

Evaluation of the behavior factor of hybrid (concrete-steel) vertically irregular structures

Jalil Khani¹, Aboozar Mirzakhani^{2*}, Hamed Valizadeh²

1- Ph.D. Candidate, dept. of Civil Engineering, Shahrood branch, Islamic Azad University, Shahrood, Iran.

2- Assistant Professor, dept. of Civil Engineering, Shahrood branch, Islamic Azad University, Shahrood, Iran.

Received: **Revised:** **Accepted:**
Research paper

ABSTRACT

Hybrid reinforced concrete-steel structures, due to their optimal integration of the advantages of both materials, have found widespread application in the construction industry, particularly in regions with high seismic hazard. However, the quantitative impact of vertical irregularity on key seismic design parameters, such as the behavior factor, in these structures has not been sufficiently investigated. This study aims to quantitatively evaluate the behavior factor in ordinary moment-resisting frames where the lateral load-bearing system transitions from reinforced concrete to steel over the height. To this end, a series of 6-, 12-, and 18-story models with varying degrees of irregularity were modeled and assessed using nonlinear static pushover analysis. Following the derivation of capacity curves, key parameters including the behavior factor, overstrength factor, and ductility factor were calculated employing standard bilinearization methods. The results indicate that the location of the material transition and the severity of irregularity have a direct and significant influence on the values of these factors. A comparison with code-specified values for regular structures reveals that using these values for the design of irregular hybrid structures may be non-conservative. In general, the seismic performance of hybrid frames in resisting lateral loads demonstrates a notable superiority, showing 17% to 39% higher behavior factors compared to their equivalent fully reinforced concrete counterparts. The final findings underscore the necessity of calculating the behavior factor on a case-specific basis, considering the pattern and degree of irregularity. This approach paves the way for achieving higher seismic resilience and more economical design of tall buildings in earthquake-prone zones.

Keywords: Hybrid reinforced concrete-steel structures, Vertical irregularity, Behavior factor, Nonlinear static pushover analysis, Moment resisting frame.

***Corresponding Author:** Aboozar Mirzakhani

Email address: aboozar.mirzakhani@iau.ac.ir

ارزیابی ضریب رفتار سازه‌های هیبریدی (بتنی - فولادی) نامنظم در ارتفاع

جلیل خانی^۱، ابودر میرزاخانی^{۲*}، حامد ولی‌زاده^۲

۱- دانشجوی دکتری، گروه عمران، واحد شاهرود، دانشگاه آزاد اسلامی، شاهرود، ایران

۲- استادیار، گروه عمران، واحد شاهرود، دانشگاه آزاد اسلامی، شاهرود، ایران

پست الکترونیکی نویسنده مسئول: aboozar.mirzakhani@iau.ac.ir

تاریخ دریافت: ۱۴۰۴/۰۸/۱۷، تاریخ بازنگری: ۱۴۰۵/۰۲/۲۲، تاریخ پذیرش: ۰۰۰۰/۰۰/۰۰

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده

سازه‌های هیبریدی بتنی - فولادی با تلفیق مطلوب عملکرد دو مصالح، به ویژه در مناطق با خطر لرزه‌خیزی بالا کاربرد گسترده‌ای یافته‌اند. با این حال، تأثیر نامنظمی در ارتفاع بر پارامترهای کلیدی طراحی لرزه‌ای مانند ضریب رفتار در این سازه‌ها به اندازه کافی مورد بررسی کمی قرار نگرفته است. این پژوهش به ارزیابی کمی ضریب رفتار در قاب‌های خمشی متداول که در آن‌ها سیستم باربر جانبی در ارتفاع از بتن مسلح به فولاد تغییر می‌کند، می‌پردازد. برای این منظور، مجموعه‌ای از مدل‌های ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه با درجات مختلف نامنظمی مدل‌سازی و با تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد ارزیابی قرار گرفتند. پس از استخراج منحنی‌های ظرفیت، پارامترهای ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ضریب شکل‌پذیری با استفاده از روش‌های استاندارد دوخطی‌سازی محاسبه شده است. نتایج نشان می‌دهد که محل تغییر مصالح و شدت نامنظمی تأثیر مستقیم و قابل ملاحظه‌ای بر مقادیر این ضرایب دارد. مقایسه با مقادیر مرجع برای سازه‌های منظم حاکی از غیرمحافظة کارانه بودن استفاده از این مقادیر در طراحی سازه‌های هیبریدی نامنظم است. به‌طور کلی، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های هیبریدی در تحمل بار جانبی، برتری قابل توجهی بین ۱۷ تا ۳۹ درصد در ضریب رفتار نسبت به قاب‌های تمام‌بتنی معادل ارائه می‌دهند. یافته‌های نهایی بر ضرورت محاسبه اختصاصی ضریب رفتار بر اساس الگو و شدت نامنظمی در این سازه‌ها تأکید دارد تا با اطمینان بیشتر، به تاب‌آوری بالاتر و طراحی اقتصادی‌تر در مناطق زلزله‌خیز دست یافت.

واژه‌های کلیدی: سازه‌های هیبریدی بتنی - فولادی، نامنظمی در ارتفاع، ضریب رفتار، تحلیل استاتیکی غیرخطی پیش‌رونده، قاب خمشی.

۶۷ امروزه در صنعت ساخت و ساز، استفاده از نوعی از سیستم‌های سازه‌ای ترکیبی به نام ساختمان‌های هیبریدی رایج شده است.

۶۸ در این نوع سازه‌ها، طبقات پایینی از بتن مسلح و طبقات بالایی از فولاد ساخته می‌شوند [۱]. این رویکرد طراحی، مزایای

۶۹ قابل توجهی از جمله تسهیل در توسعه عمودی ساختمان، امکان بازسازی و تقویت سازه‌های موجود، و انعطاف‌پذیری در تغییر

۷۰ کاربری فضای معماری را ارائه می‌دهد. در واقع، انتخاب هوشمندانه مصالح مختلف بر اساس مزایا و محدودیت‌های آن‌ها، پاسخگوی

۷۱ نیازهای متنوع سازه‌ای است. در این سیستم‌های هیبریدی، بتن مسلح با تأمین سختی و مقاومت بالا در طبقات تحتانی، پایداری

۷۲ مناسب را ایجاد می‌کند، در حالی که فولاد با کاهش وزن و تسریع فرآیند ساخت در طبقات فوقانی، به بهینه‌سازی عملکرد کلی

۷۳ سازه کمک می‌کند. با این حال، چالش‌هایی از جمله پیچیدگی ساخت و ساز، ضرورت هماهنگی بین مصالح مختلف و ملاحظات

۷۴ اقتصادی باید به‌دقت مورد توجه قرار گیرند. با وجود کاربردهای عملی، استانداردهای لرزه‌ای فعلی [۲-۷] ترکیب مصالح سازه‌ای

۷۵ مختلف در امتداد ارتفاع ساختمان را نادیده می‌گیرند و در عین حال دستورالعمل‌های دقیق کاملی را برای ساختمان‌های معمولی

۷۶ ارائه می‌دهند. در عمل، موارد متعددی از ساخت سازه‌های هیبریدی با بخش تحتانی از بتن مسلح و بخش فوقانی از فولاد مشاهده

۷۷ شده است که عمدتاً بر اساس قواعد تجربی و دانش عملی مهندسان اجرایی شده‌اند. این رویکرد به دلیل نبود مقررات مشخص و

۷۸ آیین‌نامه‌های کاربردی در این زمینه، با استفاده از راه کارهای عملیاتی به پیش رفته است. با این حال، مطالعات محدودی در

۷۹ زمینه مدلسازی، تحلیل و ارزیابی رفتار لرزه‌ای این نوع سازه‌های ترکیبی بتنی - فولادی موجود است که لزوم انجام پژوهش‌ها

۸۰ را در این حوزه نشان می‌دهد. آسکونی [۸] نشان داد که استفاده از ساختمان‌های ترکیبی بتنی - فولادی می‌تواند عملکرد لرزه‌ای

۸۱ بهتری نسبت به ساختمان‌های متعارف بتنی یا فولادی ارائه دهد. این سازه‌ها با تلفیق مزایای هر دو مصالح، از جمله سختی بتن

۸۲ در طبقات پایین و سبکی فولاد در طبقات بالا، رفتار متعادل‌تری در برابر زلزله‌های نزدیک گسل از خود نشان می‌دهند. مالی و

۸۳ همکاران [۹] روش‌های طراحی سنتی موجود را بررسی و یافتند که برای قاب‌های صفحه‌ای با تغییر در مواد سازه‌ای در امتداد

۸۴ ارتفاع ساختمان قابل استفاده است، حتی اگر در آیین‌نامه‌ها طراحی گنجانده نشده باشند. فنائی و شاملو [۱۰] ضرایب اصلاح

۸۵ پاسخ سازه‌های ترکیبی را بررسی کردند. باتارای و شاکیا [۱۱] عامل کاهش پاسخ در مورد سازه هیبریدی، بتنی - فولادی را مورد

۸۶ بررسی قرار دادند. کیانی و همکاران [۱۲ و ۱۳] موقعیت ارتفاع طبقه انتقالی را در قاب‌های چند طبقه مختلط با استفاده از منحنی

۸۷ های شکنندگی مطالعه کردند. قنبری و همکاران [۱۴] واکنش قاب‌های مختلط را که تحت حرکات زمین لرزه اصلی-پس‌لرزه‌ای

۸۸ قرار گرفتند، ارزیابی کردند. آسکونی و پاپاگیانوپولوس [۱۵] رفتار قاب‌های سه بعدی مختلط را تحت تأثیر تحریکات قوی نزدیک

۸۹ به گسل را مورد مطالعه قرار دادند.

۹۰ لی و همکاران [۱۶] یک الگوریتم نوآورانه و ساده برای تخمین بارهای جانبی برای سازه‌های مختلط را ایجاد کردند. کاوه و

۹۱ اردبیلی [۱۷] استفاده از یک رویکرد الگوریتمی را برای طراحی بهینه سازه‌های ترکیبی با شرایط هزینه معین پیشنهاد کردند.

۹۲ کیانی و همکاران [۱۸] ضرایب لرزه‌ای را برای ساختمان‌های ترکیبی بتنی - فولادی پیشنهاد کردند. پنوماتیکوس و همکاران

۹۳ [۱۹] یک روش تشخیص آسیب در قاب‌های ترکیبی با استفاده از "تحلیل ویولت" انجام دادند. از مطالعات پژوهشی که قبلاً

۹۴ ذکر شد، علاقه به بررسی موارد مختلف، قاب‌های ساختمانی هیبریدی ایجاد می‌شود.

۹۵ با این حال، یک خلأ پژوهشی متمرکز و برجسته در ادبیات موضوع مشهود است. اکثر پژوهش‌های پیشین بر جنبه‌های

۹۶ خاصی مانند میرایی متمرکز بوده‌اند [۲۰-۲۴]، در حالی که اثر نامنظمی ارتفاعی ناشی از تغییر مصالح بر پارامترهای کلیدی

۹۷ طراحی لرزه‌ای، به‌ویژه ضریب رفتار، به‌صورت نظام‌مند و کمی بررسی نشده است. مطالعاتی که به این موضوع پرداخته‌اند،

۹۸ عمدتاً بر فرض خاک صلب تمرکز داشته‌اند [۴-۷ و ۲۵-۳۱] یا به بررسی تأثیر جهت تحریک زلزله پرداخته‌اند [۳۲ و ۳۳].

۹۹ بنابراین، هدف اصلی و نوآوری این پژوهش، ارزیابی کمی و سیستماتیک تأثیر نامنظمی در ارتفاع بر ضریب رفتار (R) و

۱۰۰ پارامترهای مرتبط ضریب اضافه مقاومت (Ω) و ضریب شکل‌پذیری (μ) در قاب‌های خمشی هیبریدی است. این مطالعه به‌طور

۱۰۱ مشخص در پی پاسخ به این سؤال است که آیا استفاده از مقادیر آیین‌نامه‌ای ضریب رفتار (که برای سازه‌های منظم ارائه شده)

۱۰۲ برای طراحی سازه‌های هیبریدی نامنظم ایمن و کافی است یا خیر.

۱۰۳

دست‌آورد اصلی این مقاله، پرکردن این خلأ پژوهشی از طریق ارائه‌ی تحلیلی دقیق و بومی‌سازی روش‌های محاسباتی برای سازه‌های هیبریدی نامنظم بوده است. در این راستا، مجموعه‌ای از مدل‌های با تعداد طبقات مختلف (۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه) و با درجات متفاوتی از نامنظمی ارتفاعی مدل‌سازی و تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی پیش‌رونده قرار گرفته‌اند. با استخراج و دوطبقه‌سازی منحنی‌های ظرفیت، پارامترهای کلیدی طراحی محاسبه و تأثیر محل و شدت نامنظمی بر آن‌ها به‌طور کمی ارزیابی شده است. یافته‌های این پژوهش می‌تواند مبنایی برای تدوین دستورالعمل‌های دقیق‌تر و کارآمد، جهت طراحی اقتصادی و ایمن سازه‌های هیبریدی بلندمرتبه در مناطق زلزله‌خیز فراهم آورد.

۲- مدل‌های ساختمانی مورد مطالعه و تحلیل استاتیکی غیر خطی

در این پژوهش، رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی دو بعدی با شکل‌پذیری متوسط مورد بررسی قرار گرفته است. جامعه آماری تحقیق شامل ۱۸ مدل قاب بتنی و ۱۸ مدل قاب هیبریدی بتنی - فولادی در سه دسته ارتفاعی ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه می‌باشد. وجه تمایز و پارامتر اصلی مطالعه، وجود نامنظمی در ارتفاع ناشی از تغییر ناگهانی سیستم سازه‌ای از بتن مسلح به فولاد است. این نامنظمی از نوع نامنظمی در سختی و مقاومت (طبق دسته‌بندی آیین‌نامه‌ای) تعریف شده و شدت آن با تغییر محل طبقه انتقال (هم مرز) در ارتفاعات مختلف ساختمان کنترل می‌گردد. بدین ترتیب، اثر پارامتر کلیدی ارتفاع محل تغییر مصالح بر پاسخ غیرخطی سازه ارزیابی می‌شود.

۲-۱- مشخصات هندسی و مصالح

تمامی قاب‌ها دارای دهانه‌ها و ارتفاع طبقات یکسان هستند. بخش بتنی تمامی مدل‌ها (اعم از بتنی و هیبریدی) با بتن با رده مقاومت مشخصه C30 و فولاد با رده S400 و بخش فولادی مدل‌های هیبریدی با فولاد St37 مدل‌سازی شده‌اند. اتصال بین دو بخش بتنی و فولادی در طبقه انتقال، به‌صورت اتصال صلب (Rigid Connection) در نظر گرفته شده است که انتقال کامل نیروهای برشی و لنگر خمشی را ممکن می‌سازد. این فرض با توجه به جزئیات اجرایی رایج در اتصال ستون‌های مرکب بتنی-فولادی با استفاده از صفحه‌ستون، پیچ‌های مهارتی و میلگردهای اتصال قابل توجیه است.

۲-۲- طراحی اولیه و بارگذاری

برای تعیین مقاطع اولیه المان‌ها (تیرها و ستون‌ها)، بارگذاری ثقلی، بار مرده و زنده مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و بارگذاری لرزه‌ای بر اساس روش تحلیل استاتیکی معادل مطابق آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم) برای خاک نوع II اعمال شد [۳۴]. لازم به ذکر است که مقاطع به دست آمده از این طراحی اولیه، تنها به عنوان نقطه شروعی برای تحلیل غیرخطی استفاده شده و در فرآیند تحلیل، رفتار واقعی مصالح و المان‌ها بر اساس مدل‌های غیرخطی تعریف می‌شود.

۲-۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی پیش‌رونده

تعیین پارامترهای کلیدی طراحی مانند ضریب رفتار، نیازمند استخراج منحنی ظرفیت سازه تا نقطه فروپاشی است. در این مطالعه از تحلیل استاتیکی غیرخطی پیش‌رونده برای این منظور استفاده شده است. با علم به اینکه در سازه‌های نامنظم، اثر مودهای بالاتر می‌تواند بر توزیع نیروهای داخلی مؤثر باشد، برای افزایش دقت نتایج، الگوی بار مثلی معادل بار زلزله به همراه الگوی بار متناسب با جرم (Uniform Acceleration) به صورت مجزا اعمال گردید و پاسخ بحرانی‌تر مبنای استخراج نتایج قرار گرفت. همچنین، برای حصول اطمینان از صحت نتایج با تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال، مقایسه و بررسی مشارکت جرم مودهای بالاتر انجام پذیرفت. علی‌رغم مزایای تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، انتخاب روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در این پژوهش با توجه به هدف اصلی (استخراج پارامترهای کلی عملکرد و ضریب رفتار به‌عنوان معیاری مقایسه‌ای بین مدل‌های مختلف)، حجم بالای مدل‌ها (۳۶ مدل) و عدم وابستگی به رکورد ویژه قابل توجیه است.

۴-۲- مدل سازی غیرخطی و معیارهای شکست

مدل سازی غیرخطی در نرم افزار SAP2000 انجام شده است. رفتار غیرخطی در تیرها با تعریف لنگر - چرخش در دو سر آن ها (با استفاده از مفاصل پلاستیک از پیش تعریف شده نرم افزار بر اساس FEMA-356) و در ستون ها با تعریف محور برشی - تغییر مکان شبیه سازی گردید. معیار تشکیل مفصل پلاستیک و رسیدن به حد شکل پذیری بر اساس چرخش مجاز ارائه شده در استاندارد FEMA-356 برای المان های با شکل پذیری متوسط در نظر گرفته شد. نقطه پایان منحنی ظرفیت (فروریزش) زمانی در نظر گرفته شد که اولین مفصل پلاستیک به حد فروپاشی (Collapse) برسد یا ظرفیت باربری جانبی در منحنی نیرو - تغییر مکان به حداکثر خود رسیده و سازه وارد فاز نزولی شود [۳۵].

۲-۵- دوطخی سازی و استخراج پارامترها

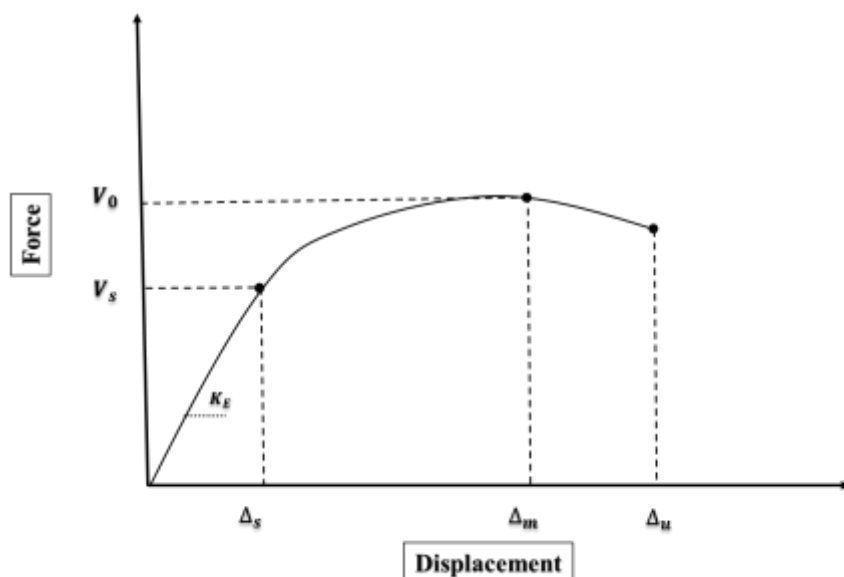
پس از استخراج منحنی ظرفیت (نیرو - تغییر مکان) برای هر مدل، این منحنی ها با دو روش شناخته شده و پرکاربرد پرستلی - پائولی [۳۶] و یانگ [۳۷] به یک منحنی دوطخی ایده آل تبدیل شدند. دلیل انتخاب این دو روش، روشنی و عدم ابهام در تعیین نقطه تسلیم و نیز قابلیت مقایسه نتایج با مطالعات پیشین است. از روی این منحنی های دوطخی، سه پارامتر کلیدی ضریب رفتار (R)، ضریب اضافه مقاومت (Ω) و ضریب شکل پذیری (μ) برای هر یک از ۳۶ مدل محاسبه گردید. در نهایت، مقادیر به دست آمده از دو روش دوطخی سازی با یکدیگر مقایسه و مورد تحلیل قرار گرفتند.

۳- روش شناسی محاسبه ضریب رفتار از تحلیل استاتیکی غیرخطی پیش رونده

هدف این پژوهش، ارائه ای کمی و نظام مند از تأثیر نامنظمی ارتفاعی بر پارامترهای کلیدی طراحی لرزه ای، به ویژه ضریب رفتار، در قاب های خمشی هیبریدی بتنی - فولادی است. ضریب رفتار، پارامتری تجمیعی است که ظرفیت غیرخطی سازه شامل اضافه مقاومت و شکل پذیری را در تحلیل خطی معادل خلاصه می کند و رابطه بنیادی آن به صورت $R = R_{\Omega} \times R_{\mu}$ است. در این مطالعه، کلیه مؤلفه های این رابطه به طور مستقیم از پردازش منحنی ظرفیت حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی پیش رونده استخراج می گردند.

۱-۳- استخراج و پردازش منحنی ظرفیت

پس از اجرای تحلیل بر مدل های معرفی شده در بخش ۲، منحنی پاسخ اصلی هر سازه به صورت برش پایه (V) در برابر تغییر مکان سقف (Δ) استخراج می شود. این منحنی غیرخطی برای تعیین پارامترهای طراحی به یک مدل ساده دوطخی (الاستو-پلاستیک) معادل تبدیل می شود. در شکل ۱، شماتیک این فرآیند و پارامترهای کلیدی نشان داده شده است که شامل: K_E سختی اولیه (سختی خطی معادل)، V_S نیروی متناظر با تغییر مکان Δ_S روی منحنی اصلی (نقطه تسلیم واقعی)، Δ_S تغییر مکان نقطه مشخص روی منحنی اصلی، V_0 نیروی متناظر با یک تغییر مکان اولیه مشخص، Δ_m بیشینه تغییر مکان در منحنی اصلی و Δ_u تغییر مکان نهایی معادل است.

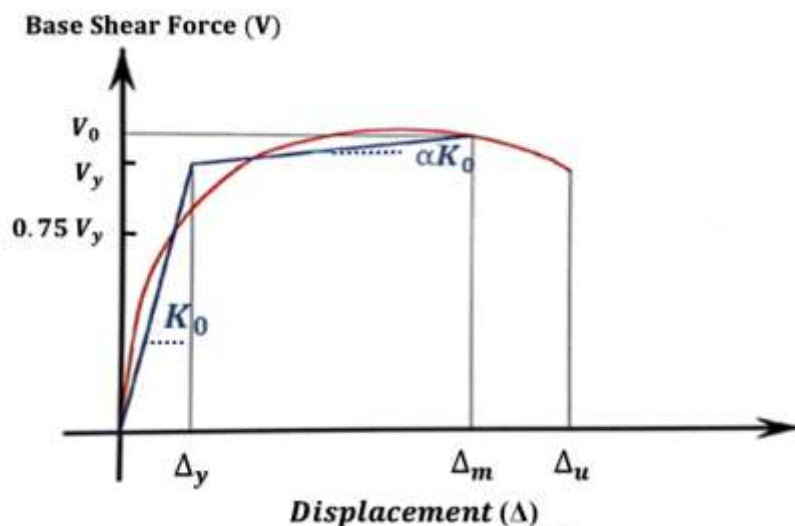


شکل ۱: نمونه‌ای از نمودار نیرو - تغییر مکان.

با توجه به اهمیت تعریف نقطه تسلیم معادل و تأثیر آن بر نتایج نهایی، و نیز ماهیت نامنظم سازه‌های مورد مطالعه، این تحقیق از دو الگوریتم پر کاربرد زیر و با مبانی متفاوت برای دو خطی‌سازی استفاده می‌کند:

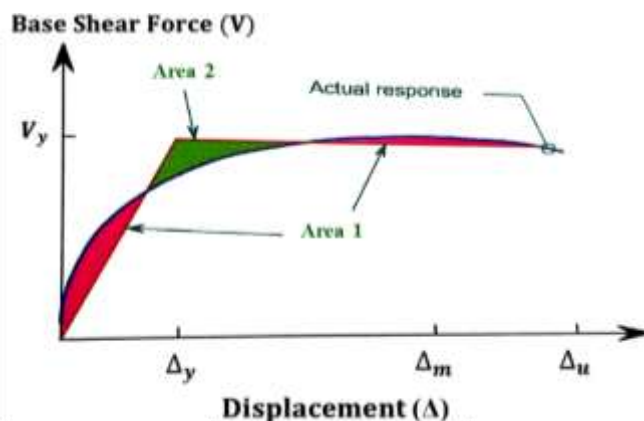
- روش پریستلی و پائولی^۱: [۳۶] یکی از روش‌های مبتنی بر سختی سکانت برای تعیین نقطه تسلیم معادل در فرآیند دوخطی‌سازی است. در این روش، مقاومت تسلیم معادل (V_y) و تغییر مکان تسلیم معادل (Δ_y) به‌گونه‌ای تعیین می‌شوند که سختی سکانت (K_s) منحنی اصلی در آن نقطه، به ۱۰٪ سختی اولیه الاستیک (K_0) برسد. ($K_s = 0.1K_0$) شماتیک اجرای این فرآیند در شکل ۲ ارائه شده است؛ همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود، ابتدا خطی با شیب K_0 به‌عنوان سختی اولیه ترسیم شده و تراز افقی $0.75V_y$ به‌عنوان مبنای معیار کاهش سختی تا $0.1K_0$ در نظر گرفته می‌شود. نقطه‌ای از منحنی اصلی که بر این تراز افقی منطبق می‌گردد، به‌عنوان نقطه تسلیم معادل (V_y, Δ_y) تعریف می‌شود. پس از تعیین این نقطه، سایر پارامترهای مدل دوخطی معادل، شامل سختی پس از تسلیم، مقاومت نهایی (V_u) و تغییر مکان نهایی (Δ_u)، قابل محاسبه خواهند بود.

^۱. Priestley & Paulay



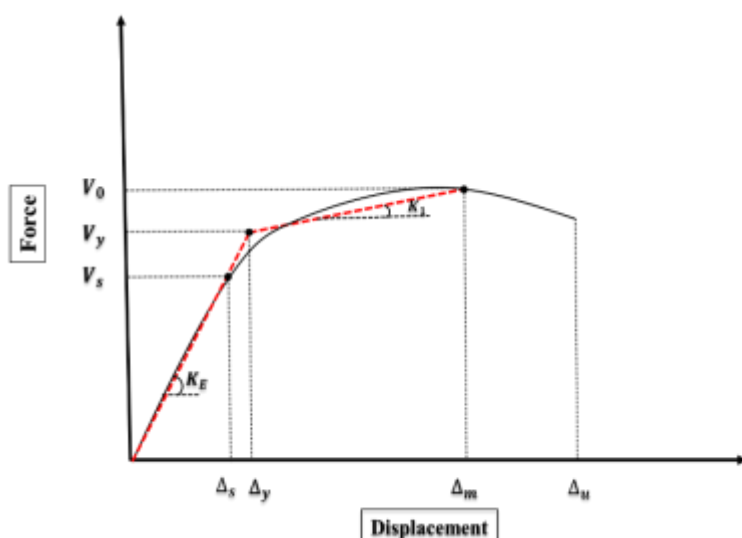
شکل ۲: دوخطی‌سازی نمودار برش - تغییرمکان به روش پریستلی - پائولی (مبنای سختی) [۳۶].

- روش یانگ^۲ (روش انرژی معادل): [۳۷] بر مبنای برابری انرژی است. در این روش، منحنی دوخطی به گونه‌ای تعریف می‌شود که مساحت زیر آن تا نقطه تغییرمکان نهایی (Δ_u) با مساحت زیر منحنی واقعی برابر باشد. اصل کلی این روش در شکل ۳ نمایش داده شده است. در یک رویکرد متداول برای ترسیم، منحنی دوخطی با ادامه دادن محدوده الاستیک و یافتن برش‌پایه تسلیم، و سپس اتصال آن به برش‌پایه حداکثر به نحوی حاصل می‌شود که انرژی کرنشی ذخیره‌شده (مساحت زیر نمودار) تغییر نکند. شماتیک این فرآیند در شکل ۴ نشان داده شده است.



شکل ۳: اصل برابری انرژی در روش یانگ (انرژی معادل) [۳۷].

². Uang



شکل ۴: مراحل ترسیم منحنی دوطبی معادل به روش یانگ [۳۷].

استفاده همزمان از این دو روش دوطبی سازی، دو مزیت اصلی فراهم می‌کند. مزیت اول امکان تحلیل حساسیت نتایج نسبت به تعریف نقطه تسلیم (که برای سازه‌های نامنظم با تغییرات ناگهانی سختی ضروری است) و مزیت دوم افزایش قابلیت مقایسه یافته‌های این پژوهش با طیف گسترده‌ای از مطالعات پیشین است که از هر یک از این روش‌ها استفاده کرده‌اند. نقطه نهایی (Δ_u, V_u) در هر دو روش مطابق معیار فروریزش تعریف شده در بخش ۲، یعنی رسیدن به حداکثر مقاومت یا برآورده شدن معیار شکست در مفاصل پلاستیک بحرانی، تعیین می‌شود.

۲-۳- محاسبه پارامترهای R ، Ω و μ

پس از تعیین منحنی دوطبی معادل و نقاط کلیدی آن، پارامترهای طراحی لرزه‌ای از روابط زیر محاسبه می‌گردند:

$$\Omega = \frac{V_y}{V_d} \quad (۱)$$

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (۲)$$

$$R = \Omega \times \mu \quad (۳)$$

در رابطه (۱)، V_d برش پایه طراحی است. در این پژوهش، برای انطباق بیشتر با رفتار واقعی و حذف وابستگی به مقادیر اسمی آیین‌نامه، V_d به عنوان برش پایه در لحظه تشکیل اولین مفصل پلاستیک از منحنی پوش‌آور اصلی استخراج می‌شود. این تعریف، ظرفیت ذخیره مقاومت واقعی سازه پس از پایان رفتار خطی را به عنوان اضافه مقاومت در نظر می‌گیرد.

۳-۳- ملاحظات خاص و چالش‌های محاسبه برای سازه‌های هیبریدی نامنظم

محاسبه پارامترها در سازه‌های هیبریدی نامنظم با چالش‌های خاصی همراه است که در روش شناسی این پژوهش مورد توجه قرار گرفته‌اند. نخست، تغییر ناگهانی سختی در محل «طبقه انتقال» می‌تواند منجر به قله‌های متوالی یا فلات در منحنی

ظرفیت شود و شناسایی نقطه تسلیم معادل را با ابهام مواجه سازد؛ استفاده توأم از دو روش با مبانی متفاوت (سختی و انرژی)، پاسخی سیستماتیک به این چالش است. دوم، محل تغییر مصالح، توالی تشکیل مفاصل پلاستیک و مکانیزم فروریزش را تغییر داده و مستقیماً بر تغییر مکان نهایی و در نتیجه ضریب شکل‌پذیری (μ) در پیکربندی‌های مختلف تأثیر می‌گذارد، ارزیابی این رابطه یکی از اهداف اصلی تحلیل نتایج است. سوم، برای ایزوله کردن و کمّی‌سازی اثر خالص نامنظمی ارتفاعی، ضریب رفتار (R) در این پژوهش صرفاً از حاصلضرب Ω و μ استخراج شده از تحلیل محاسبه می‌گردد، نه از ترکیب زیرضرایب آیین‌نامه‌ای (مانند ضریب نامعینی یا میرایی). این رویکرد محافظه‌کارانه، تأثیر مستقیم الگوی نامنظمی را بدون پوشش داده شدن توسط ساده‌سازی‌های دیگر آشکار می‌سازد.

۳-۴- الگوریتم سیستماتیک محاسباتی

به‌منظور حذف ذهنیت و افزایش دقت، کلیه مراحل پردازش منحنی‌های خروجی SAP2000 در یک الگوریتم سیستماتیک مبتنی بر کدنویسی در اکسل پیاده‌سازی شد. پس از فیلتر و هموارسازی داده‌های خام (ΔV)، نقاط کلیدی (مانند تغییر مکان بحرانی و اولین تسلیم) به‌طور خودکار تشخیص داده شدند. دو روش دوخطی سازی شامل روش پرستلی - پائولی (با تعیین نقطه تسلیم در جایی که سختی لحظه‌ای به ۱۰٪ سختی اولیه می‌رسد) و روش یانگ (با استفاده از الگوریتم بهینه‌سازی مبتنی بر برابری مساحت زیر منحنی) به‌کار گرفته شدند. در نهایت، پارامترهای طراحی (ΩR و μ) برای هر مدل محاسبه و در پایگاه‌داده ذخیره گردید. این چارچوب روش‌شناختی دقیق، استخراج قابل‌اطمینان پارامترها را ممکن ساخته و مبنایی مستحکم برای تحلیل کفایت ضرایب آیین‌نامه‌ای برای سازه‌های هیبریدی نامنظم فراهم می‌کند.

۴- مشخصات هندسی، مصالح و پیکربندی مدل‌ها

در این پژوهش، برای ارزیابی تأثیر نامنظمی ارتفاعی ناشی از تغییر مصالح، سه دسته اصلی از قاب‌های خمشی دو بعدی با شکل‌پذیری متوسط با ارتفاع ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه بررسی شده‌اند. هر دسته شامل دو زیرگروه است: دسته اول قاب‌های تمام‌بتنی (RC) و دسته دوم قاب‌های هیبریدی که در آنها بخش تحتانی (تعداد مشخصی از طبقات پایین) از بتن مسلح و بخش فوقانی از فولاد تشکیل شده است. وجه تسمیه هیبریدی بودن، تغییر ناگهانی در مشخصات سختی و مقاومت در محل اتصال این دو بخش است که می‌تواند منجر به کاهش قابل توجه این مشخصات در یک طبقه نسبت به طبقه زیرین خود شود. این پدیده به عنوان منبع ایجاد نامنظمی در ارتفاع طبق تعریف بند ۲-۷-۱ (نامنظمی در ارتفاع) استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم) در نظر گرفته می‌شود.

۴-۱- ابعاد و بارگذاری

تمامی مدل‌ها دارای دهانه‌های ۶ متری و ارتفاع طبقات ۳/۵ متری یکسان هستند. بارهای ثقلی مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (بارگذاری) تعیین شده‌اند: بار مرده سقف 5.5 kN/m^2 ، بار زنده سقف 2.0 kN/m^2 ، بار مرده بام 6.5 kN/m^2 و بار زنده بام 1.5 kN/m^2 و وزن دیوارهای غیرسازه‌ای به صورت بار خطی معادل در تیرها اعمال گردید.

۴-۲- مشخصات مصالح

بتن مصرفی با مقاومت مشخصه $f'_c = 30 \text{ MPa}$ و مدول الاستیسیته $E_c = 26 \text{ GPa}$ مطابق رابطه استاندارد استفاده شد. رفتار غیرخطی بتن تحت فشار، با مدل هاگستند با $\varepsilon_{c0} = 0.002$ و $\varepsilon_{cu} = 0.0038$ مدل‌سازی گردید. میلگردهای مصرفی دارای تنش تسلیم $f_y = 400 \text{ MPa}$ و مدول الاستیسیته $E_s = 200 \text{ GPa}$ بودند. پروفیل‌های فولادی از نوع St37 مطابق

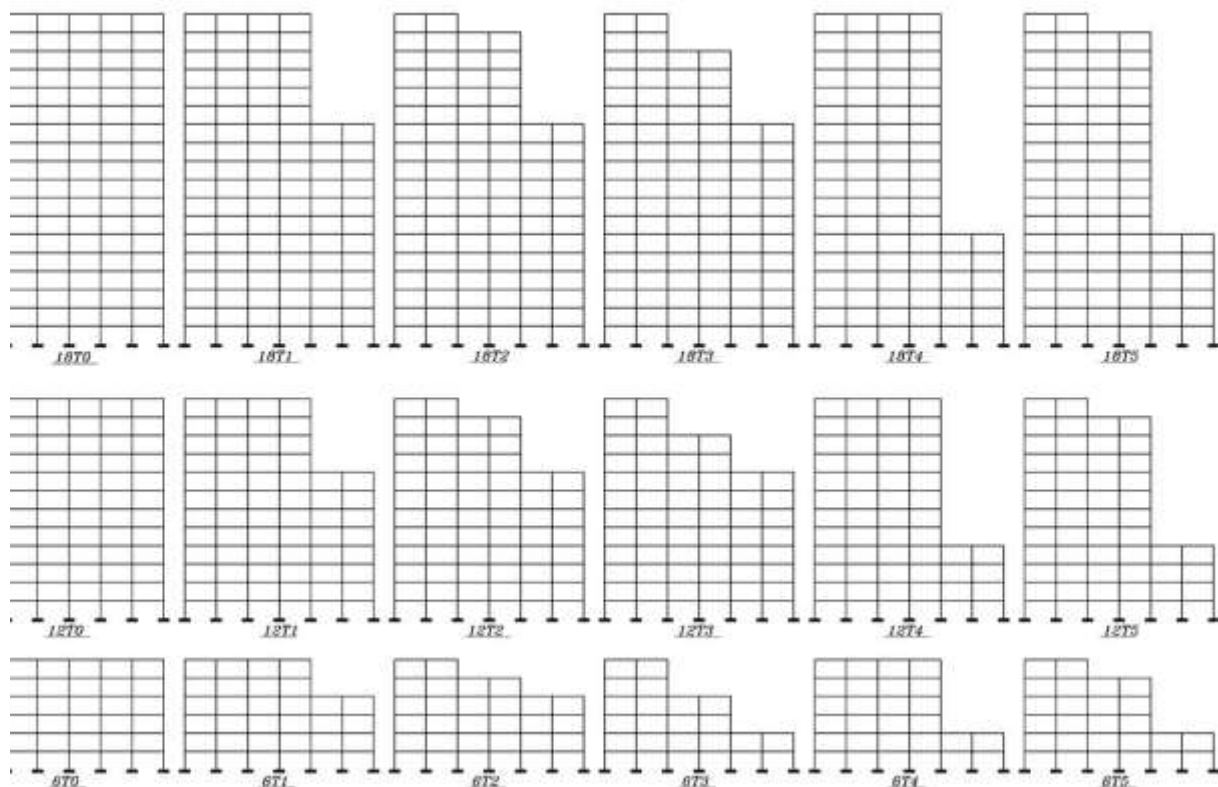
استاندارد ملی ایران ISIRI 3631، با حداقل تنش تسلیم $f_y = 240 \text{ MPa}$ ، تنش کششی نهایی $f_u = 360 \text{ MPa}$ و مدول الاستیسیته $E = 210 \text{ GPa}$ در نظر گرفته شد.

۳-۴- طراحی اولیه و فرضیات لرزه‌ای

مقاطع اولیه تیرها و ستون‌ها بر اساس تحلیل الاستیک تحت ترکیب بارهای ثقلی و جانبی (مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم) تعیین شدند. بارگذاری جانبی بر اساس خاک نوع II (سختی متوسط) و نسبت شتاب مبنای طرح $0.35g$ (پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد) محاسبه گردید. ضرایب رفتار اولیه (R) برای تعیین نیروهای الاستیک طراحی، مطابق مقادیر آیین‌نامه‌های قالب‌های خمشی متوسط در نظر گرفته شد؛ درحالی‌که مقادیر نهایی و واقعی این ضریب، موضوع اصلی پژوهش حاضر، از طریق تحلیل غیرخطی و روش ارائه‌شده در بخش ۳ استخراج می‌گردد.

۴-۴- پیکربندی‌های نامنظمی مورد مطالعه

هدف این پژوهش، بررسی تأثیر الگوهای مختلف نامنظمی ارتفاعی بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها است. نامنظمی مورد مطالعه در دو دسته در نظر گرفته شده است: نخست، نامنظمی ذاتی که در اثر تغییر ناگهانی نوع مصالح از بتن به فولاد در امتداد ارتفاع سازه و در چهارچوب تعریف سازه‌های هیبریدی ایجاد می‌شود؛ و دوم، نامنظمی هندسی جرم-سختی که از طریق حذف انتخابی دهانه‌ها در طبقات فوقانی اعمال می‌گردد. این نامنظمی بر اساس معیار کاهش جرم و سختی در بخشی از ارتفاع سازه و با استناد به ضوابط آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) تعریف شده و در قالب پنج الگوی مختلف (شکل ۵) مورد بررسی قرار گرفته است. به‌عنوان نمونه، در یکی از الگوها دو دهانه کناری از تراز دوسوم ارتفاع سازه به بالا حذف شده است.



شکل ۵: پلان و نماهای شماتیک، نشان‌دهنده پنج الگوی مختلف نامنظمی هندسی مورد مطالعه (حذف دهانه‌ها).

در مجموع، ۳۶ مدل مجزا متشکل از ترکیب سه تعداد طبقه (۶، ۱۲، ۱۸)، دو نوع سیستم سازه‌ای (تمام‌بتن و هیبریدی) و شش حالت نامنظمی (یک حالت منظم و پنج حالت نامنظم هندسی مطابق شکل ۵) تحلیل شدند. مدل‌ها با نام‌گذاری NTM مشخص می‌شوند که در آن N تعداد طبقات و M شماره الگوی نامنظمی است (مثلاً مدل 12T3 معرف یک سازه ۱۲ طبقه با الگوی نامنظمی نوع ۳ می‌باشد). این مجموعه جامع، پایگاه داده‌ای غنی برای بررسی سیستماتیک تأثیر همزمان نوع سیستم سازه‌ای و الگوهای مختلف نامنظمی بر پارامترهای طراحی لرزه‌ای فراهم می‌آورد. [۳۸]

جدول ۱: دوره تناوب در نظر گرفته شده در طراحی قاب‌های هیبریدی.

T دوره تناوب تجربی (ثانیه)	H ارتفاع قاب (متر)
۰/۴۴	۲۱
۰/۷۸	۴۲
۱/۰۹	۶۳

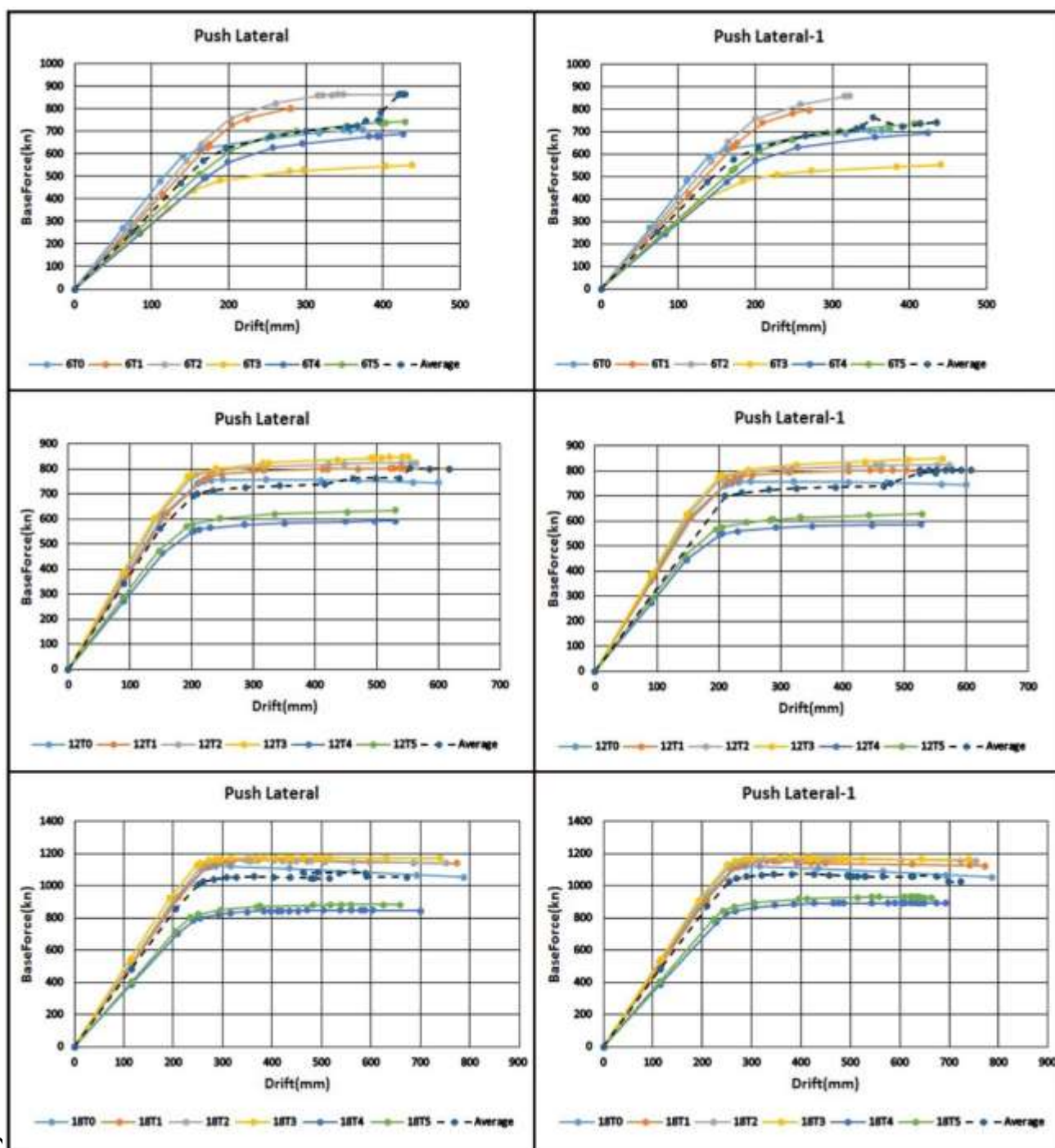
جدول ۲: دوره تناوب در نظر گرفته شده در طراحی قاب‌های بتنی.

T دوره تناوب تجربی (ثانیه)	H ارتفاع قاب (متر)
۰/۷۷	۲۱
۱/۴۵	۴۲
۲/۰۸	۶۳

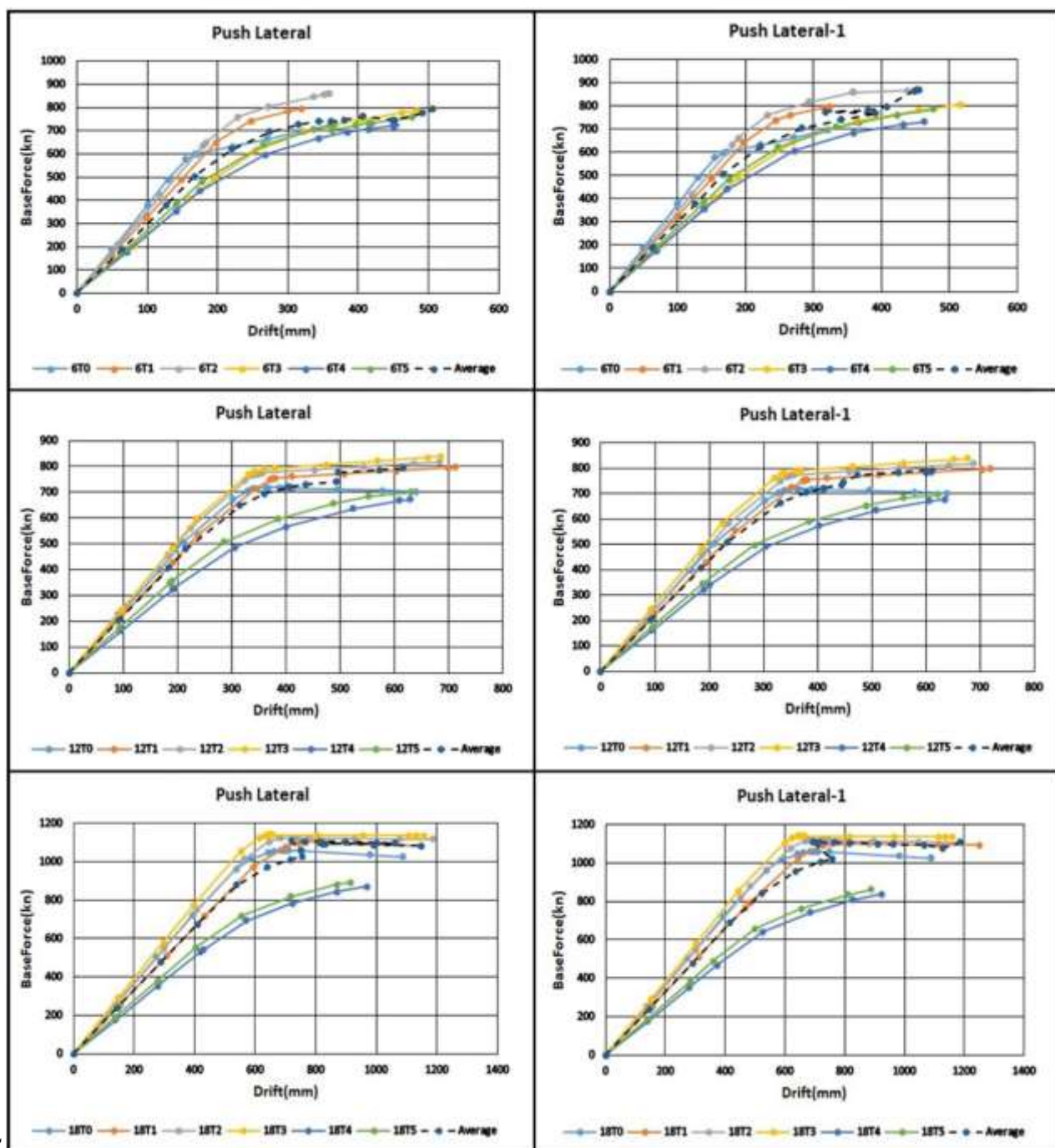
۵- تحلیل نتایج

۵-۱- بررسی کیفی منحنی‌های ظرفیت

به منظور ارزیابی کمی رفتار غیرخطی قاب‌های هیبریدی و بتنی، در ابتدا منحنی‌های ظرفیت این سازه‌ها مورد تحلیل کیفی قرار گرفت. در شکل ۶ منحنی‌های ظرفیت قاب‌های بتنی (منظم و نامنظم) و در شکل ۷ منحنی‌های ظرفیت قاب‌های هیبریدی ارائه شده‌اند. این منحنی‌ها از تحلیل استاتیکی غیرخطی پیش‌رونده سازه‌ها تا نقطه فروریزش استخراج شده‌اند. همان‌طور که در این اشکال مشهود است، منحنی‌های ظرفیت قاب‌های هیبریدی عموماً در سطوح بالاتری از برش پایه و تغییر مکان قرار دارند که حاکی از مقاومت جانبی و شکل‌پذیری بالاتر این سیستم در مقایسه با قاب‌های تمام‌بتنی معادل است.



شکل ۶: منحنی‌های ظرفیت قاب‌های بتنی (RC) منظم و نامنظم.



شکل ۷: منحنی‌های ظرفیت قاب‌های هیبریدی منظم و نامنظم.

۲-۵- ارزیابی کمی ضرایب طراحی لرزه‌ای

با پردازش منحنی‌های ظرفیت و اعمال روش‌های دوخطی‌سازی یانگ و پریستلی - پائولی (که توجیه آن در بخش ۳ ارائه شد)، پارامترهای کلیدی طراحی لرزه‌ای شامل ضریب رفتار (R)، ضریب اضافه مقاومت (Ω یا R_s) و ضریب شکل‌پذیری (μ) یا (R_μ) برای کلیه ۳۶ مدل محاسبه گردید. نتایج کامل این محاسبات در جدول ۳ خلاصه شده است.

جدول ۳- مقادیر ضرایب برای قاب‌های بتنی و هیبریدی بر اساس دو روش دوخطی‌سازی.

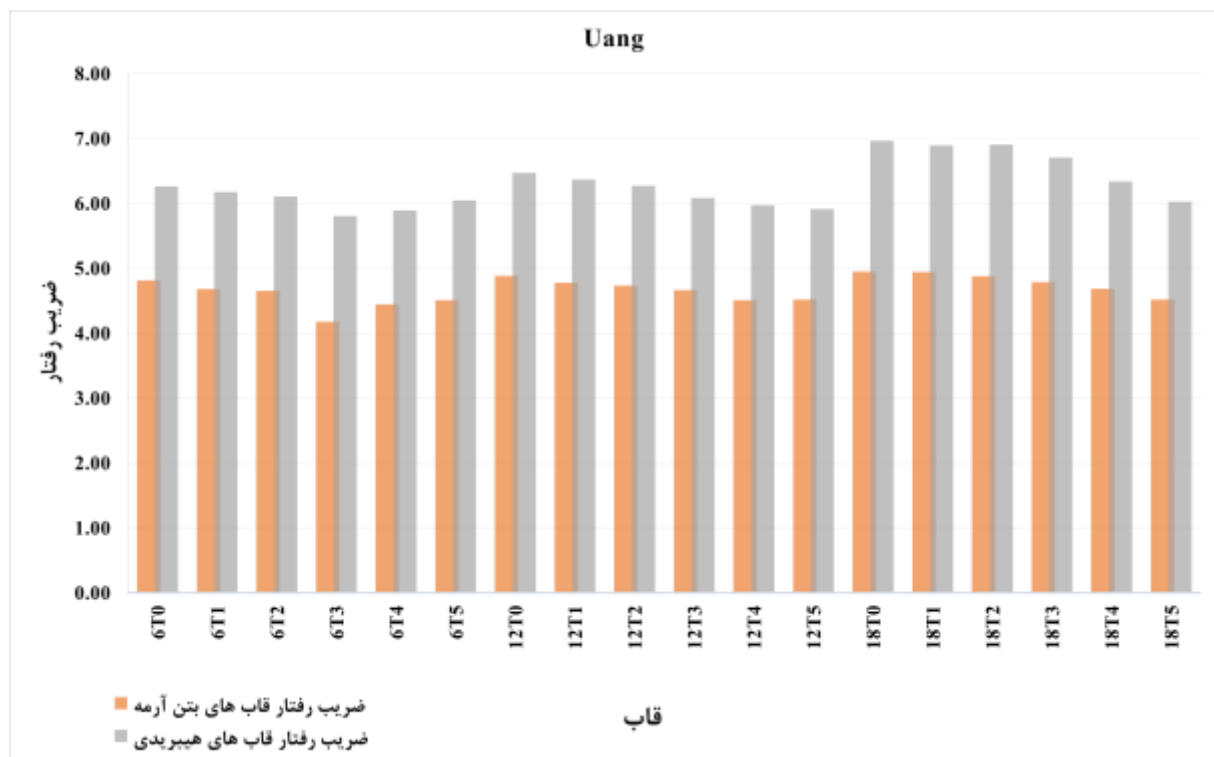
نوع	6T0	6T1	6T2	6T3	6T4	6T5	12T0	12T1	12T2	12T3	12T4	12T5	18T0	18T1	18T2	18T3	18T4	18T5
سازه بتنی به روش یانگ																		
R_s	2.30	3.44	2.75	1.95	2.46	2.50	2.11	2.09	2.09	2.06	2.06	2.04	2.19	2.25	2.19	2.14	2.21	2.16
R_μ	2.09	1.36	1.69	2.14	1.81	1.80	2.32	2.29	2.27	2.27	2.19	2.21	2.26	2.2	2.23	2.24	2.13	2.09
R	4.82	4.68	4.66	4.18	4.45	4.51	4.89	4.78	4.74	4.66	4.51	4.52	4.95	4.94	4.88	4.79	4.69	4.52
سازه هیبریدی به روش یانگ																		
R_s	3.11	4.35	3.64	3.22	3.23	3.26	3.53	3.43	3.28	3.16	3.2	3.14	4.17	4.23	4.06	3.88	3.89	3.64
R_μ	2.01	1.42	1.68	1.80	1.82	1.85	1.84	1.86	1.91	1.93	1.87	1.89	1.67	1.63	1.7	1.73	1.63	1.65
R	6.26	6.18	6.11	5.81	5.89	6.05	6.47	6.37	6.28	6.09	5.98	5.92	6.97	6.9	6.91	6.71	6.34	6.03
سازه بتنی به روش پریستلی و پائولی																		
R_s	2.60	3.80	3.04	2.21	2.82	2.82	2.09	2.15	2.19	2.19	2.17	2.19	2.05	2.2	2.17	2.14	2.25	2.22
R_μ	1.89	1.24	1.55	1.92	1.61	1.62	2.34	2.24	2.18	2.15	2.1	2.09	2.38	2.24	2.24	2.24	2.1	2.05
R	4.91	4.72	4.71	4.25	4.53	4.58	4.88	4.81	4.78	4.72	4.55	4.58	4.88	4.93	4.87	4.79	4.7	4.54
سازه هیبریدی به روش پریستلی و پائولی																		
R_s	3.86	4.88	4.09	3.96	4.11	4.04	3.52	3.73	3.58	3.47	4.19	4.00	4.08	4.26	4.08	3.92	4.84	4.60
R_μ	1.67	1.28	1.51	1.49	1.45	1.51	1.83	1.72	1.77	1.77	1.44	1.50	1.70	1.62	1.69	1.72	1.33	1.33
R	6.46	6.25	6.20	5.89	5.94	6.12	6.46	6.43	6.34	6.16	6.04	5.98	6.94	6.90	6.91	6.72	6.43	6.11

۳-۵- تحلیل مقایسه‌ای عملکرد هیبریدی در برابر بتنی

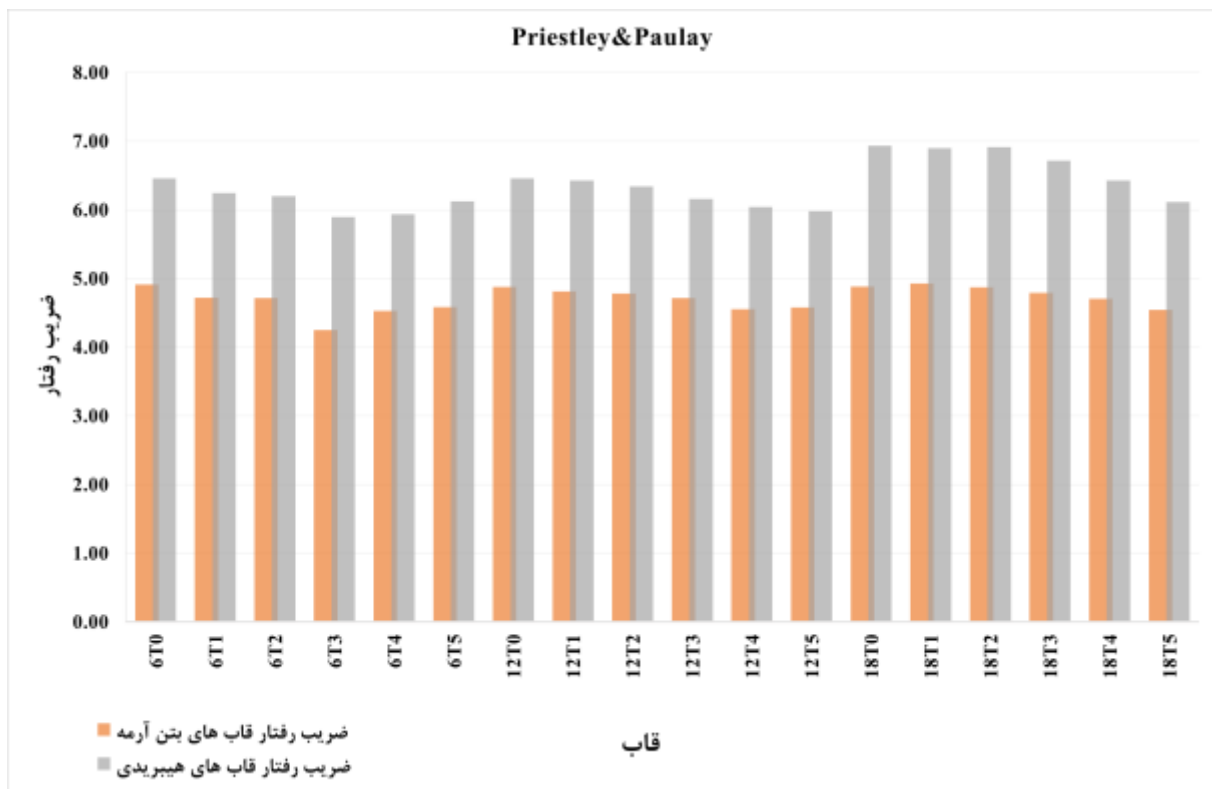
واکنش لرزه‌ای سازه تابعی از ویژگی‌های ذاتی سازه و مشخصات حرکت زمین است. تغییر سیستم سازه‌ای از بتن‌آرمه به هیبریدی، با ایجاد تغییر در این ویژگی‌ها، به‌ویژه افزایش مقاومت و سختی اولیه (مطابق شکل‌های ۸ و ۹)، منجر به بهبود عملکرد لرزه‌ای شده است. این بهبود در مؤلفه‌های تشکیل‌دهنده ضریب رفتار نیز مشاهده می‌شود؛ به‌گونه‌ای که مطابق نتایج جدول ۳، قاب‌های هیبریدی از ضریب اضافه‌مقاومت بالاتری نسبت به قاب‌های بتن‌آرمه برخوردار بوده‌اند. اگرچه تأثیر این تغییر بر ضریب شکل‌پذیری در تمامی مدل‌ها یکسان نبوده است، اما برآیند این مؤلفه‌ها در نهایت به افزایش ضریب رفتار در سیستم‌های هیبریدی منجر شده است.

مقایسه مقادیر ضریب رفتار استخراج‌شده (شکل‌های ۸ و ۹) سه نتیجه اصلی را نشان می‌دهد. نخست، در تمامی حالت‌های منظم و نامنظم، مقادیر ضریب رفتار قاب‌های هیبریدی به‌طور معناداری بیشتر از مقادیر متناظر در قاب‌های بتن‌آرمه بوده است. این افزایش در قاب‌های منظم بین ۲۹ تا ۴۰ درصد و در قاب‌های نامنظم بین ۲۹ تا ۴۱ درصد به دست آمده است که حاکی از نقش مؤثر سیستم هیبریدی در افزایش ظرفیت باربری جانبی سازه است. دوم، مقادیر ضریب رفتار در قاب‌های نامنظم، در هر دو سیستم بتن‌آرمه و هیبریدی، کمتر از قاب‌های منظم بوده است که این موضوع حساسیت این پارامتر را به الگوهای نامنظمی هندسی نشان می‌دهد. سوم، در مقایسه با مقدار آیین‌نامه‌ای ضریب رفتار ($R=5$)، مقادیر محاسبه‌شده برای قاب‌های بتن‌آرمه منظم و نامنظم بدون میانقاب، به‌ترتیب حدود ۱ تا ۳ درصد و ۲ تا ۱۹ درصد کمتر بوده است؛ درحالی‌که تمامی قاب‌های هیبریدی، در هر دو حالت منظم و نامنظم، مقادیری در بازه ۱۷ تا ۳۹ درصد بالاتر از مقدار آیین‌نامه‌ای داشته‌اند.

بر این اساس، استفاده از ضریب رفتار آیین‌نامه‌ای سازه‌های منظم برای طراحی سازه‌های هیبریدی نامنظم می‌تواند به برآوردی غیرمحافظه‌کارانه منجر شود. بنابراین، ارائه مقادیر مجزای ضریب رفتار برای قاب‌های بتن‌آرمه و هیبریدی، در هر دو حالت منظم و نامنظم، در بازنگری‌های آینده آیین‌نامه ضروری به نظر می‌رسد. لازم به ذکر است که نتایج ارائه‌شده صرفاً برای قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط، مطابق مشخصات ارائه‌شده در بخش ۴ و تحت الگوهای نامنظمی تعریف شده در این پژوهش معتبر هستند.



شکل ۸: مقایسه ضریب رفتار قاب‌های بتنی و هیبریدی (منظم و نامنظم) بر اساس روش یانگ.



۳۲۰

۳۲۱

شکل ۹: مقایسه ضریب رفتار قاب‌های بتنی و هیبریدی (منظم و نامنظم) بر اساس روش پرستلی - پائولی.

۳۲۲

۴-۵- ارائه روابط پیش‌بینی بر مبنای شاخص‌های نامنظمی

۳۲۳

به‌منظور کاربردی‌سازی نتایج، روابطی تجربی برای تخمین ضریب رفتار قاب‌های هیبریدی نامنظم بر اساس شاخص‌های کمی

۳۲۴

نامنظمی استخراج گردید. با الهام از پژوهش‌های پیشین در زمینه قاب‌های فولادی و بتن آرمه [۳۹ و ۴۰]، دو شاخص بی‌بعد S

۳۲۵

(نامنظمی افقی)، b (نامنظمی قائم) و n_s تعداد دهانه، n_b تعداد طبقات H_i ارتفاع طبقه i ام، L_i طول دهانه i ام و $(\bar{H}, \bar{L})$ مقادیر

۳۲۶

میانگین مطابق روابط (۴) و (۵) تعریف شدند.

۳۲۷

$$S = \frac{1}{n_s} \sum_{i=1}^{n_s} \left| \frac{L_i - \bar{L}}{\bar{L}} \right| \quad (۴)$$

۳۲۸

$$b = \frac{1}{n_b} \sum_{i=1}^{n_b} \left| \frac{H_i - \bar{H}}{\bar{H}} \right| \quad (۵)$$

۳۲۹

سپس با استفاده از تحلیل رگرسیون چندمتغیره و آنالیز واریانس (ANOVA)، رابطه‌ای کلی به فرم (۶) و دو رابطه کاربردی

۳۳۰

(۷) و (۸) برای تخمین ضریب رفتار قاب‌های هیبریدی نامنظم پیشنهاد می‌گردد.

۳۳۳

$$R_{hybrid} = R_0 - \alpha H - \beta s - \gamma b \quad (۶)$$

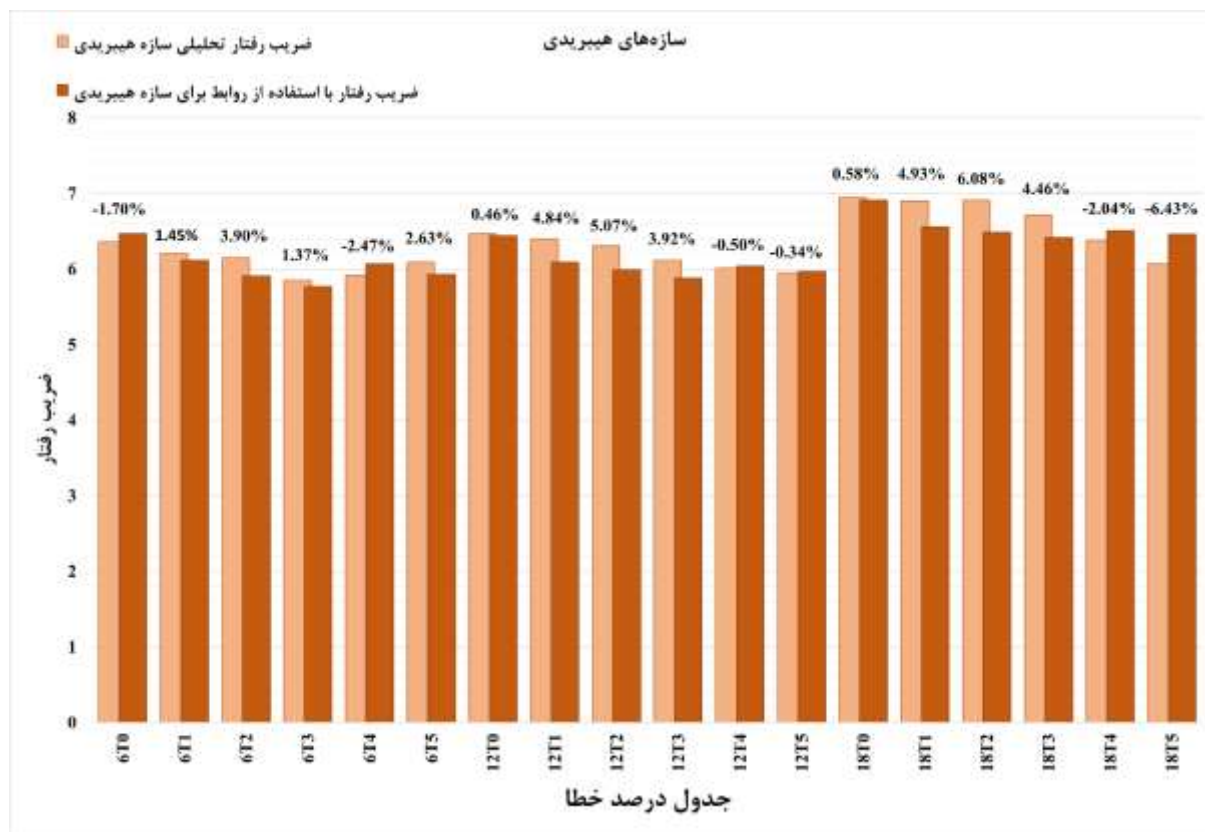
۳۳۱

$$R_{hybrid} = 6.5 - 0.0015H - 2.1s - 0.4b \quad (۷)$$

۳۳۲

$$R_{hybrid} = 7.0 - 0.0015H - 2.1s - 0.4b \quad (۸)$$

در روابط فوق، H ارتفاع کل سازه بر حسب متر، R_0 ضریب رفتار پایه برای حالت منظم (بین ۶ تا ۷ برای سیستم هیبریدی) و α, β, γ ضرایب کالیبره شده هستند. دقت این روابط در (شکل ۱۰) مورد ارزیابی قرار گرفته است. همان طور که مشاهده می شود، حداکثر خطای این روابط کمتر از ۶/۵٪ و میانگین خطا زیر ۳٪ است که دقت قابل قبول آن ها را برای استفاده در مراحل اولیه طراحی یا ارزیابی سریع نشان می دهد. لازم به ذکر است: روابط ارائه شده بر اساس مشخصات قاب های مورد مطالعه در این تحقیق (بخش ۴) استخراج شده اند و این مفروضات، دامنه کاربرد آنها را مشخص می کنند.



شکل ۱۰: درصد خطای مقادیر پیش بینی شده ضریب رفتار توسط روابط (۷) و (۸) نسبت به مقادیر تحلیلی.

۵-۵- جمع بندی و بحث نتایج

تحلیل های جامع انجام شده بر روی قاب های خمشی بتن آرمه و هیبریدی (بتنی - فولادی) در اشکال منظم و نامنظم، نتایج قابل تأملی را در پی داشته است که بر چندین نکته کلیدی تأکید دارند. نخست، سیستم هیبریدی به طور سیستماتیک عملکرد لرزه ای برتر و ضریب رفتار بالاتری نسبت به سیستم تمام بتنی معادل از خود نشان داد. دوم، نامنظمی هندسی در ارتفاع تأثیر کاهنده قابل توجهی بر ضریب رفتار دارد؛ اثری که اگرچه در سازه های هیبریدی نیز مشاهده می شود، اما برتری عملکرد مطلق آن ها را خنثی نمی کند. در نتیجه، باتوجه به کاهش قابل توجه ضریب رفتار ناشی از نامنظمی که در این مطالعه آشکار شد، ضرایب رفتار ثابت آیین نامه ای (که عمدتاً برای سازه های منظم تعریف شده اند) ممکن است برای برآورد ظرفیت لرزه ای سازه های هیبریدی نامنظم کافی نباشند. این یافته، لزوم تعریف ضرایب رفتار مجزا یا روش های اصلاحی را در آیین نامه های لرزه ای برای این دسته از سازه ها پررنگ می سازد. از سوی دیگر، روابط تجربی ارائه شده در این تحقیق، با دقت قابل قبول، می توانند به عنوان یک ابزار طراحی کمکی سریع و مفید در مرحله پیش طراحی یا ارزیابی اولیه سازه های هیبریدی نامنظم توسط مهندسان به کار گرفته شوند. در پایان لازم به تأکید است که کلیه نتایج و مدل های این تحقیق، بر مبنای فرضیات، مشخصات مصالح و محدوده

پارامترهای تعریف شده در بخش ۴ استوار بوده و تعمیم آنها به شرایط خارج از این چارچوب نیازمند مطالعات و بررسی های بیشتر است.

۶- نتیجه گیری

مطالعه حاضر نشان می دهد که سیستم هیبریدی بتنی - فولادی پتانسیل چشمگیری برای بهبود عملکرد لرزه ای دارد، لیکن حساسیت ذاتی آن به نامنظمی های ارتفاعی و ناهمخوانی ضرایب رفتاری آن با مقادیر آیین نامه ای فعلی، چالش هایی هستند که جهت بهره برداری ایمن و بهینه از این سیستم باید به طور جدی مورد توجه قرار گیرند. در واقع این پژوهش به ارزیابی کمی تأثیر نامنظمی ارتفاعی بر ضریب رفتار در قاب های خمشی هیبریدی بتنی - فولادی و مقایسه سیستماتیک آن با قاب های تمام بتنی پرداخته است. بر پایه تحلیل استاتیکی غیرخطی ۳۶ مدل و استخراج نظام مند پارامترهای طراحی، چهار یافته کلیدی حاصل شد:

- سیستم هیبریدی در تمامی حالات بررسی شده، عملکرد لرزه ای برتر و ضریب رفتاری معادل ۲۷ تا ۳۹ درصد بالاتر نسبت به نمونه بتنی معادل نشان داد. تحلیل مؤلفه های R آشکار ساخت که این برتری عمدتاً ناشی از افزایش چشمگیر (حدود ۳۵ درصد) در ضریب اضافه مقاومت است، در حالی که ضریب شکل پذیری تغییر محسوسی نداشت. این نشان می دهد که مزیت اصلی هیبریدی سازی، افزایش ذخیره مقاومت پس از تسلیم است، نه لزوماً بهبود در قابلیت تغییر شکل غیرخطی.

- نامنظمی هندسی ناشی از تغییر در پلان، تأثیر کاهنده ای قوی و سیستماتیک بر ضریب رفتار دارد و می تواند آن را بین ۵ تا ۱۵ درصد نسبت به حالت منظم مشابه کاهش دهد. تحلیل کیفی منحنی های ظرفیت و توالی تشکیل مفاصل پلاستیک نشان داده است که ریشه این کاهش، تمرکز تغییر شکل های غیرخطی در مجاورت طبقه انتقال است. این تمرکز تغییر شکل به طور مستقیم منجر به کاهش ضریب شکل پذیری مؤثر و در نتیجه، محدودیت در ظرفیت جذب انرژی غیرخطی کلی سازه می شود. این یافته یک هشدار طراحی مهم تلقی می شود: در سازه های هیبریدی نامنظم، کنترل دقیق تغییر شکل ها و طراحی با جزئیات کامل ناحیه اتصال، نه تنها یک ملاحظه اضافی، بلکه ضرورتی برای جلوگیری از مکانیزم های شکست زود هنگام و تحقق بخشیدن به ظرفیت واقعی سیستم است.

- مقایسه نتایج با ضریب رفتار آیین نامه ای ($R=5$) برای قاب های خمشی متوسط منظم در استاندارد ۲۸۰۰ ایران، نکات مهمی را نشان داد: برای قاب های بتنی نامنظم، مقادیر استخراج شده تا ۱۹٪ کمتر بود که رویکرد محافظه کارانه نسبی آیین نامه را نشان می دهد. در مقابل، برای تمامی قاب های هیبریدی (حتی در حالت های نامنظم)، ضرایب محاسبه شده ۱۷ تا ۳۹٪ بیشتر از مقدار آیین نامه ای ضریب رفتار ($R=5$) بود. این شکاف قابل توجه حاکی از آن است که کاربرد مستقیم ضرایب رفتار فعلی آیین نامه برای سازه های هیبریدی نامنظم می تواند به برآوردی نادرست و به طور بالقوه ناکافی از نیروهای طراحی منجر شود؛ بنابراین، تدوین ضرایب رفتار مجزا یا ضرایب اصلاحی ویژه برای این سیستم در آیین نامه های لرزه ای یک ضرورت فنی اجتناب ناپذیر است.

- در راستای کاربردی سازی، روابط تجربی ساده ای مبتنی بر شاخص های کمی نامنظمی و ارتفاع برای تخمین سریع ضریب رفتار قاب های هیبریدی نامنظم ارائه شد که با دقت قابل قبول (حداکثر خطای ۵/۶٪) می تواند به عنوان ابزاری کمکی در مرحله پیش طراحی به کار رود. تعمیم پذیری این نتایج به محدوده پارامترهای مطالعه شدن و فرضیات به کاررفته (مانند صرف نظر کردن از اثر میان قاب و استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی) مشروط است.

یافته‌های این تحقیق، پتانسیل بالای سیستم هیبریدی را برای دستیابی به طراحی اقتصادی‌تر و تاب‌آورتر در مناطق زلزله‌خیز، عمدتاً از طریق مکانیزم افزایش ذخیره مقاومت، به‌وضوح نشان می‌دهد. از سوی دیگر، حساسیت ذاتی این سیستم به نامنظمی و عدم کفایت آشکار ضرایب رفتار آیین‌نامه‌ای فعلی، هشدار و مسئولیتی جدی پیشروی جامعه مهندسی قرار می‌دهد. بنابراین لزوم فوری تدوین دستورالعمل‌های طراحی اختصاصی و تعمیق پژوهش‌های تکمیلی که مستلزم همکاری نزدیک محققان، طراحان و نهادهای به‌روزرسانی مقررات ساختمان است مشخص می‌شود و تکمیل و گسترش یافته‌های حاضر مستلزم پژوهش‌های آتی در مواردی نظیر اعتبارسنجی نتایج با تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی تحت رکوردهای زلزله واقعی و گسترش مطالعه به الگوهای نامنظمی پیچیده‌تر و پارامترهای طراحی متنوع به‌منظور بهینه‌سازی سیستم است.

۳۹۰

۳۹۱

۷- مراجع

۳۹۲ [1] Askouni, P. K. (2023). *The Behavior of Hybrid Reinforced Concrete-Steel Buildings under*
۳۹۳ *Sequential Ground Excitations. Computation, 11(2), 102.*

۳۹۴ [2] European Committee for Standardization. (2004). **Eurocode 2: Design of Concrete*
۳۹۵ *Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings* (EN 1992-1-1). Brussels,*
۳۹۶ *Belgium.*

۳۹۷ [3] European Committee for Standardization. (2009). **Eurocode 3: Design of Steel*
۳۹۸ *Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings* (EN 1993-1-1). Brussels,*
۳۹۹ *Belgium.*

۴۰۰ [4] European Committee for Standardization. (2004). *Eurocode 8: Design of Structures for*
۴۰۱ *Earthquake Resistance—Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings (EN*
۴۰۲ *1998-1). Brussels, Belgium.*

۴۰۳ [5] European Committee for Standardization. (2004). *Eurocode 8: Design of Structures for*
۴۰۴ *Earthquake Resistance—Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings (EN 1998-3).*
۴۰۵ *Brussels, Belgium.*

۴۰۶ [6] European Committee for Standardization. (2004). *Eurocode 8: Design of Structures for*
۴۰۷ *Earthquake Resistance—Part 5: Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects*
۴۰۸ *(EN 1998-5). Brussels, Belgium.*

۴۰۹ [7] European Committee for Standardization. (2004). *Eurocode 8: Design of Structures for*
۴۱۰ *Earthquake Resistance—Part 6: Towers, Masts and Chimneys (EN 1998-6). Brussels, Belgium.*

۴۱۱ [8] Askouni, P. K. (2025). *Seismic Comparison of Hybrid Steel-Reinforced Concrete and*
۴۱۲ *Conventional Frames. Applied Sciences, 15(9), 3772.*

۴۱۳ [9] Maley, T. J., Sullivan, T. J., & Pampanin, S. (2012). *Issues with the Seismic Design of Mixed*
۴۱۴ *MRF Systems. In Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering,*
۴۱۵ *Lisbon, Portugal, 24-28 September.*

۴۱۶ [10] Fanaie, N., & Shamlou, S. O. (2015). *Response Modification Factor of Mixed Structures.*
۴۱۷ *Steel and Composite Structures, 19(6), 1449-1466.*

- ٤١٨ [11] Bhattarai, A., & Shakya, A. C. (2023). Response Reduction Factor of Steel–RC Hybrid
 ٤١٩ Structure. *KEC Journal of Science and Engineering*, 7, 77-81.
- ٤٢٠ [12] Kiani, A., Kheyroddin, A., Kafi, M. A., & Naderpour, H. (2022). Seismic Fragility
 ٤٢١ Assessment for Mixed Concrete/Steel Buildings Considering the Appropriate Position of the
 ٤٢٢ Transition Story. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 163, 107552.
- ٤٢٣ [13] Kiani, A., Kheyroddin, A., Kafi, M. A., & Naderpour, H. (2023). Nonlinear Study of the
 ٤٢٤ Method of Transition in Mixed Concrete/Steel Structures. *Soil Dynamics and Earthquake
 ٤٢٥ Engineering*, 170, 107925.
- ٤٢٦ [14] Ghanbari, B., Fathi, M., & Akhaveissy, A. H. (2023). Fragility Curves for Reinforced
 ٤٢٧ Concrete (RC)/Steel Vertical Hybrid Frame Structure under Mainshock–Aftershock Sequences.
 ٤٢٨ *Journal of Structural Integrity and Maintenance*, 8(3), 179-187.
- ٤٢٩ [15] Askouni, P. K., & Papagiannopoulos, G. A. (2021). Seismic Behavior of a Class of Mixed
 ٤٣٠ Reinforced Concrete-Steel Buildings Subjected to Near-Fault Motions. *Infrastructures*, 6(12),
 ٤٣١ 172.
- ٤٣٢ [16] Li, L., Li, G. Q., & Liu, Y. (2012). Simplified Algorithm of the Novel Steel-Concrete Mixed
 ٤٣٣ Structure under Lateral Load. **International Journal of High-Rise Buildings*, 1*(3), 247-254.
- ٤٣٤ [17] Kaveh, A., & Ardebili, S. R. (2023). Optimal Design of Mixed Structures under Time-
 ٤٣٥ history Loading Using Metaheuristic Algorithm. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*,
 ٤٣٦ 67(1), 57-64.
- ٤٣٧ [18] Kiani, A., Yang, T. Y., Kheyroddin, A., Kafi, M. A., & Naderpour, H. (2024). Quantification
 ٤٣٨ of Seismic Performance Factors of Mixed Concrete/Steel Buildings Using the FEMA P695
 ٤٣٩ Methodology. *Structures*, 61, 106144.
- ٤٤٠ [19] Pnevmatikos, N., Blachowski, B., & Papavasileiou, G. (2019). Damage Detection of Mixed
 ٤٤١ Concrete/Steel Frame Subjected to Earthquake Excitation. In *Proceedings of the 7th
 ٤٤٢ International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake
 ٤٤٣ Engineering (COMPdyn 2019)*, Crete, Greece, 24-26 June.
- ٤٤٤ [20] Papagiannopoulos, G. (2024). On the Modal Damping Ratios of Mixed Reinforced
 ٤٤٥ Concrete–Steel Buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 178, 108481.
- ٤٤٦ [21] Farghaly, A. A. (2013). Parametric Study on Equivalent Damping Ratio of Different
 ٤٤٧ Composite Structural Building Systems. *Steel and Composite Structures*, 14(4), 349-365.
- ٤٤٨ [22] Sivandi-Pour, A., Gerami, M., & Kheyroddin, A. (2015). Determination of Modal Damping
 ٤٤٩ Ratios for Non-classically Damped Rehabilitated Steel Structures. *Iranian Journal of Science
 ٤٥٠ and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 39(C2), 81-92.
- ٤٥١ [23] Sivandi-Pour, A., Gerami, M., & Kheyroddin, A. (2016). Uniform Damping Ratio for Non-
 ٤٥٢ classically Damped Hybrid Steel Concrete Structures. *International Journal of Civil
 ٤٥٣ Engineering*, 14(1), 1-11.

- ۴۵۴ [24] Sivandi-Pour, A., Gerami, M., & Khodayarnezhad, D. (2014). Equivalent Modal Damping
 ۴۵۵ Ratios for Non-classically Damped Hybrid Steel Concrete Buildings with Transitional Storey.
 ۴۵۶ *Structural Engineering and Mechanics*, 50(3), 383-401.
- ۴۵۷ [25] Liu, W., Ni, Y. Q., Ikago, K., & Ao, W. K. (2023). Seismic Control of Base-Isolated
 ۴۵۸ Structures Using Rate-Independent Damping Devices. *Journal of Building Engineering*, 78,
 ۴۵۹ 107744.
- ۴۶۰ [26] Liu, W., Ni, Y. Q., & Ao, W. K. (2024). Feasibility Study of a Novel Modal Decomposition
 ۴۶۱ Method for Low-Frequency Structure with Nonproportionally Distributed Rate-Independent
 ۴۶۲ Linear Damping. *Structural Control and Health Monitoring*, 2024, 8896925.
- ۴۶۳ [27] Askouni, P. K. (2024). The Influence of Soil Deformability on the Seismic Response of 3D
 ۴۶۴ Mixed R/C–Steel Buildings. *Infrastructures*, 9(5), 80.
- ۴۶۵ [28] Roy, A., Santra, A., & Roy, R. (2018). Estimating Seismic Response under Bi-directional
 ۴۶۶ Shaking per Uni-directional Analysis: Identification of Preferred Angle of Incidence. *Soil
 ۴۶۷ Dynamics and Earthquake Engineering*, 106, 163-181.
- ۴۶۸ [29] Rigato, A. B., & Medina, R. A. (2007). Influence of Angle of Incidence on Seismic Demands
 ۴۶۹ for Inelastic Single-Storey Structures Subjected to Bi-directional Ground Motions. *Engineering
 ۴۷۰ Structures*, 29(10), 2593-2601.
- ۴۷۱ [30] Di Sarno, L., Amiri, S., & Garakaninezhad, A. (2020). Effects of Incident Angles of
 ۴۷۲ Earthquake Sequences on Seismic Demands of Structures. *Structures*, 28, 1244-1251.
- ۴۷۳ [31] Altunışık, A. C., & Kalkan, E. (2017). Earthquake Incidence Angle Influence on Seismic
 ۴۷۴ Performance of Reinforced Concrete Buildings. *Sigma Journal of Engineering and Natural
 ۴۷۵ Sciences*, 35(4), 609-631.
- ۴۷۶ [32] Dwivedi, A., Reddy, K. K., & Somala, S. N. (2022). Study of Seismic Orientation of
 ۴۷۷ Structure with Bi-directional Response Analysis in the Vicinity of Branched Fault Earthquake
 ۴۷۸ Rupture. *Structures*, 37, 613-623.
- ۴۷۹ [33] Larijani, A. K., & Tehrani, P. (2024). Investigating the Effect of Earthquake Incident Angle
 ۴۸۰ on Seismic Response and Fragility Analysis of Irregular RC Buildings with Nonparallel
 ۴۸۱ Systems. *Structures*, 38, 107135.
- ۴۸۲ [34] Building and Housing Research Center (BHRC). (2015). *Iranian Code of Practice for
 ۴۸۳ Seismic Resistant Design of Buildings: Standard No. 2800 (4th ed.)*. Tehran, Iran.
- ۴۸۴ [35] Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2000). *Prestandard and Commentary
 ۴۸۵ for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356)*. Washington, D.C., USA.
- ۴۸۶ [36] Hosseini Bay, S. M., & Gholamzadeh, M. (2017). Bilinearization of Pushover Curve and
 ۴۸۷ Determination of Behavior Factor Using Chopra's Method. In *The 3rd Annual Conference on
 ۴۸۸ Architectural, Urban Planning and Urban Management Research*, Shiraz, Iran.
- ۴۸۹ [37] Uang, C. M. (1991). Establishing R (or R_w) and Cd Factors for Building Seismic
 ۴۹۰ Provisions. *Journal of Structural Engineering*, 117(1), 19-28.

- ۴۹۱ [38] Institute of Standards and Industrial Research of Iran (ISIRI). (2015). *Iranian National*
۴۹۲ *Standard ISIRI 3631: Rolled Steel Sections for Building Purposes – Specifications*. Tehran,
۴۹۳ *Iran*.
- ۴۹۴ [39] Karavasilis, T. L., Bazeos, N., & Beskos, D. (2008). *Seismic Response of Plane Steel MRF*
۴۹۵ *with Setbacks: Estimation of Inelastic Deformation Demands*. *Journal of Constructional Steel*
۴۹۶ *Research*, 64(6), 644-654.
- ۴۹۷ [40] Moradi, A., & Izadpanah, M. (2022). *Evaluation of the Behavior Factor of Vertically*
۴۹۸ *Irregular Moment Resisting Reinforced Concrete Frames Considering the Influence of Masonry*
۴۹۹ *Infill Walls*. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 54(5), 2005-2030.