



Research Article

Improving the Basic Parameters of the Direct Design Method Based On the Displacement in Zipper and CBF Braced Frame

Alireza Doroudian Homayouni¹, Abbas Ghasemi^{2*}

1- MSc., Department of Civil Engineering, Faculty of Civil and Earth Resources Engineering, Central Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran.

2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Civil and Earth Resources Engineering, Central Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran.

Received: 15 January 2023; Revised: 27 January 2023; Accepted: 28 January 2023; Published: 28 January 2023

Abstract

The direct displacement-based design method introduced and by Priestley et al. is one of the functional methods that has the ability to replace the force-based design method. Estimation of hysteresis damping and displacement of yielding are among the key parameters of this method, the error in their estimation leads to the overall error in the estimation of base shear. In this study, 10 bending steel frames with vestibular braces and short and medium zippers have been investigated and evaluated for tremors. With a wide range of analyses, including non-linear dynamic analyses of time history based on natural accelerometers, as well as wear analysis based on different patterns, yielding displacement, damping, effective cycle time, secant cycle time and base shear of the steel bending frames with the above-mentioned hip brace and zipper are analysed. And the relationships presented in the DBD regulations have been verified. Finally, by proposing relationships for damping and displacement of yielding, in relation to improving the performance of the direct design method based on displacement in steel bending frames, it has been done as follows. Given that increasing damping, it underestimates the forces applied to the structure. It seems that Priestley's formula is presented with a higher reliability factor and results in the design of harder and heavier structures, in terms of the amount of steel consumption. The amount of damping is not very sensitive to the changes in the number of openings and in the worst case, the damping has a difference of 3% with the increase in the number of openings.

Keywords:

Direct Displacement, Nonlinear Analysis, Zipper Braced Frames, Damping Ratio

Cite this article as: Doroudian Homayouni, A., Ghasemi, A. (2023). Improving the Basic Parameters of the Direct Design Method Based On the Displacement in Zipper and CBF Braced Frame, 4(7), 28-49.
<https://doi.org/10.22034/CPJ.2023.381610.1171>

ISSN: 2676-511X / **Copyright:** © 2023 by the author.

Open Access: This article is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License, which permits use, sharing, adaptation, distribution and reproduction in any medium or format, as long as you give appropriate credit to the original author(s) and the source, provide a link to the Creative Commons licence, and indicate if changes were made. The images or other third party material in this article are included in the article's Creative Commons licence, unless indicated otherwise in a credit line to the material. If material is not included in the article's Creative Commons licence and your intended use is not permitted by statutory regulation or exceeds the permitted use, you will need to obtain permission directly from the copyright holder. To view a copy of this licence, visit <https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Journal's Note: CPJ remains neutral with regard to jurisdictional claims in published maps and institutional affiliations.



نشریه عمران و پروژه

<http://www.cpjournals.com/>

بهبود پارامترهای روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان در قاب های مهاربندی زیبی و همگرا

علیرضا درودیان همایونی^۱، عباس قاسمی^{۲*}

۱- کارشناس ارشدسازه، دانشکده مهندسی عمران و منابع زمین، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی، تهران، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و منابع زمین، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی، تهران، ایران

تاریخ دریافت: ۲۵ دی ۱۴۰۱؛ تاریخ بازنگری: ۰۷ بهمن ۱۴۰۱؛ تاریخ پذیرش: ۰۸ بهمن ۱۴۰۱؛ تاریخ انتشار آنلاین: ۰۸ بهمن ۱۴۰۱

چکیده

روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان که توسط پرستلی و همکاران معرفی و گسترش داده شده است، یکی از روش های عملکردی است که قابلیت آن را دارد تا بتواند جانشین روش طراحی براساس نیرو شود. تخمین میرایی هیستریزیس و تغییرمکان تسلیم از جمله پارامترهای کلیدی این روش می باشند که خطا در برآورد آن ها منجر به خطای کلی در برآورد برش پایه می شود. در این مطالعه ۱۰ قاب فولادی خمشی همراه مهاربند هشتی و زیبی کوتاه و متوسط مورد بررسی و ارزیابی لرزه ای قرار گرفته است. طیف وسیعی از تحلیل ها مشتمل بر تحلیل های دینامیکی غیرخطی و تحلیل های استاتیکی غیرخطی براساس الگوهای متفاوت، منظور می شوند. تغییرمکان تسلیم، میرایی، زمان تناوب مؤثر، زمان تناوب سکانتی و برش پایه قاب های خمشی فولادی همراه مهاربند هشتی و زیبی مذکور محاسبه و با روابط ارائه شده در پیش نویس آیین نامه DBD12 صحت سنجی شده است. در نهایت با پیشنهاد روابطی برای میرایی و تغییرمکان تسلیم نسبت به بهبود عملکرد مبتنی بر روش طراحی جابجایی مستقیم در قاب های خمشی فولادی به شرح ذیل اقدام گردیده است. با توجه به نتایج حاصله، به نظر می رسد رابطه پیشنهادی پرستلی از ضریب اطمینان بالاتری برخوردار بوده و منتج به طراحی سازه های غیر بهینه خواهد شد. با تغییر تعداد دهانه، میزان میرایی تغییر محسوسی نمی یابد و در بحرانی ترین حالت با افزایش تعداد دهانه ها، میزان میرایی ۳ درصد تغییر می یابد.

کلمات کلیدی:

تغییرمکان مستقیم، طراحی عملکردی، تحلیل غیرخطی، میرایی

۱- مقدمه

امروزه محققان به دنبال روش‌هایی هستند که علاوه بر صرفه‌جویی در وقت، هزینه و دقت در جواب‌ها، جایگزین مناسبی برای روش‌های تحلیل دینامیکی بوده و پارامترهای اصلی زمین لرزه را به نحو مطلوبی در خود بگنجانند. البته بحث سطح عملکرد را در آیین‌نامه‌های موجود می‌توان به صورت کیفی مشاهده نمود؛ اما مشکل اصلی طراحان و مهندسان، عدم وجود رابطه‌ای بین سطوح استحکام، ایمنی، عملکرد سازه در برابر زلزله و هزینه تمام شده از نظر کمی و اقتصادی می‌باشد.

در علم مهندسی سازه و زلزله با ورود و جایگزینی روش طراحی بر اساس عملکرد به جای روش طراحی قدیمی بر اساس نیرو بسیاری از آیین‌نامه‌های طراحی در حال گذر از یک سری تغییرات بنیادی هستند و هم‌اکنون بسیاری از محققان و پژوهشگران سازه و زلزله برای رسیدن به تکامل و اطمینان در این روش، تحقیقات خود را در این زمینه متمرکز کرده‌اند. هدف از طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد، قادر ساختن مهندسان به طراحی سازه‌هایی است که عملکردشان قابل پیش‌بینی باشد، یا در حقیقت هدف، وارد کردن کارفرما در انتخاب میزان آسیب‌پذیری ساختمان در سطوح مختلف لرزه‌ای است. در اکثر آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای، ابتدا اهداف و عملکردهای مورد انتظار از ساختمان بیان می‌شود و در ادامه ضوابطی ارائه می‌گردد که در صورت رعایت آن‌ها ادعا می‌شود که این ساختمان‌ها می‌توانند اهداف بیان شده را برآورده نمایند. هرچه اهداف طراحی لرزه‌ای دقیق‌تر و شفاف‌تر بیان گردد و همچنین ضوابط پیشنهادی برای تأمین آن‌ها مناسب‌تر تعریف شود، قطعاً با اطمینان بیشتری می‌توان گفت که ساختمان‌های طراحی شده، اهداف مورد نظر و عملکردهای مورد انتظار را برآورده می‌کنند. ضوابط پیشنهادی باید بر اساس رفتار واقعی ساختمان در هنگام زلزله ارائه شود.

یانگ و همکاران در سال ۲۰۱۸ روی طراحی لرزه‌ای مبتنی بر جابجایی مستقیم سازه‌هایی با تکیه‌گاه منعطف که در معرض حرکات زمین مانند پالس قرار دارند، مطالعه انجام دادند. در این مقاله، یک چارچوب عملی مبتنی بر جابجایی برای طراحی لرزه‌ای سازه‌های پایه انعطاف‌پذیر در مناطق نزدیک به گسل ارائه شده است. توجه خاصی به حرکات پالس ماندی داده می‌شود که ممکن است آسیب‌پذیر در مواجهه با سازه‌های ساختمان وارد کند. روش طراحی پیشنهادی از طیف پاسخ جابجایی ساخته شده با استفاده از یک روش جدید، که اثر دوره پالس را در نظر می‌گیرد، استفاده می‌کند. یک نوسانگر تک درجه آزادی با پایه ثابت معادل برای به تصویر کشیدن ویژگی‌های برجسته یک سیستم تعامل واقعی ساختار خاک (SSI) به منظور تسهیل فرآیند طراحی به کار گرفته شده است. دو روش گام به گام طراحی مبتنی بر جابجایی مستقیم (DDBD) بر اساس طیف‌های غیرالاستیک سازگار و خطی‌سازی معادل معرفی شده‌اند. اثربخشی رویه‌های طراحی بیان شده با استفاده از نتایج تحلیل تاریخیچه پاسخ غیرخطی دو سیستم نمونه SSI که در معرض مجموعه‌ای از شازده حرکت زمین مانند پالس نزدیک با طیف سازگار هستند، بررسی می‌شود. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که روش مبتنی بر طیف‌های طراحی غیرکشسان، به طور کلی، راه‌حل طراحی بهتری نسبت به استفاده از روش خطی‌سازی الاستیک ارائه می‌کند، به‌ویژه زمانی که سازه‌هایی با تقاضای شکل‌پذیری بالاتر طراحی می‌شوند. (Yang, 2018)

مالا و همکاران در سال ۲۰۲۱ روی طراحی بر اساس جابجایی مستقیم دیوارهای جفت شده با تیرهای اتصال برشی فولادی مطالعه انجام دادند. دیوارهای جفت شده با تیرهای اتصال برشی فولادی قابل تعویض برای به حداقل رساندن هزینه تعمیر و خرابی ساختمان‌ها پس از زلزله‌های بزرگ استفاده می‌شود. در این مطالعه، روش طراحی مبتنی بر جابجایی مستقیم (DDBD) برای دیوارهای جفت شده با تیرهای اتصال برشی فولادی با استفاده از طیف جابجایی غیرالاستیک توسعه داده شده است. برای طراحی ظرفیت، یک مدل پیوسته از دیوارهای جفت شده که کاهش سختی ناشی از آسیب مورد انتظار در حالت اول را محاسبه می‌کند، برای به دست آوردن معادلات برای تخمین نیروهای برشی و گشتاورهای خمشی ایجاد شده در اثر مدهای بالاتر، اتخاذ می‌شود. اثربخشی روش طراحی DDBD برای دیوارهای جفت شده با تیرهای اتصال برشی فولادی با مقایسه تقاضاهای دررفت با نتایج تحلیل تاریخیچه پاسخ غیرخطی (NLRHA) ارزیابی می‌شود و برای اهداف طراحی ظرفیت، پروفیل‌های نیروی برشی و لنگر خمشی به‌دست‌آمده از NLRHA با مقایسه می‌شوند. نتایج حاصل از معادلات به دست آمده

در این مطالعه و روش طراحی ظرفیت وزنی است. نتایج به دست آمده برای دیوارهای جفت شده ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با تیرهای اتصال برشی فولادی نشان می‌دهد که روش طراحی پیشنهادی برای دستیابی به اهداف طراحی مناسب است (Malla, 2021).

شاکری و همکاران در سال ۲۰۲۲ روی طراحی مبتنی بر جابجایی مستقیم در مقابل رویکردهای طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد برای قاب‌های فولادی مقاوم در برابر لحظه مطالعه و تحقیق انجام دادند. هدف از این مطالعه مقایسه طراحی مبتنی بر جابجایی مستقیم (DDBD) و طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد (PBPD) به منظور شناسایی رویکرد طراحی مؤثرتر برای قاب‌های فولادی مقاوم در برابر خمشی است. برای این منظور سه قاب فولادی خمشی با ارتفاع‌های مختلف ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با استفاده از DDBD و PBPD طراحی شده است. اگرچه DDBD برش پایه طراحی بالاتری را در مقایسه با PBPD در ساختمان‌های بلند به دست می‌آورد، DDBD ساختار سبک‌تری نسبت به PBPD دارد. این به دلیل تفاوت قابل توجه این رویکردهای طراحی در توزیع برش پایه طراحی در ارتفاع سازه است. رویکرد DDBD برش پایه را به گونه‌ای توزیع می‌کند که برش طبقه طراحی در طبقات بالایی به طور قابل توجهی کمتر است. به دلیل این مدل توزیع، DDBD منجر به تشکیل مفصل پلاستیکی در ستون‌های طبقات بالایی می‌شود، در حالی که مفصل پلاستیکی کل در مکان‌های مطلوب در PBPD تشکیل شده‌اند. برای تایید دستیابی به سطح عملکرد طراحی، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی قاب‌های فولادی مقاوم در برابر لحظه‌ای تحت بیست و دو رکورد زلزله انجام می‌شود. از نتایج می‌توان دریافت که PBPD رویکرد طراحی کارآمد برای هر دو قاب خمشی فولادی کم ارتفاع و بلندمرتبه است، در حالی که اثربخشی رویکرد DDBD با افزایش تعداد طبقه‌های سازه زیر سوال می‌رود (Shakeri, 2022).

آراگوا و همکاران در سال ۲۰۲۰ روی مقایسه عملکرد سازه‌های دیوار برشی سنتی و دیوار برشی گهواره‌ای طراحی شده با رویکرد طراحی مبتنی بر جابجایی مستقیم مطالعه انجام دادند. دیوارهای برشی بتن آرمه به دلیل ویژگی‌های مطلوبی که شامل مقاومت بالا، سختی، شکل‌پذیری و اتلاف انرژی می‌شود، به طور گسترده به عنوان سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی استفاده می‌شود. در بیشتر موارد، این سیستم‌ها به فعال‌سازی یک مکانیسم خمشی در پایه خود متکی هستند، جایی که آسیب قابل توجهی انتظار می‌رود. سیستم‌های تکان‌دهنده پایه به‌عنوان راهی برای رسیدگی به این موضوع پیشنهاد شده‌اند که آسیب‌های شدید سازه‌ای را کاهش می‌دهند و در عین حال تقاضاهای لرزه‌ای را که توسط سازه تجربه می‌شود محدود می‌کنند. با این حال، حتی زمانی که ممان پایه محدود است، نیروهای سازه، گشتاورها و شتاب‌ها در امتداد ارتفاع سازه می‌توانند به دلیل اثرات مد بالاتر به طور قابل توجهی افزایش یابند. در حالی که این امر برای سازه‌های دیوار برشی سنتی و گهواره‌ای صادق است، مطالعات گذشته نشان داده‌اند که سیستم‌های گهواره‌ای ممکن است مستعدتر برای جذب تقاضاهای لرزه‌ای بالاتر باشند. این مقاله عملکرد یک مجموعه سازه دیوار برشی گهواره‌ای را در برابر سیستم‌های دیوار بتن مسلح سنتی ارزیابی می‌کند. ساختارهای مطالعه موردی از طریق تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی، تحت مجموعه‌ای از حرکات زمین سازگار با طیف، تحلیل می‌شوند. نتایج تحلیل‌های عددی تأیید می‌کند که در حالی که عملکرد کلی سیستم‌های گهواره‌ای نسبت به سازه‌های دیواری سنتی «معادل» برتر است، اما تمایل دارند تا در معرض اوج لرزه‌ای تا حدودی بالاتر قرار گیرند (Aragaw, 2020).

تازر و محب‌خواه و همکاران در سال ۲۰۲۱ روی طراحی مبتنی بر جابجایی مستقیم سیستم قاب فولادی ستون متصل مطالعه انجام دادند. روش طراحی مبتنی بر جابجایی مستقیم برای سیستم ساختاری LCF توسعه یافته است. روش طراحی پیشنهادی شامل معرفی روابط تحلیلی برای محاسبات پروفیل جابجایی تسلیم توسعه یافته در مقاله همراه، انتخاب پروفیل جابجایی طراحی در سیستم LCF و ارائه معیارهایی برای کنترل عملکرد آن و اطمینان از رفتار مورد انتظار سیستم. برای ارزیابی روش پیشنهادی، برخی از سازه‌های نمونه اولیه با پیکربندی‌های مختلف با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی طراحی و ارزیابی شدند. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که ساختارهای LCF طراحی شده با روش پیشنهادی می‌توانند با موفقیت به اهداف عملکرد مورد انتظار دست یابند (محب‌خواه، ۲۰۲۱).

اسماعیل آبادی و همکاران در سال ۲۰۱۸ روی بررسی ظرفیت میرایی هیسترتیک سطح ایمنی جانی قاب‌های خمشی فولادی برای روش طراحی مبتنی بر جابجایی مستقیم مطالعه انجام دادند. مدل‌سازی مناسب ظرفیت میرایی هیسترتیک (HD)

(مدل‌های سازه‌ای در سطح عملکرد مطلوب، نیاز کلیدی برای برآورد قابل اعتماد برش‌های پایه طراحی در روش طراحی مبتنی بر جابجایی مستقیم (DDBD) است. پریستلی و همکارانش بر اساس تحقیقات خود، فرمولی را برای پیش‌بینی ظرفیت HD قاب‌های مقاوم در برابر ممان فولادی (SMRF) ارائه کرده‌اند که در DBD12 ارائه شده است. مطالعه حاضر این رابطه را بررسی کرده و معادله‌ای قابل اعتماد برای طراحی SMRFs با استفاده از روش DDBD در سطح عملکرد ایمنی زندگی (LS) (و فرضیه میرایی ویسکوز معادل (EVD) پیشنهاد می‌کند. برای این منظور، طیف گسترده‌ای از SMRF با استفاده از روش‌های تاریخچه زمانی استاتیکی/دینامیک خطی/غیرخطی تحت شرایط بارگذاری مختلف مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت. نسبت‌های میرایی همه مدل‌ها با استفاده از فرمول‌های جاکوبسن و جنینگر و روش پیشنهادی FEMA-440 محاسبه شد. نتایج یک روند نمایی را نشان می‌دهد که از فرمول تجربی ارائه شده در DBD12 متفاوت است. دو رابطه جدید برای میرایی هیستریک بر اساس شکل‌پذیری و نسبت‌های دوره اولیه و معادل پیشنهاد شده‌اند (اسماعیل آبادی، ۲۰۱۸).

صابری و همکاران در سال ۱۴۰۱ به مقایسه رفتار لرزه‌ای سازه فولادی بهسازی شده با سه نوع میراگر ویسکوز، تسلیمی و اصطکاکی در سازه‌های کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلند مرتبه پرداخته‌اند. در این مطالعه بر روی مقاوم سازی سازه با استفاده از میراگر پرداخته‌اند. خاصیت شکل‌پذیری سازه باعث می‌شود که اعضاء سازه پس از تحریک توسط نیروهای لرزه‌ای وارد محدوده رفتار غیرخطی شده و در نتیجه انرژی وارد بر سازه با استفاده از میرایی ذاتی مصالح مستهلک گردد. باید به این نکته توجه کرد که تغییر شکل پلاستیک اعضاء منجر به آسیب معینی به سازه می‌گردد این آسیب باید در حد قابل قبول محدود گردد (صابری و همکاران، ۱۴۰۱).

اکثر تحقیق‌های انجام شده در زمینه طراحی براساس جابجایی مستقیم بر روی قابهای خمشی و مهاربندی همگرا تمرکز داشته‌اند و در زمینه مهاربندهای زیبایی در قیاس با سایر مهاربندها مطالعه چندانی انجام نشده است. لذا در این تحقیق سعی می‌شود تغییرمکان تسلیم حاصل از روابط آیین‌نامه‌ای برای قاب‌های مختلف مجهز به مهاربندهای همگرا و زیبایی با نتایج حاصل از تحلیل‌های غیرخطی مقایسه گردد. مقادیر میرایی، پروفیل تغییر مکان و جابجایی تسلیم آیین‌نامه‌ای با مقادیر تحلیل دینامیکی غیرخطی بررسی و مقایسه می‌گردد تا در صورت عدم تطابق نتایج تحلیلی و روابط آیین‌نامه‌ای، اصلاح لازم در روابط آیین‌نامه‌ای پیشنهاد گردد.

۲- روش شناسی تحقیق

روش طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان بر اساس ایده طراحی سازه معادل (جایگزین) استوار است. سوزان و گولکان به مطالعه رفتار سازه‌های بتن آرمه تحت بارهای لرزه‌ای پرداخته و روابطی را برای میرایی معادل سیستم تکدرجه آزاد جایگزین توسعه دادند (سوزان، ۱۹۷۴). بر اساس این ایده طراح می‌بایست سازه چند درجه آزاد را با یک سازه تکدرجه آزاد معادل ارتجاعی با خصوصیات سختی مؤثر و میرایی مؤثر جایگزین نماید. رابطه بین سیستم چند درجه آزاد و سیستم تکدرجه آزاد معادل با استفاده از اصل تساوی انرژی تعیین می‌گردد. در واقع در چنین حالتی کار انجام شده توسط سازه چند درجه آزاد با کار انجام شده توسط سازه تکدرجه آزاد جایگزین برابر هم قرار داده می‌شود. در روش طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان سختی سکانتی (Keq) در پاسخ بیشینه (Δd) مبنای طراحی قرار می‌گیرد این در حالی است که در روش طراحی بر مبنای نیرو، میرایی و سختی در نقطه تسلیم (Ki) به عنوان شاخصه سازه در طراحی در نظر گرفته می‌شود (Zhen, 2005, zahrai et al., 2014).

۲-۱- روابط طراحی مبتنی بر تغییرمکان مستقیم

در این قسمت سعی می‌شود که روابط مهم در روش مبتنی بر تغییرمکان مستقیم شرح داده شود و به جهت اینکه پارامترهای تغییرمکان مستقیم یکی از پارامترهای اساسی در این روش می‌باشد. در ابتدا به بررسی این پارامتر پرداخته می‌شود.

در تعیین تغییرمکان طراحی قاب‌های چند طبقه معمولاً نسبت تغییرمکان طبقات سازه‌ای و غیرسازه‌ای مربوط به تیرهای پایین‌ترین تراز ساختمان حاکم می‌باشد. با معلوم بودن تغییر مکان بحرانی و شکل تغییرمکان طراحی، تغییرمکان هر کدام از تراز طبقات به صورت رابطه ۱ به دست می‌آید.

$$\Delta_i = \varphi_i \left(\frac{\Delta_c}{\varphi_c} \right) \quad (1)$$

Φ_i شکل مد غیرارتجاعی، Δ_c تغییرمکان طراحی طبقه بحرانی و $\varphi_c = \varphi_1$ شکل مد طبقه اول می‌باشد و در نهایت رابطه ۲ را خواهیم داشت:

$$\Delta_i = \omega_\theta \cdot \theta_c \cdot h_i \times \left(\frac{4H_n - h_i}{4H_n - h_1} \right) \quad (2)$$

به طوری که ω_θ ضریب کاهش تغییر مکان نسبی، θ_c حد تغییر مکان نسبی طبقه، h_i ارتفاع طبقه، H_n ارتفاع تراز بام می‌باشند. در نظر گرفتن تغییرمکان‌ها با استفاده از شکل مود اول غیرارتجاعی به جای شکل مود اول ارتجاعی با فرض احتساب سختی سکانتی در پاسخ حداکثر سازه، سازگار می‌باشد. در حقیقت، اغلب، شکل مودهای اول ارتجاعی و غیر ارتجاعی مشابه هم باشند. تغییر مکان طراحی از رابطه ۳ به دست می‌آید:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (3)$$

m_i, Δ_i به ترتیب تغییرمکان و جرم‌های طبقات می‌باشند. H_e ارتفاع مؤثر برای سیستم یک درجه آزاد معادل می‌باشد نیز از رابطه ۴ به دست می‌آید:

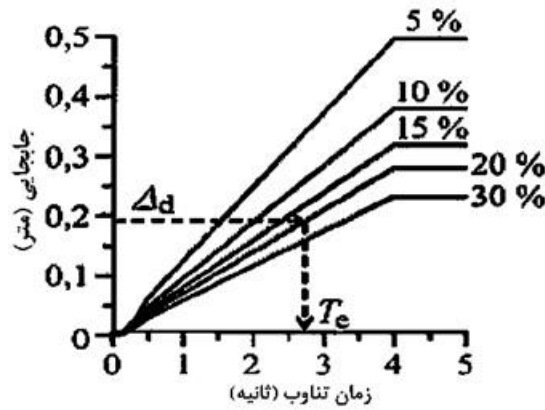
$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (4)$$

n تعداد طبقات، و H_i ارتفاع طبقه i ام است. با در نظر گرفتن مشارکت جرمی در مود غیرارتجاعی اصلی، جرم مؤثر برای سیستم یک درجه آزاد معادل برابر با رابطه ۵ می‌باشد.

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad (5)$$

توجه شود که چون در این حالت از شکل تغییرمکان غیرارتجاعی استفاده شده است، مقدار به دست آمده تفاوت کمی با مشارکت جرمی در مود اول ارتجاعی دارد که معمولاً جرم مؤثر در محدوده ۷۰٪ وزن کل سازه برای دیوارهای برشی تا ۸۵٪ جرم کل سازه برای قاب‌ها با ارتفاع ۲۰ طبقه قرار دارد و باقی‌مانده‌ی جرم در مدهای بالاتر از ارتعاشی مشارکت دارد.

در این مرحله با داشتن تغییرمکان نهایی بام، Δ_e و طیف الاستیک کاهش‌یافته برای نسبت میرایی معادل سازه، ξ_{equ} ، همانطور که در شکل ۱ نشان داده شده است، دوره تناوب مؤثر سازه تعیین می‌گردد.



شکل ۱- تعیین زمان تناوب موثر سازه با استفاده از طیف تغییر مکان (کوالسکی^۱، ۲۰۰۲، لی^۲، ۲۰۰۴)

Δ_y ، تغییرمکان جاری شدن قاب خمشی و θ_y نسبت تغییرمکان جاری شدن طبقات است.

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (۶)$$

$$\Delta_y = \theta_y \times H_e \quad (۷)$$

پروفیل‌های جابجایی الاستیک و غیرالاستیک را برای قاب‌های خمشی فولادی مهاربندی منطبق با رابطه ۸ است:

$$\theta_i = \mu \frac{2 \varepsilon_y}{\sin 2\alpha} + \nu_h \left(\rho_i \varepsilon_y \tan \alpha - 2\varepsilon_y \frac{\sum_{j=1}^{i-1} \rho_j H_j}{L} \right) \quad (۸)$$

که در آن μ شکل پذیری مهاربند، ε_y کرنش تسلیم، α زاویه مهاربند، H_i ارتفاع در طبقه i ، L طول دهانه می باشد. تغییرمکان طراحی، وابسته به شرایط حدی و این که کدام یک از اجزای سازه‌ای یا غیر سازه‌ای حالت بحرانی تری دارند، در نظر گرفته می‌شود. دو نوع محدودیت ممکن است در نظر گرفته شود.

(۱) حدود سرویس‌دهی.

(۲) حدود کنترل خرابی.

میرایی ویسکوز معادل مطابق با رابطه (۹) از دو قسمت تشکیل یافته است.

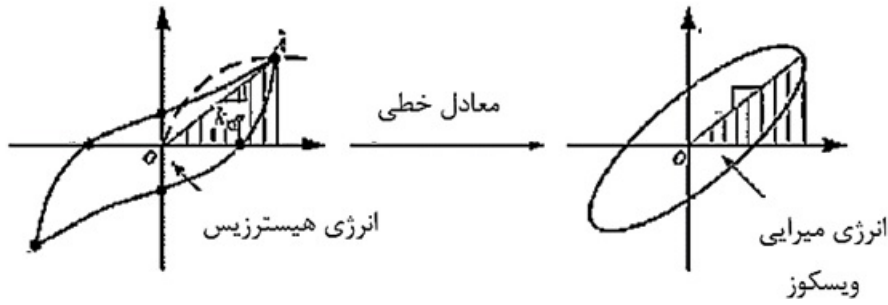
$$\xi_{eq} = \xi_o + \xi_{hyst} \quad (۹)$$

در این رابطه مربوط به میرایی در محدوده ارتجاعی و مربوط به میرایی ویسکوز معادل مربوط به رفتار غیرخطی سیستم (رفتار هیستریزس) می‌باشد. بنابراین میرایی رفتار غیرخطی هیستریزس به صورت زیر با استفاده از رابطه (۱۰) محاسبه می‌گردد (مطابق شکل ۲).

$$\xi_{hyst} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_{Diss}}{E_{Sto}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{A_{Hyst}}{F_o U_o} \quad (۱۰)$$

^۱ Kowalsky

^۲ Lee



شکل ۲- انرژی ذخیره شده و تلف شده برای الف: چرخه‌های هیستریزس ب: میرایی ویسکوز (پریستلی^۳، ۱۹۹۳)

میرایی ویسکوز معادل، مجموع میرایی‌های ارتجاع ($\xi_{eq,v}$) و هیستریزس ($\xi_{eq,h,\mu}$) است و بنابراین میرایی طراحی به صورت رابطه (۱۱) خواهد بود:

$$\xi_{eq} = \xi_{eq,v} + \xi_{eq,h,\mu} \quad (11)$$

عموماً میرایی ارتجاعی برابر ۵ درصد در نظر گرفته می‌شود و میرایی هیستریزس نیز با استفاده از روش ژاکوبسن و از رابطه (۱۲) محاسبه می‌گردد:

$$\xi_{hyst} = 100 \times \frac{A}{2\pi \cdot F_m \cdot \Delta_m} \quad (12)$$

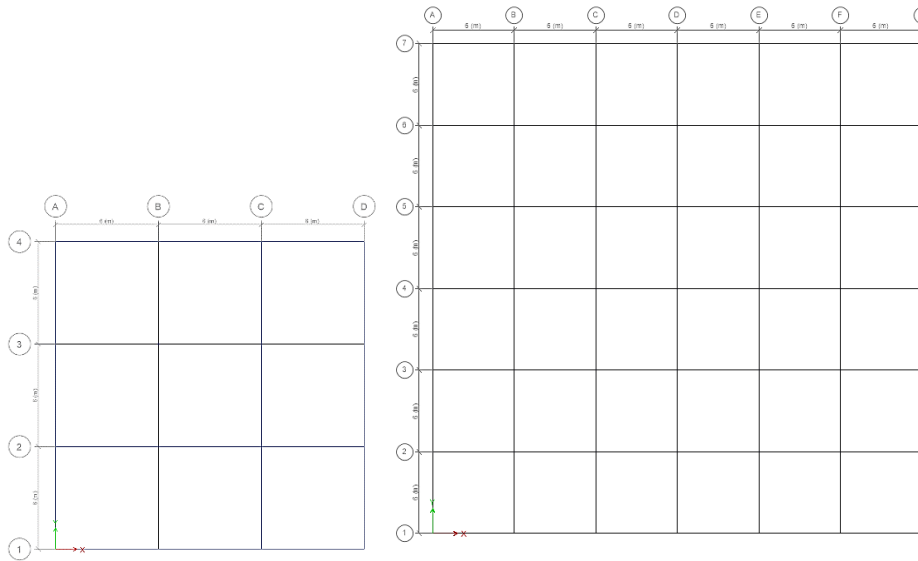
۲-۲- سازه های مورد مطالعه و ویژگی های آن

از آنجا که مدلسازی و تحلیل عددی قاب‌های ساختمانی در نرم‌افزارهای سازه‌ای می‌تواند خالی از اشکال نباشد، در این تحقیق با استفاده از نرم‌افزارهای OPENSEES سعی شده است تا خطاهای ناشی از مدلسازی و تحلیل به حداقل ممکن برسد. از نرم افزار آباکوس برای مدلسازی قاب با مهاربند زیبایی استفاده شده است، چون این قاب به نوبه خود جدید بوده است و برای بررسی دقیق تر رفتار غیرخطی در نرم افزار آباکوس مدلسازی شده است و نتایج با نرم افزار OPENSEES جهت صحت از مدل تطبیق داده شده است. قاب‌های فولادی با تعداد طبقات مختلف و با مشخصاتی که در زیر به آنها پرداخته خواهد شد، مدلسازی شده و میرایی قاب، مورد مطالعه قرار گرفته است. در طراحی سعی بر رفتار عملکردی بوده است به نحوی که حداکثر ظرفیت قاب در هنگام زلزله‌های شدید فعال گردد. برای محاسبه میرایی براساس روش پریستلی، نیاز است شکل‌پذیری قاب را بدست آوریم. برای بدست آوردن شکل‌پذیری لازم است تغییر مکان تسلیم و تغییر مکان نهایی قاب بدست آورده شود. قاب‌های خمشی دو بعدی و منظم هستند. مطابق آیین‌نامه مبحث دهم در صورتی که نسبت سختی مجموع تیرها به سختی مجموع ستون-ها کمتر از ۰.۵ باشد، رفتار سازه عملکردی خواهد بود. این فرض در کلیه سازه‌ها رعایت شده است. لازم به ذکر است که میرایی محاسبه شده برای قاب‌ها در این پژوهش میرایی هیستریزس می‌باشد و میرایی ذاتی سازه در محاسبات در نظر گرفته نشده است.

قاب‌های مورد مطالعه به صورت ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ طبقه براساس استاندارد ۲۸۰۰ و به روش نیرویی طراحی شده‌اند (استاندارد ۲۸۰۰، ۱۳۹۲). ارتفاع تمامی طبقات یکسان و ۳ متر در نظر گرفته شده است. قاب‌های مورد مطالعه ۳ دهانه و ۶ دهانه بوده و طول هر دهانه ۶ متر می‌باشد (استاندارد ۲۸۰۰، ۱۳۹۲). در جدول ۱ مشخصات فولاد مورد استفاده در این مطالعه آورده شده است. خاک نوع III برای محل این سازه در نظر گرفته شده است. مشخصات سازه در نظر گرفته شده از نوع ST37 با

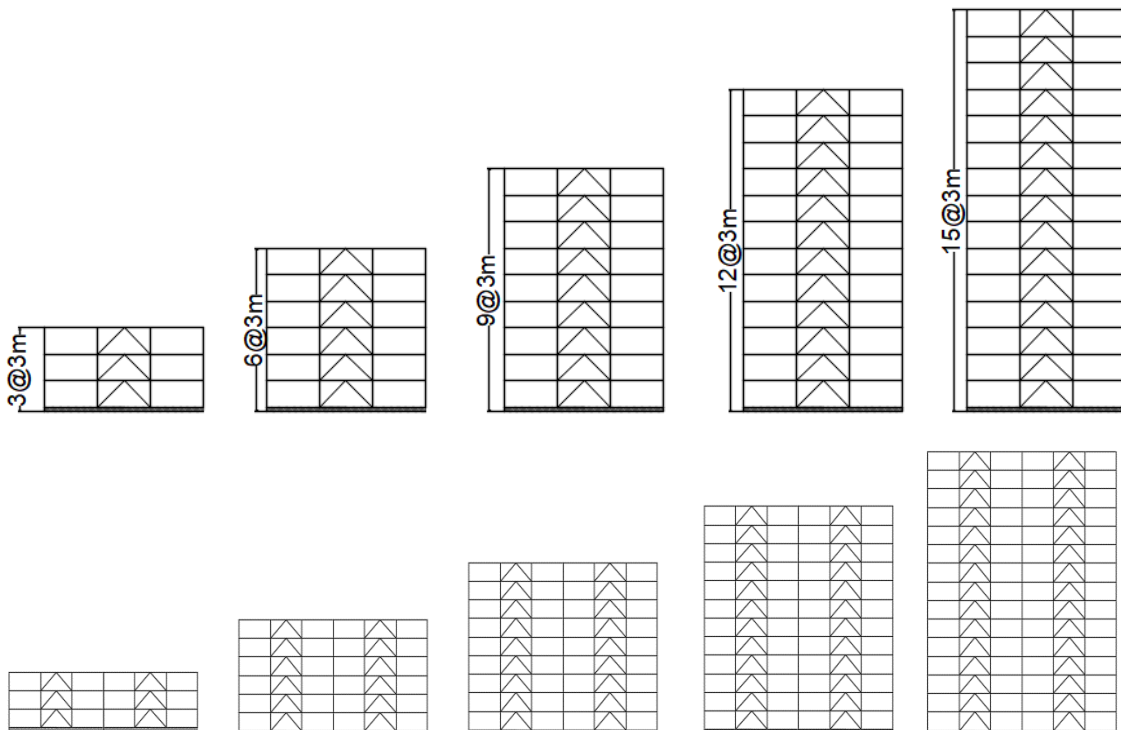
³ Priestley

تنش تسلیم $2/4 \times 10^7$ و تنش نهایی $3/7 \times 10^7$ کیلوگرم بر متر مربع می باشد. پلان سازه منظم و طول هر دهانه ۶ متر می باشد. در شکل ۳ پلان سازه های ارائه شده است.



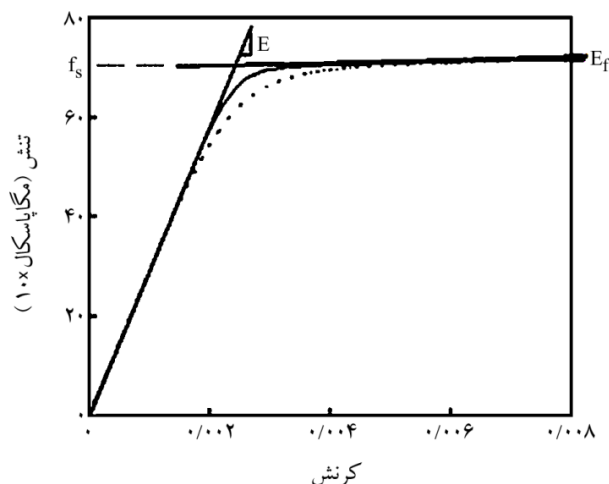
شکل ۳- پلان سازه های سه و شش دهانه مورد مطالعه

بار مرده وارد شده بر تیرها برابر با ۳۰۰۰ کیلوگرم بر متر و بار زنده ۱۲۰۰ کیلوگرم بر متر می باشد. در شکل ۴ نمای کلی قاب های مورد نمایش داده شده است.



شکل ۴- قاب های مورد مطالعه در این پژوهش

برای معرفی فولاد از مصالح Steel02 که توسط فیلیپو و همکاران (۱۹۸۳)، طراحی شده است، استفاده می‌شود. در این مصالح بعد از شماره تگ، مقدار تنش تسلیم، سپس مدول الاستیسیته، نسبت سخت‌شوندگی و در پایان ضریب مربوط به انحنای بین شیب اولیه و شیب ثانویه رفتار فولاد به نرم افزار معرفی می‌شود. مقادیر تنش تسلیم (F_y) ۴۰۰ مگاپاسکال، مدول الاستیسیته (E) 210×10^6 مگاپاسکال، نسبت شیب سخت‌شوندگی (B) ۰/۰۱، ضرایب انحنای بین شیب اولیه و شیب ثانویه به ترتیب اعداد ۱۸، ۰/۹۲۵ و ۰/۱۵ در نظر گرفته شده است. نمودار رفتار این مصالح در نرم افزار OpenSees در شکل (۵) نشان داده شده است. لازم به ذکر است که با استفاده از المان DispBeamColumn تیر و ستون‌ها به نرم افزار معرفی می‌شوند.



شکل ۵- نمودار تنش-کرنش Steel02 (فیلیپو و همکاران، ۱۹۸۳)

از دستورالعمل‌های ATC40، FEMA356، FEMA440 در بدست آوردن تغییر مکان‌های نهایی و زمان تناوب موثر استفاده شده است (ATC-40, 1996, FEMA356, 2000, FEMA440, 2005). برای انجام تحریک‌های سینوسی از دو زمان تناوب، یکی زمان تناوب اولیه سازه و دیگری زمان تناوب موثر سازه استفاده شده است.

در جدول ۲ مشخصات غیرخطی به کارفته برای مدلسازی در هر یک از نرم‌افزارها نشان داده شده است.

جدول ۲- پارامترهای مدلسازی و نوع آنالیز استفاده شده در هر نرم‌افزار

نرم‌افزار	نوع مصالح	مشخصات غیرخطی	آنالیزها
OPENSEES	Steel 02	nonlinearbeamcolumn	Modal - pushover

برای تیرها مقاطع IPE و برای ستون‌ها مقطع IPB و برای مهاربندها از مقطع دویل ناودانی در نظر گرفته شده است. در جدول ۳ مشخصات به کار رفته در سازه شرح داده شده است. در این مطالعه تیرها و ستون‌های برای قاب طوری طراحی شده‌اند، که از لحاظ عملکردی سختی تیر ضعیف‌تر از سختی ستون انتخاب شده است. کلیه اتصالات به صورت صلب در نظر گرفته شده است. در جدول ۳ نام سازه با حرف S به معنای سازه شروع شده است و سپس در یک ردیف مقاطع سازه نمایش داده شده است، که عدد اول نشان دهنده ستون و عدد دوم تیر و عدد سوم مقطع مهاربند را نمایش می‌دهد، عدد داخل پرانتز طبقاتی که این مقاطع در آنها استفاده شده است را نمایش می‌دهند.

جدول ۳- مقاطع به کار رفته در هر یک از قاب‌ها

نام سازه	Sections: columns (HEB) – beams (IPE) - Brace (ZUNP)								
S3-3	240-330-100 (1)	240-270-100 (2-3)							
S3-6	240-330-100 (1)	240-270-100 (2-3)							
S6-3	280-360-120(1-3)	280-300-100(4)	260-300-100(5)	260-270-100(6)					
S6-6	280-360-120(1-3)	280-300-100(4)	260-300-100(5)	260-270-100(6)					
S9-3	340-360-140(1)	340-400-140(2-5)	320-360-120(6)	320-300-100(7)	300-300-100(8)	300-270-100(9)			
S9-6	340-360-140(1)	340-400-140(2-5)	320-360-120(6)	320-300-100(7)	300-300-100(8)	300-270-100(9)			
S12-3	400-360-160(1)	400-400-160(2-3)	400-450-140(4-5)	360-400-140(6-7)	340-330-120(8-10)	340-270-100(11-12)			
S12-6	400-360-160(1)	400-400-160(2-3)	400-450-140(4-5)	360-400-140(6-7)	340-330-120(8-10)	340-270-100(11-12)			
S15-3	500-300-160(1)	500-400-160(2-3)	500-450-160(4-5)	450-400-140(6-7)	450-400-140(8-9)	400-360-140(10-11)	400-330-120(12-13)	400-300-100(14-15)	
S15-6	500-300-160(1)	500-400-160(2-3)	500-450-160(4-5)	450-400-140(6-7)	450-400-140(8-9)	400-360-140(10-11)	400-330-120(12-13)	400-300-100(14-15)	

۳-۲- تحلیل‌های انجام شده بر روی قاب مورد مطالعه جهت تخمین میرایی هیستریزیس

برای بدست آوردن نسبت میرایی سازه تحلیل‌های متنوعی انجام شده است: تحلیل غیرخطی استاتیکی (تحلیل بارافزون)، تحلیل مدی، تحلیل دینامیکی براساس هفت شتابنگاشت منطبق با طیف طرح اولیه، انجام پذیرفته است. در تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بارافزون) براساس نشریه ۳۶۰ دو نوع الگوی بار ثقلی یکی با ضریب ۰/۹ بار مرده و الگوی دیگر بار مرده و زنده با ضرایب ۱/۱ و ۰/۲۷۵ تعریف شده است. برای تغییرمکان جانبی سازه از دو الگو، الگوی مد اول سازه و الگوی بار یکنواخت در ارتفاع استفاده شده است.

۳- نتایج

در ادامه نتایج هر یک از روش‌های مورد مطالعه ارائه شده است.

۳-۱- مشخصات سازه جایگزین

مشخصات سازه جایگزین، براساس روش تغییرمکان مستقیم مشخصات محاسبه شده در جدول ۴ ارائه شده است. در جدول ۴ مشخصات سازه جایگزین بدست آمده براساس روابط ارائه شده براساس تغییرمکان مستقیم ارائه شده است.

جدول ۴: نتایج حاصل از روش تغییر مکان مستقیم سازه S6-3

Story	Δ_d	H_e	m_e	$\Delta_{y(avr)}$	μ	ξ_{hyst}	T_{eff}
V-Brace	0.185	13.384	195384	0.11	1.68	9%	1.9
Zipi	0.18	13.384	195384	0.11	1.64	14%	1.81

۳-۲- محاسبه میرایی با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی

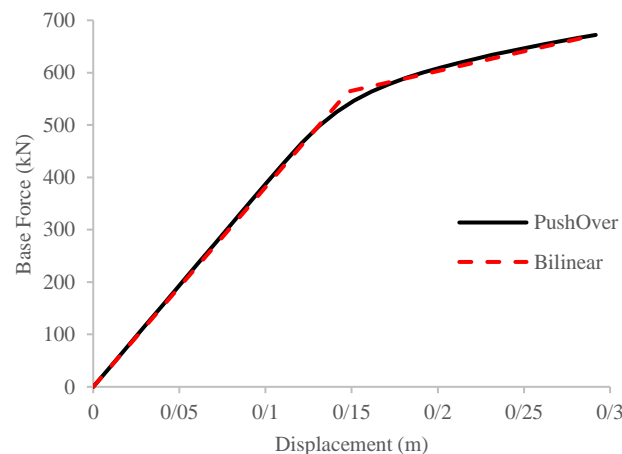
نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بارافزا) در نرم‌افزار OPENSEES در جدول ۵ ارائه داده شده است. تحلیل‌ها با الگوی بار یکنواخت و مودی برای دو حالت بارگذاری جانبی: اول، بار مرده با ضریب ۰/۹ و دوم، بار مرده و زنده به ترتیب با ضرایب ۱/۱ و ۰/۲۷۵، انجام شده است. در هر مورد مقادیر متناظر تغییرمکان نهایی، زمان تناوب موثر در سطح عملکرد

ایمنی جانی، و نسبت میرایی موثر هیستریزیس سازه براساس تعاریف آیین‌نامه‌های مختلف FEMA-356، ATC-40، و FEMA-440 محاسبه شده، که در شکل ۶ قابل مشاهده است. در روش‌های طراحی براساس عملکرد هر کدام از دستورالعمل‌ها روش‌های متفاوتی را بکار می‌گیرند، ATC-40 از روش طیف ظرفیت و FEMA-356 از روش ضرایب تغییرمکان استفاده می‌کنند. با مقایسه‌ی نتایج حاصل از این دو دستورالعمل، مشاهده شد که حتی برای ساختمان‌های مشابه نیز نتایج متفاوتی بدست می‌آید. لذا به منظور دستیابی به روشی ساده و نسبتاً دقیق در خصوص تحلیل‌های غیرخطی در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها به منظور همگرایی در نتایج، پروژه FEMA-440 در سال ۲۰۰۵ تحت عنوان ATC-55 تعریف گردید. در این پروژه، تاثیر مودهای بالاتر و تعداد درجات آزادی بیشتر سازه‌ها نیز مدنظر قرار گرفته است.



شکل ۶- نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی در نرم‌افزار Opensees برای سازه S6-3

بعد از انجام تحلیل پوش‌آور با استفاده از نرم‌افزار OPENSEES از آنجایی که مدل‌ها در سایر نرم‌افزارها نیز موجود هستند. تحلیل پوش‌آور با استفاده از سایر نرم‌افزارها نیز انجام شده و ضمن مقایسه نتایج با یکدیگر، از دو خطی کردن منحنی‌ها، مقادیر تغییرمکان تسلیم برای مدل‌ها بدست می‌آید. در شکل ۷ نمودار دو خطی حاصل از تحلیل پوش‌آور نیز نمایش داده شده است.



شکل ۷- برش پایه-تغییرمکان بام نمودار دو خطی شده

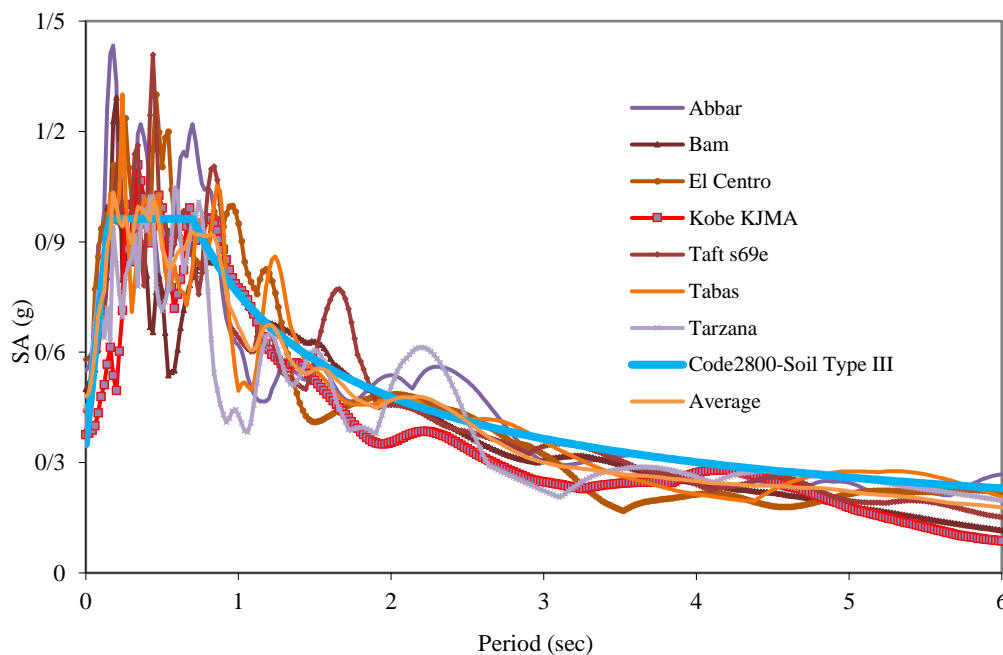
۳-۳- تحلیل تاریخچه زمانی تحت شتابنگاشت‌های منطبق بر طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰

رکوردهای طبیعی انتخاب شده برای تحلیل عبارت‌اند از: زلزله منجیل در ایستگاه آب‌بر، بم، السنترو، کوبه، تفت، طیس و تارزانا.

تمامی شتاب نگاشت‌ها از نظر محتوای فرکانسی به نحوی فیلتر گردیده‌اند که خواص آن‌ها با خاک نوع ۳ در آیین‌نامه ۲۸۰۰ هم‌خوانی داشته باشد. سری دوم، شتاب‌نگاشت‌های واقعی مقیاس شده منطبق بر طیف طرح ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشند که مشخصات آن‌ها در جدول ۶ آورده شده است.

جدول ۶: مشخصات شتاب‌نگاشت‌های واقعی مقیاس شده مورد استفاده

No.	Earthquake, Location	Date	Recording Station	Mw	PGA (m/s ²)	PGV (m/s)
1	San Fernando, U.S.A	9/2/1971	Pacoima Dam	1/6/1900	12.03	1.12
2	Tabas, Iran	16/09/1978	Tabas	7.1	9.09	0.85
3	Imperial Valley, U.S.A.	15/10/1979	El Centro Array 5	6.5	3.72	0.91
4	Manjil, Iran	20/06/1990	Abbar	7.4	4.87	0.52
5	Kobe, Japan	17/01/1995	Takatori	6.9	6	1.28
6	Northridge, U.S.A.	17/01/1994	Rinaldi Receiving St.	6.7	8.22	1.66
7	Loma Prieta, U.S.A.	17/10/1989	Los Gatos	7	5.53	0.95



شکل ۸-: طیف شتاب رکوردهای استفاده شده

همان‌طور که اشاره شد، کفاشیان و بهار با ترکیب موج‌های مختلف سینوسی شتاب‌نگاشت‌های منطبق بر طیف طرح را تولید نمودند. تفاوت این نگاشت‌ها در اختلاف فاز تعریف شده برای موج‌ها و منحنی پوش تحملی است که حالت گذاری نگاشت را تضمین می‌کند. نتایج تغییرمکان نهایی با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های مذکور در جدول ۷ برای تمامی سازه‌ها آورده شده است.



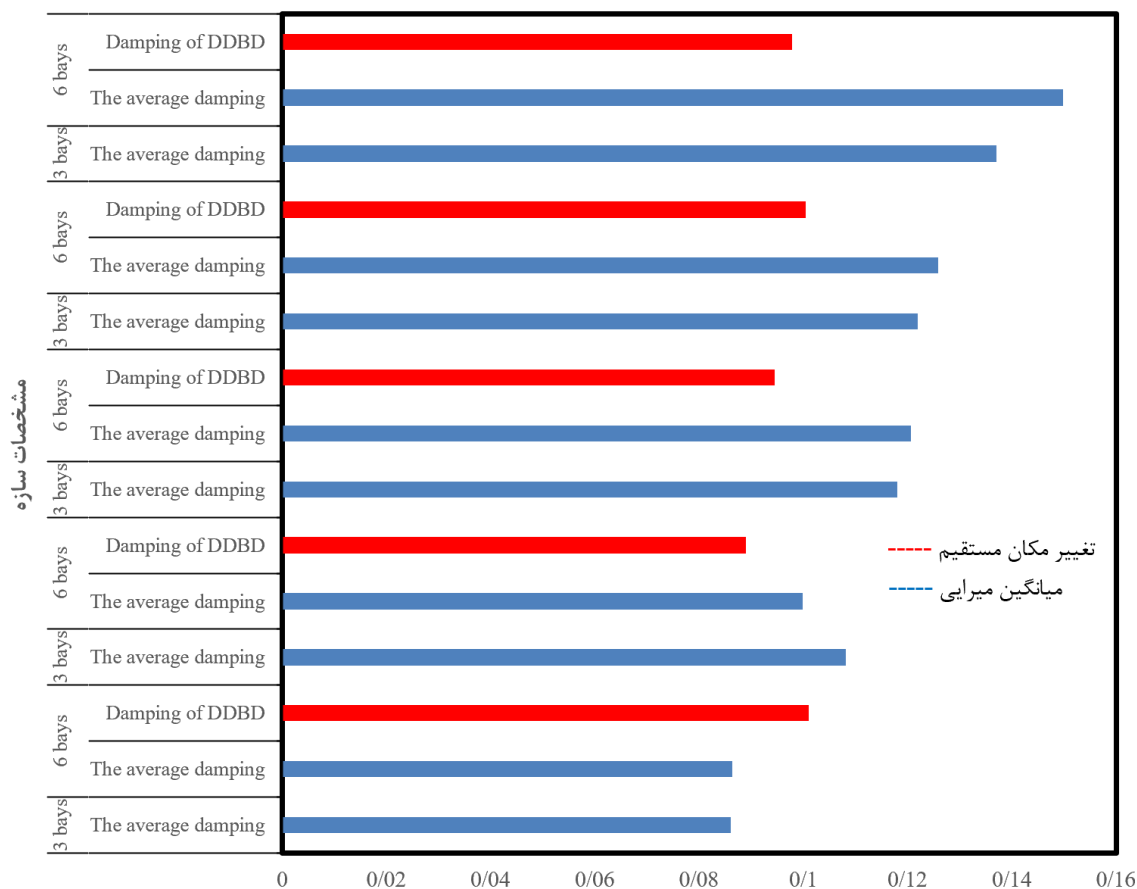
شکل ۹- نتایج تغییرمکان نهایی رکوردهای طبیعی S6-3

۳-۴- ارزیابی و مقایسه میرایی کلیه قاب‌ها

در این تحقیق سعی بر این است، تا میرایی معادل قاب‌هایی با ارتفاع و دهانه‌های مختلف (کوتاه و میان مرتبه) مورد بررسی قرار بگیرند و در هر یک از قاب‌ها میرایی به روش‌های گوناگون محاسبه می‌شود.

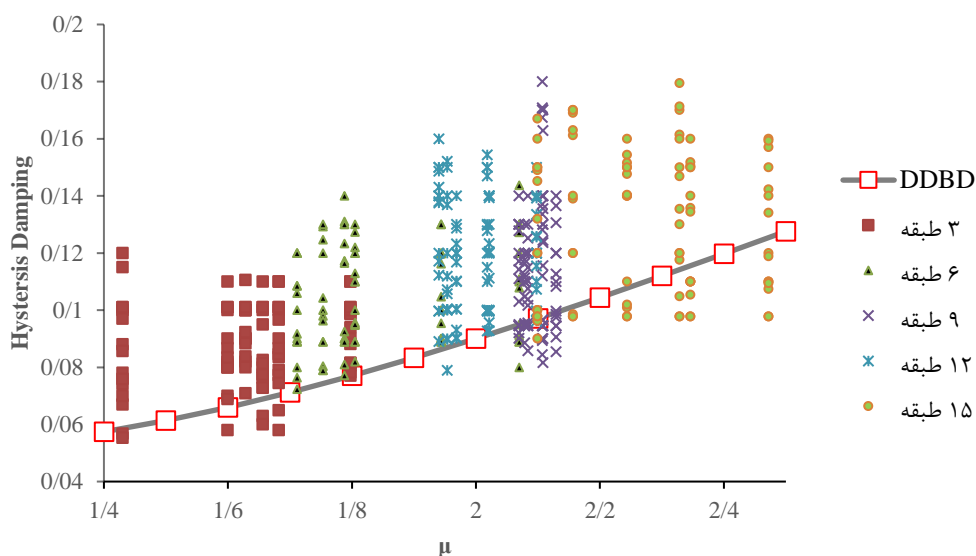
برای تحلیل قاب‌ها از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با شتاب‌نگاشت‌های طبیعی استفاده شده است. میانگین تمام نتایج با میرایی حاصل از روابط روش طراحی تغییرمکان مستقیم مقایسه شده است. در صورت انجام تحلیل‌های فوق بر روی تمامی قاب‌ها و اخذ نتایج مربوط و بدست آوردن میانگین میرایی معادل نمودارهایی بدست می‌آید که در شکل ۱۰ نمایش داده شده است. در شکل ۱۰، میانگین میرایی هیستریزس تمامی قاب‌ها به تفکیک تعداد دهانه و تعداد طبقه نشان داده شده و با رابطه‌ی پیشنهادی روش DDBD مقایسه شده است.

براساس شکل ۱۰ مقدار میرایی نسبت به تغییرات تعداد دهانه چندان حساس نبوده است و در بدترین حالت میرایی با افزایش تعداد دهانه‌ها ۳ درصد اختلاف داشته است و نیز در اکثر موارد به جزء قاب سه طبقه، میرایی حاصله بیشتر از مقدار بدست آمده از رابطه تغییرمکان مستقیم می‌باشد. ضمناً از شکل فوق نیز میتوان فهمید که با افزایش ارتفاع سازه، میرایی هیستریزس به صورت تقریبی افزایش پیدا می‌کند مثلاً در قاب سه طبقه نسبت میرایی معادل حدود ۹ درصد می‌باشد و به ترتیب در سایر قاب‌های بلندتر، مقدار نسبت میرایی افزایش می‌یابد به نحوی که در قاب پانزده طبقه به ۱۴ درصد می‌رسد. که برخلاف آن در روش تغییرمکان مستقیم نسبت میرایی هیستریزس از سازه سه طبقه تا پانزده طبقه بین ۹ تا ۱۰ درصد متغیر می‌باشد. از اینرو به نظر می‌رسد که باید در فرمول‌های ارائه شده برای نسبت میرایی در روش تغییرمکان مستقیم تجدیدنظر به عمل آید. به طوری که با توجه به تعداد طبقات روابط جداگانه‌ای ارائه شود.



شکل ۱۰- نمودار مقایسه میانگین میرایی‌ها به روش‌ها متفاوت با میرایی حاصل از روش تغییر مکان مستقیم

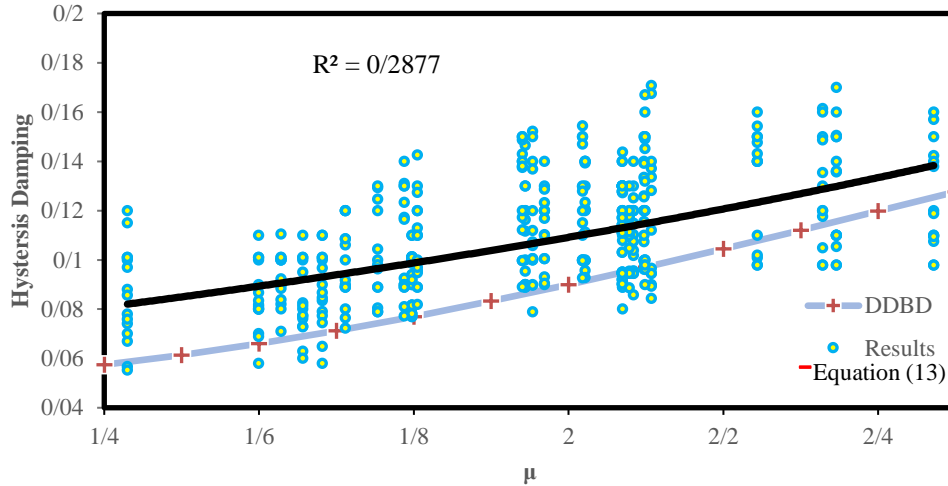
در ادامه با ترسیم نتایج حاصل بر اساس شکل‌پذیری‌های مربوطه و مقایسه با نسبت میرایی هیستریزس حاصل از روابط تغییر مکان مستقیم شکل ۱۱ نیز ترسیم خواهد شد.



شکل ۱۱- مقایسه میرایی معادل حاصل از تحلیل‌های عددی و میرایی معرفی شده در روش تغییر مکان مستقیم بر اساس شکل‌پذیری

با پردازش نتایج شکل ۱۱ و برازش بهترین خط از بین آنها مطابق شکل ۸ رابطه ۱۳ برای تخمین نسبت میرایی هیستریزس در محدوده شکل پذیری قاب‌های بالای ۴ طبقه پیشنهاد می‌گردد. از آنجایی که مقدار نسبت میرایی بدست آمده در روش تغییرمکان مستقیم در قاب‌های کمتر از ۴ طبقه کوچکتر از نتایج تحلیل می‌باشد، لازم است با تحلیل‌های بیشتر رابطه نسبت میرایی در آن محدوده جداگانه پیش‌بینی شود.

$$\xi_{hys} = 0.04e^{0.5\mu} \quad (13)$$

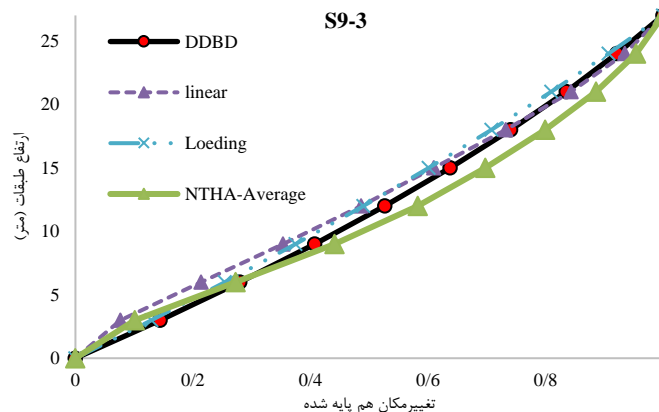


شکل ۱۲- نسبت میرایی هیستریزس نسبت به زمان تناوب مؤثر

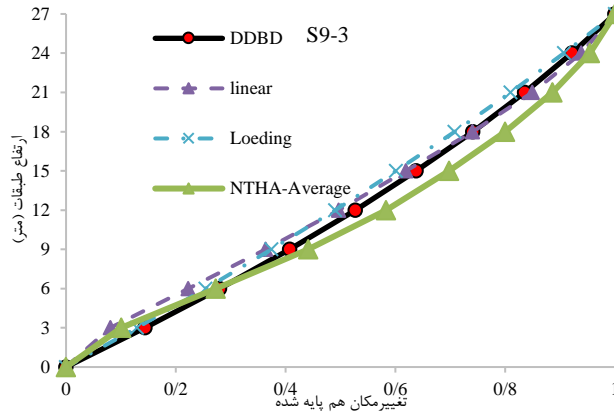
همان گونه که در شکل ۱۲ مشهود است با افزایش شکل پذیری اختلاف بین نتایج تحلیل و رابطه پرسپیلی کمتر می‌شود. که این مورد نیز لزوم ارائه روابط جداگانه برای تخمین میرایی در بازه‌های شکل پذیری را تاکید می‌نماید.

۳-۵- مقایسه پروفیل‌های تغییرمکان در روابط مختلف با پروفیل تغییرمکان روش DDBD

برای مقایسه کلیه پروفیل‌های بدست آمده با پروفیل مورد استفاده در روش تغییرمکان مستقیم تمامی نتایج را به بزرگترین مقدار تقسیم نموده و هم پایه می‌نماییم و در یک نمودار ترسیم می‌کنیم، نتایج این مقایسه در شکل شماره ۱۳ نمایش داده شده است.



الف) سازه سه دهانه ۹ طبقه S9-3 با مهاربند زیپی



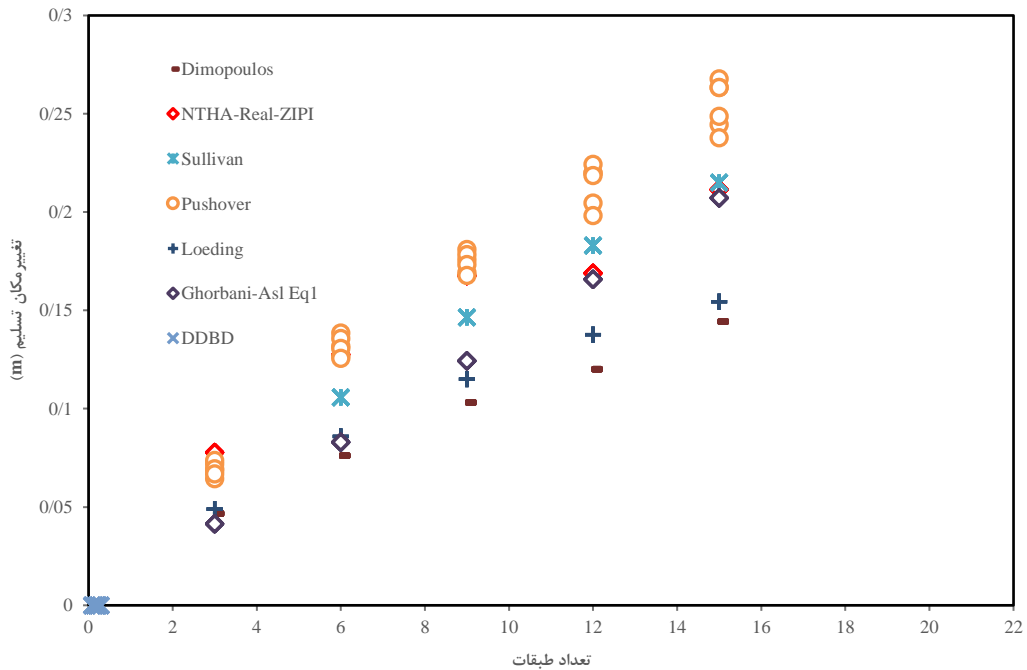
ب) سازه ۶ دهانه ۹ طبقه S9-3 با مهاربند هشتی

شکل ۱۳- مقایسه پروفیل تغییر مکان سازه ۹ طبقه بر حسب الگوی بار مود اول

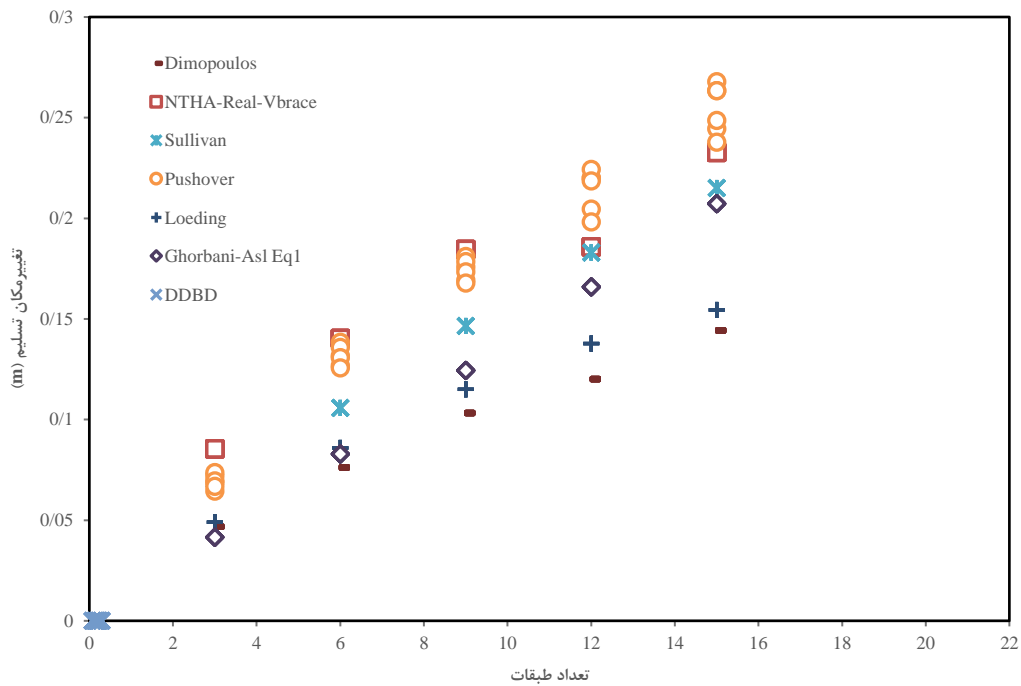
با مقایسه اشکال بدست آمده نتیجه می‌گیریم پروفیل تغییر مکان روش تغییر مکان مستقیم هم‌خوانی مناسبی با نتایج تحلیل غیرخطی داشته و نیاز به تغییرات ندارد.

۳-۶- محاسبه تغییر مکان تسلیم بر اساس روابط موجود

نمودار شکل ۱۴ تا ۱۵ نمودار مربوط به کلیه روش‌ها برای کلیه قاب‌ها رسم شده است.

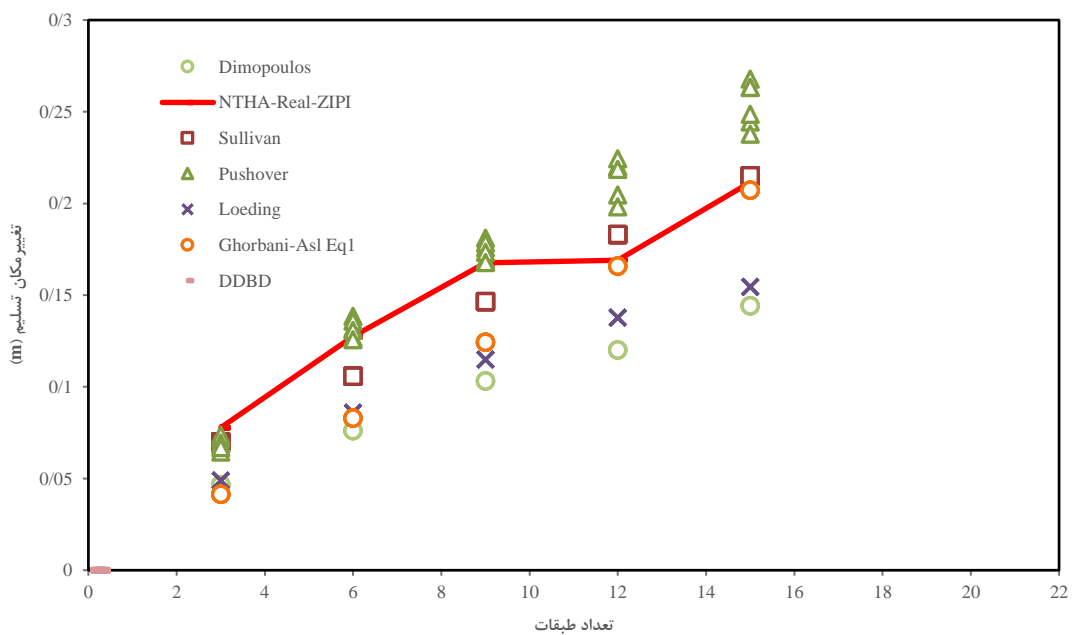


الف) سازه با مهاربند زیبایی

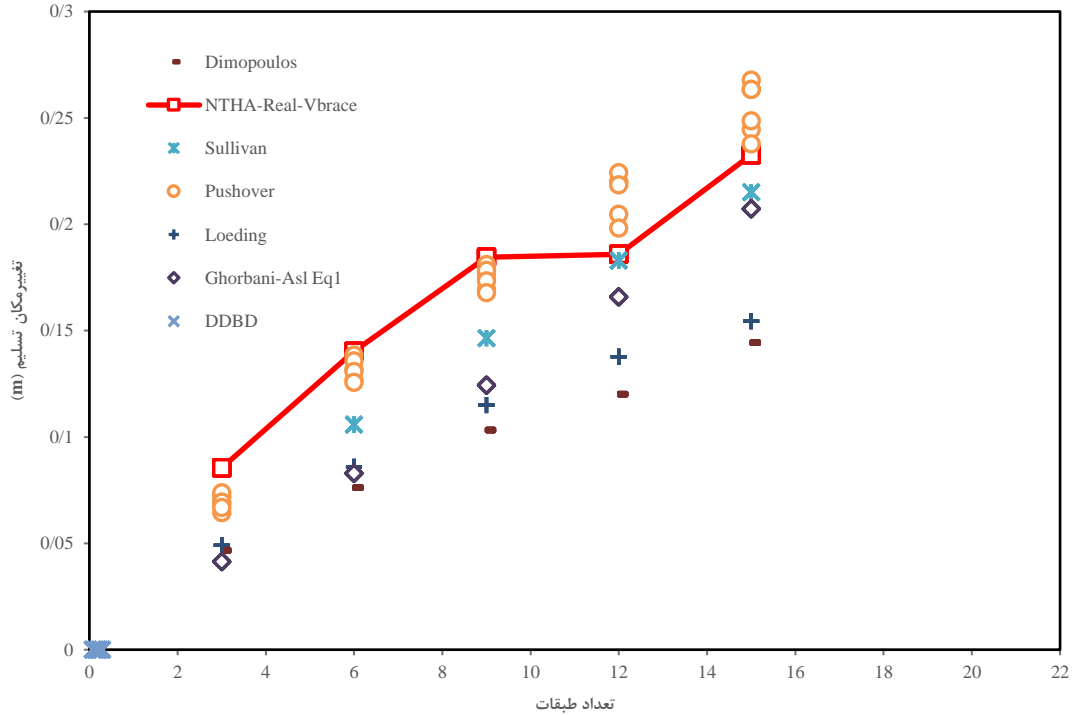


ب) سازه با مهاربند هشتی

شکل ۱۴- تغییر مکان تسلیم براساس تعداد طبقات با استفاده از روابط مختلف



الف) سازه با مهاربند زیپی



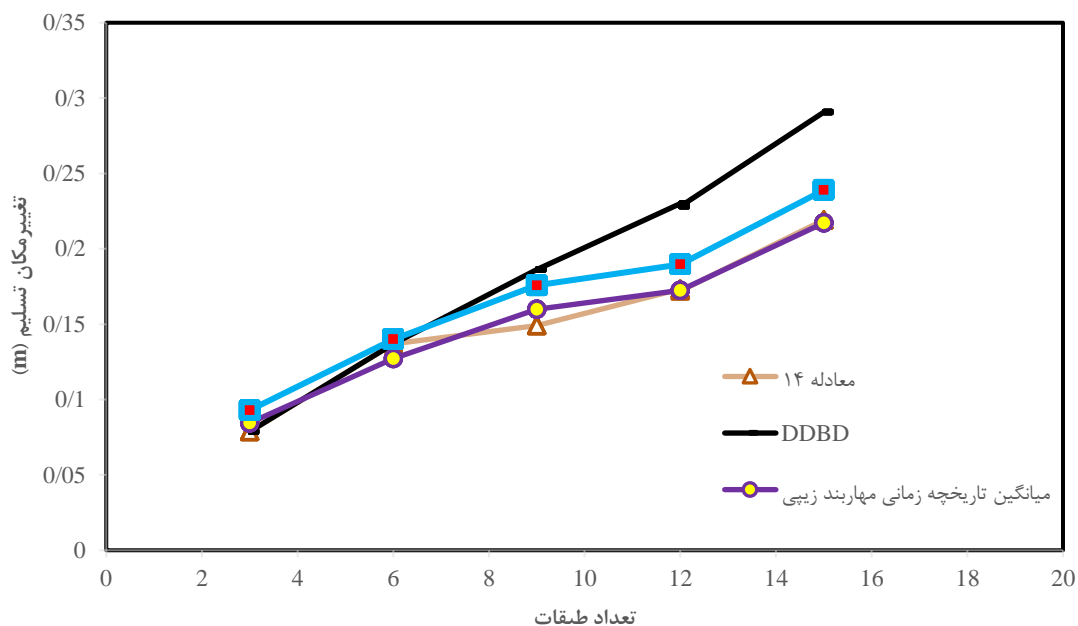
ب) سازه مهاربند هشتی

شکل ۱۵- تغییر مکان تسلیم بر اساس روابط موجود و مطالعات این پژوهش

همان گونه که در شکل ۱۵ مشاهده می شود تغییر مکان تسلیم حاصل از رابطه DDBD تا سازه ۶ طبقه هم خوانی مناسبی با نتایج تحلیل های تاریخچه زمانی دارد، در حالی که برای سازه های بالاتر از ۶ طبقه این تناسب ملاحظه نمی شود. بنابراین برای سازه های با تعداد طبقات مذکور، روابط ارائه شده در پیش نویس آیین نامه DBD12 نیاز به اصلاح دارند، از این رو با مبنا قرار دادن نتایج تحلیل تاریخچه زمانی، برای قاب های فولادی خمشی مهاربندی، رابطه ۱۴ پیشنهاد می شود. وابستگی این رابطه به تعداد طبقات، به علت وابستگی پروفیل تغییر مکان ارائه شده به تعداد طبقات می باشد.

$$\begin{cases} \Delta_y = 0.65 \varepsilon_y \frac{L_b}{H_b} h_{eq} & n_s \leq 6 \\ \Delta_y = 0.401 \varepsilon_y \frac{L_b}{H_b} h_{eq} & n_s > 6 \end{cases} \quad (14)$$

در نهایت نتیجه کلی از این پژوهش در شکل ۱۶ با مقایسه رابطه پیشنهادی در پیش نویس آیین نامه DBD12 و رابطه پیشنهادی نشان داده شده است. همان گونه که مشهود است این دو رابطه برای سازه های بلندتر از ۶ طبقه دارای اختلاف می باشند.



شکل ۱۶- مقایسه رابطه پیشنهادی دستورالعمل DBD12 و رابطه پیشنهادی در این پژوهش

۴- نتیجه گیری

نتایج حاصل از این تحقیق به صورت خلاصه در زیر ارائه شده است.

- در اکثر موارد میرایی حاصله بیشتر از مقدار بدست آمده از رابطه تغییر مکان مستقیم می باشد.
- با توجه به آنکه زیادتر شدن میرایی، نیروهای وارد شده به سازه را کمتر تخمین می زند لذا به نظر می رسد فرمول پرستلی با ضریب اطمینان بیشتری ارائه شده و منتج به طراحی سازه های سخت تر و محافظه کارانه می شود.
- با توجه به اینکه در این مطالعه دو سازه قاب خمشی با مهاربند زیپی و مهاربند همگرا با هم مقایسه شده است، مشاهده می شود که نتایج سازه با مهاربند هشتی مورد مطالعه و مقایسه قرار گرفته است، نتایج حاصل از تحلیل نشان می دهد که سازه با مهاربند زیپی از لحاظ سختی نسبت به سازه با مهاربند هشتی به میزان ۳ تا ۷ درصد سخت تر می باشد و همین امر موجب افزایش نیروی و جابجایی در این سازه نسبت به سازه با مهاربند هشتی شده است. علاوه بر این میرایی این دو سازه نیز در حدود ۴ تا ۸ درصد با هم تفاوت دارند. در یک جمع بندی کلی با چشم پوشی از اختلاف ناچیز این دو سازه می توان رفتار دو نوع سازه مورد مطالعه را نزدیک هم دانست.
- در این مطالعه سعی شده است که سازه سه و شش دهانه مورد مطالعه قرار گیرد و در این مورد سازه ها منظم منظور گردیده اند بنحوی که مرکز سختی و مرکز جرم دو سازه نزدیک هم باشد و اختلافی نداشته باشند تا سازه رفتار مقارنی داشته باشد و اثرات نامنظمی در سازه لحاظ نشود. از اینرو با توجه به نتایج برای دو سازه با دهانه های متفاوت مشاهده می شود که تعداد دهانه تاثیر در نتایج نداشته و نتایج برای سازه سه و شش دهانه اختلاف چشمگیری نداشته است.
- مقدار میرایی نسبت به تغییرات تعداد دهانه چندان حساس نبوده است و در بدترین حالت میرایی با افزایش تعداد دهانه ها ۳ درصد اختلاف داشته است.
- با افزایش ارتفاع سازه، میرایی هیستریزیس به صورت تقریبی افزایش پیدا می کند مثلاً در قاب سه طبقه نسبت میرایی معادل حدود ۹ درصد می باشد و به ترتیب در سایر قاب های بلندتر، مقدار نسبت میرایی افزایش می یابد

به نحوی که در قاب پانزده طبقه به ۱۴ درصد می‌رسد. که برخلاف آن در روش تغییرمکان مستقیم نسبت میرایی هیستریزیس از سازه سه طبقه تا پانزده طبقه بین ۹ تا ۱۰ درصد متغیر می‌باشد. از اینرو به نظر می‌رسد که باید در فرمول‌های ارائه شده برای نسبت میرایی در روش تغییرمکان مستقیم تجدیدنظر به عمل آید. به طوری که با توجه به تعداد طبقات روابط جداگانه‌ای ارائه شود.

- با توجه به نتایج بدست آمده به نظر می‌رسد ارائه رابطه نسبت میرایی در بازه‌های شکل پذیری دقیق‌تر از ارائه یک رابطه کلی برای تمامی مقادیر شکل پذیری می‌باشد.

منابع

- Abadi, Reza Esmaeil, and Omid Bahar. (2018), "Investigation of the LS Level Hysteretic Damping Capacity of Steel MR Frames' Needs for the Direct Displacement-Based Design Method." *KSCE Journal of Civil Engineering* 22.4: 1304-1315.
- Aragaw, Leikune F., and Paolo M. Calvi. (2020), "Comparing the Openseesance of traditional shear-wall and rocking shear-wall structures designed using the direct-displacement based design approach." *Bulletin of Earthquake Engineering* 18.4 1345-1369.
- ATC-40. (1996), "Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures".
- FEMA 356. (2000), Washington (DC):Federal Emergent Management Agency.
- FEMA 440. (2005), Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures.
- Filippou, F.C., Popov, E.P., and Bertero, V. (1983), Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints. Report EERC 83-19. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Gulkan, P. and Sozen, M.A. (1974). "Inelastic responses of reinforced concrete structures to earthquake motion .", *ACI Journal*, Vol. 17, No. 12, PP. 604 -610.
- Jacobsen, L.S. (1930), Steady Forced Vibration as Influenced by Damping. *Trans. Of the ASME, ASME*, Pp:169-181.
- Kowalsky, M.J. and Ayers, J.P. (2002), Investigation of Equivalent Viscous Damping for Direct Displacement-Based Design. Proc.: The Third U.S.-Japan Workshop on Openseesance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures., Seattle, Washington , pp. 173-185. 20.
- Lee, S.-S., Goel, S.C. and Chao, S.-H. (2004), Openseesance-Based Design of Steel Moment Frames Using Target drift and Yield Mechanism. Proc., 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Aug. 1-6, 2004.
- Lu, Yang, Iman Hajirasouliha, and Alec M. Marshall. (2018) "Direct displacement-based seismic design of flexible-base structures subjected to pulse-like ground motions." *Engineering Structures* 168 276-289.
- Malla, Niraj, and Anil C. Wijeyewickrema. (2021) "Direct displacement-based design of coupled walls with steel shear link coupling beams." *Structures*. Vol. 34. Elsevier.
- Priestley, M.J.N. (1993), Myths and Fallacies in Earthquake Engineering – Conflicts Between Design and Reality. *Bulletin., NZSEE* 26(3), pp329-341.
- Priestley, M.J.N. (1998a), Brief Comments on Elastic Flexibility of Reinforced Concrete Frames and Significance to Seismic Design. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering.*, 31(4), 246-259.
- Sabri, Vahid, Sabri, Hamid, Sohrabi, Daoud, Noorian, Romina. (2022). "Comparison of the seismic behavior of improved steel structure with three types of viscous, yielding and frictional dampers in short-story, medium-story and high-story structures", *Omran and Project Journal*, 4(4), pp. 11-34. doi: 10.22034/cpj.2022.346851.1142

- Seyed Mehdi Zahrai and Meysam Jalali. "Experimental and analytical investigations on seismic behavior of ductile steel knee braced frames", *Steel and Composite Structures*, 2014, Vol. 16, No. 1, 1-21
- Shakeri, Kazem, and Hamed Dadkhah. (2022), "Direct Displacement-Based Design Versus Openseesance-Based Plastic Design Approaches for Steel Moment-Resisting Frames." *Arabian Journal for Science and Engineering*: 1-22.
- Tazarv, Javad, and Amin Mohebkah. (2021)"Direct displacement-based design of the linked column steel frame system, Part 2: Development and verification." *Structures*. Vol. 31. Elsevier.
- Zhen, H. ; Qing-song, L.; Long-zhu, C. "Elastoplastic analysis of knee bracing frame", *Zhejiang University Science*, 6A (8), pp. 784-789, 2005