

Estimation of yield displacement of steel bending frames with elliptical bracing, required in displacement-based direct design method

Alireza Salehi Sedeh¹, Sahand Sahir al-Atlaq Fard^{2*}, Reza Esmail Abadi³

- 1- Ph.D. Student, Islamic Azad University, Roudhan Branch, Department of Civil Engineering, Tehran, Iran
2. Assistant Professor, Islamic Azad University, Shahriar Branch, Department of Civil Engineering, Tehran, Iran
3. Assistant Professor, Islamic Azad University, Rodhan Branch, Department of Civil Engineering, Tehran, Iran

ABSTRACT

One of the important parameters in the process of calculating the basic shear force in the direct design method based on displacement is the estimation of the displacement based on the geometric characteristics of the structure. Priestley showed that the yield curve and ultimately the yield displacement of a concrete column or beam can be estimated based on the geometric characteristics of its dimensions regardless of the amount of longitudinal reinforcements and axial forces of the members. This definition was later extended to the calculation of the yield displacement of steel structures. Since the error in the estimation of this parameter can lead to the error in the calculation of the ductility and finally the base shear, in this article, an attempt has been made to determine the relationship between the displacement and yield of steel structures with elliptical bracing in the direct design process based on the displacement. To examine for this purpose, 24 models of bending frame with oval brace with different number of floors 6, 9, 12 and 15 floors, with different number of openings 3 and 6 openings have been studied. The various analyzes performed include non-linear static analyses, non-linear dynamic analyzes with seven artificial acceleration mappings and seven natural acceleration mappings according to the design spectrum of the structures. SAP2000 software has been used for the design and analysis. The obtained results show that for structures with 6 floors and above, this relationship should be reduced by 30%.

ARTICLE INFO

Receive Date: 09 October 2022
Revise Date: 06 January 2023
Accept Date: 30 January 2023

Keywords:

Method based on direct displacement
Displacement profile of steel frames
Yield displacement
First inelastic mode
Non-linear dynamic analyzes

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2023.363390.2945>

*Corresponding author: Sahand Sarioletlagh Fard.
Email address: sarioletlagh@iaufb.ac.ir

تخمین تغییرمکان تسلیم قاب‌های خمشی فولادی با مهاربند بیضی شکل، مورد نیاز در روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان

علیرضا صالحی سده^۱، سهند سریع الاطلاق فرد^۲، رضا اسمعیل آبادی^۳

۱- دانشجوی دکتری، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد رودهن، گروه مهندسی عمران، تهران، ایران

۲- استادیار، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد شهریار، گروه مهندسی عمران، تهران، ایران

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

چکیده

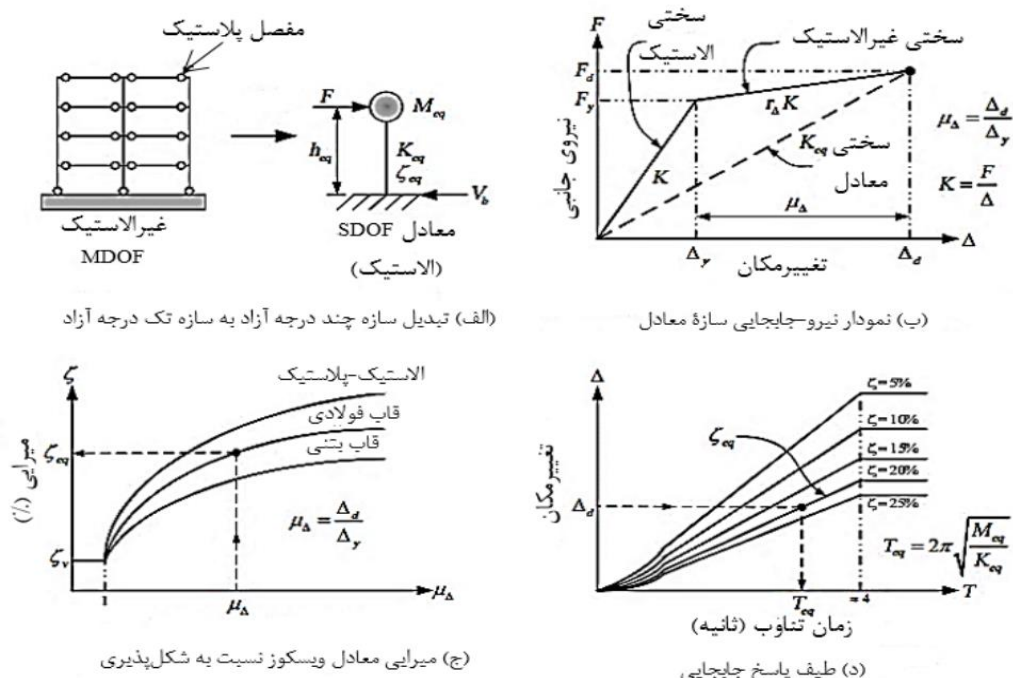
یکی از پارامترهای مهم در روند محاسبه‌ی نیروی برش پایه در روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان تخمین تغییرمکان تسلیم براساس مشخصه‌های هندسی سازه می باشد. در روش طراحی مبتنی بر روش تغییرمکان مستقیم نیاز است تا تغییرمکان تسلیم، تغییرمکان هدف، میرایی و سختی الاستیک و غیرخطی محاسبه گردد. در این روش با معادل سازی چند درجه آزاد به سازه یک درجه آزاد معادل، پارامترهای سازه محاسبه خواهد گردید. این تعریف در ادامه تحقیق به محاسبه‌ی تغییرمکان تسلیم سازه‌های فولادی نیز تعمیم داده می شود. از آنجا که خطا در برآورد این پارامترها می تواند به خطا در محاسبه‌ی شکل پذیری و در نهایت برش پایه منجر شود، در این تحقیق تلاش شده است تا رابطه‌ی موجود تغییرمکان تسلیم سازه‌های فولادی قاب خمشی با مهاربند بیضی شکل، در روند طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان را مورد بررسی قرار گیرد. به این منظور ۲۴ مدل قاب خمشی با مهاربند بیضی شکل با تعداد طبقات متفاوت ۶، ۹، ۱۲ و ۱۵ طبقه و تعداد دهانه‌های ۳ و ۶ و تغییر مقاطع تیرها در ۳ تیپ متفاوت مورد مطالعه قرار گرفته است. تحلیل های مختلف انجام شده، شامل تحلیل های استاتیکی غیرخطی، تحلیل های دینامیکی غیرخطی با هفت شتاب نگاشت مصنوعی و هفت شتاب نگاشت طبیعی منطبق با طیف طراحی سازه‌ها در نظر گرفته شده اند. برای انجام طراحی و تحلیل های مذکور از نرم افزارهای SAP2000 و OpenSEES به همراه MATLAB استفاده شده است. نتایج بدست آمده نشان می دهد که برای سازه‌های ۶ طبقه به بالا رابطه بدست آمده برای تغییر مکان تسلیم میبایست ۳۰٪ کاهش داده شود.

کلمات کلیدی: روش مبتنی بر تغییرمکان مستقیم، پروفیل تغییرمکان قاب‌های فولادی، تغییرمکان تسلیم، مود اول غیرار تجاعی، آنالیز غیر خطی دینامیکی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2023.363390.2945	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2023.363390.2945	۱۴۰۲/۰۸/۳۰	۱۴۰۱/۱۱/۱۰	۱۴۰۱/۱۱/۱۰	۱۴۰۱/۱۰/۱۶	۱۴۰۱/۰۷/۱۷
سهند سریع الاطلاق فرد sa.sarioletlagh@iau.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

روش "طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان" که از این پس با 1 DDBD نشان داده می‌شود، برای اولین بار در سال ۱۹۹۳ توسط پریستلی معرفی گردید و از آن زمان تاکنون بطور گسترده‌ای در اروپا، نیوزلند و آمریکای شمالی مورد ارزیابی و مطالعه قرار گرفته است [۱]. فلسفه اساسی در روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان این است که سازه‌ها باید برای دستیابی به سطح مشخص شده‌ای از عملکرد طراحی گردند، این سطح عملکرد می‌تواند به وسیله مشخص کردن حدود کرنش یا تغییرمکان نسبی جانبی تحت اثر سطوح خطر خاص تعریف گردند. در واقع می‌توان این روش را یک روش گام به گام منتهی به نیروهای حدی اعضاء دانست. در این روش به جای استفاده از مشخصه‌های سازه‌ی اصلی چند درجه آزاد، یک سازه‌ی تک درجه آزاد جایگزین با خصوصیات غیرارتجاعی سازه‌ی اصلی مورد استفاده قرار خواهد گرفت [۲]. هدف اصلی در این روش حفظ سادگی تحلیل و کاربردی بودن آن می‌باشد. خصوصیات سازه جایگزین بوسیله سختی سکانتی (نه سختی اولیه مورد استفاده در روش نیرویی) در جابجایی حداکثر و میرایی معادل (مجموع میرایی الاستیک و میرایی هیستریزیس) بیان می‌گردد. کلیه گام‌های مورد اشاره در روش مذکور در شکل ۱ نشان داده شده است.



شکل ۱- اساس طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان [۳]

روش DDBD اولین بار به عنوان یک روش طراحی جایگزین برای روش طراحی بر مبنای نیرو پیشنهاد گردید [۳ و ۴]. امروزه این روش، در طی سال‌های متمادی برای بسیاری از انواع سازه‌ها توسعه یافته است [۵ و ۶]. هدف DDBD طراحی یک سازه با سطح عملکرد مشخص برای رسیدن به یک جابجایی هدف از پیش تعیین شده با بهره‌گیری از خواص یک سیستم الاستیک معادل و مقادیر کاهش یافته‌ی طیف پاسخ الاستیک بر اساس مقادیر مختلف میرایی می‌باشد. روابط و گام‌های طراحی برای قاب‌های خمشی فولادی در روش DDBD به صورت زیر می‌باشد [۷]:

¹ Direct Displacement-Based Design (DDBD)

الف - به دست آوردن جابجایی هدف (Δ_d): جابجایی نهایی بر اساس معیارهای تغییرمکان که سطح عملکرد مورد نظر را تعریف می‌کند، بدست می‌آید. برای این کار ابتدا براساس یک پروفیل جابجایی یا تابع شکل، نسبت تغییرمکان هر طبقه تخمین زده خواهد شد. توابع شکلی که در روابط زیر آورده شده برای قاب‌های خمشی مورد استفاده قرار گرفته است، بصورت زیر می‌باشند:

$$\text{for } ns \geq 4 \quad \varphi_i = \left(\frac{H_i}{H_n}\right) \left(1 - \frac{H_i}{4H_n}\right) \quad (1)$$

$$\text{for } ns < 4 \quad \varphi_i = \left(\frac{H_i}{H_n}\right) \quad (2)$$

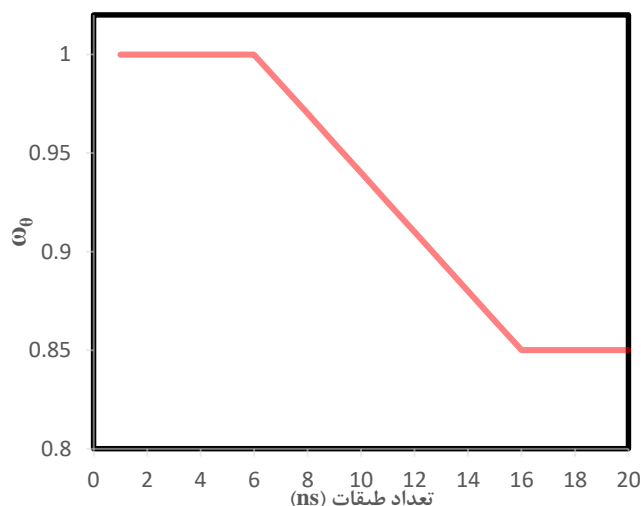
که در آن φ_i شکل پروفیل تغییرمکان براساس مود اول غیرارتجاعي سازه و ns تعداد طبقات سازه می‌باشند. با مشخص بودن تغییرمکان بحرانی می‌توان شکل تغییرمکان هر یک از ترازهای طبقات را به صورت رابطه زیر بدست آورد.

$$\Delta_i = \varphi_i \left(\frac{\Delta_c}{\varphi_c}\right) \quad (3)$$

در تعیین تغییرمکان طراحی قاب‌های چند طبقه نسبت تغییرمکان مود اول بحرانی است. یعنی $\varphi_c = \varphi_1$ که در آن φ_c پروفیل تغییرمکان طراحی طبقه بحرانی و Δ_c تغییرمکان طراحی طبقه بحرانی می‌باشد. با استفاده از پروفیل تغییرمکان مذکور و استفاده از فرمول‌های بنیادین دینامیک سازه‌ها تغییرمکان طراحی سازه در سطح عملکردی مورد نظر از فرمول ۴ بدست خواهد آمد.

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

که در آن، Δ_i تغییرمکان طراحی طبقه i ، θ_c حد مجاز تغییرمکان نسبی براساس سطح عملکرد مورد نظر، h_i ارتفاع طبقه i ام، H_n ارتفاع تراز بام و ω_θ ضریب اصلاح شکل پروفیل براساس تعداد طبقات، که از شکل ۲ بدست خواهد آمد.



شکل ۲- نمودار تغییرات ω_θ برحسب تعداد طبقات [۷]

با استفاده از تغییرمکان طراحی طبقات، تغییرمکان نهایی از رابطه ۵ بدست آورده میشود.

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (5)$$

که در آن، Δ_d تغییر مکان نهایی بام و m_i جرم طبقه i می باشد.

ب- محاسبه میرایی ویسکوز معادل (ξ_{equ}): با استفاده از روابط ۶ و ۷ ابتدا مشخصات سازه جایگزین شامل جرم موثر و ارتفاع موثر به دست خواهد آمد.

$$M_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i H_i}{\Delta_d} \quad (6)$$

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i H_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (7)$$

که در آن، M_e و H_e ارتفاع مؤثر و جرم موثر برای سیستم یک درجه آزاد معادل می باشند. در ادامه براساس رابطه دوران تسلیم، که در قاب های خمشی فولادی بر مبنای نسبت دهانه به ارتفاع تیرها ارائه شده است، تغییر مکان تسلیم قاب خمشی فولادی با استفاده از فرمول ۹ محاسبه می شود.

$$\theta_y = 0.65 \varepsilon_y \frac{l_b}{H_b} \quad (8)$$

$$\Delta_y = \theta_y \times H_e \quad (9)$$

که در آن θ_y دوران تسلیم، l_b طول دهانه تیرها، H_b ارتفاع مقاطع تیرها و Δ_y تغییر مکان تسلیم قاب ها می باشند. سرانجام با داشتن تغییر مکان های نهایی و تسلیم سازه مورد نظر از رابطه ۱۰ شکل پذیری تغییر مکانی قاب خمشی بدست می آید و با استفاده از رابطه ۱۱ که برای قاب های خمشی فولادی ارائه شده است میرایی ویسکوز معادل محاسبه می شود.

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (10)$$

$$\xi_{equ} = 0.05 + 0.577 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (11)$$

که در آن μ شکل پذیری تغییر مکانی قاب ها و ξ_{equ} میرایی معادل ویسکوز می باشند.

ج - تعیین دوره تناوب سازه معادل (T_{eff}): با استفاده از جایجایی هدف و طیف الاستیک کاهش یافته برای مقادیر میرایی معادل از مرحله دوم، همانطور که در شکل (د) نشان داده شده است، دوره تناوب موثر تعیین می شود.

د - محاسبه سختی موثر (K_{eff}) و نیروی برش پایه (V_B): با استفاده از دوره تناوب موثر، جابجایی هدف، و جرم سازه، سختی موثر و طراحی برش پایه محاسبه خواهد شد. در روابط ۱۲ و ۱۳ روابط مربوطه، ارائه شده است.

$$k_{eff} = 4\pi^2 \left(\frac{M_e}{T_e^2} \right) \quad (12)$$

$$F = k_{eff} x \Delta d \quad (13)$$

که در آن k_{eff} سختی مؤثر در سازه جایگزین و F برش پایه‌ی سازه جایگزین می‌باشد که باید در ارتفاع سازه توزیع گردد.

در گام ج برای بدست آوردن زمان تناوب موثر سازه نیاز به طیف تغییرمکان الاستیک می‌باشد. از آنجایی که آیین‌ها اغلب فاقد طیف تغییرمکان هستند لاجرم طیف مذکور از روی طیف شتاب بدست می‌آید. اما متأسفانه این طیف فقط برای میرایی ۵ درصد تعریف شده است. برای بدست طیف تغییرمکان در سایر میرایی‌ها دو روش پیش روی قرار دارد. در روش اول، با تقسیم مقادیر طیف شبه شتاب بر مجذور فرکانس، طیف تغییرمکان را بدست آورد. سپس با استفاده از روابط موجود در آیین نامه اروپا نسبت به کاهش مقادیر طیف در میرایی‌های مختلف اقدام نمود [۸]. آیین‌نامه‌ی اروپا (Eurocode 8, 2011) برای تبدیل میرایی از ۵ درصد به میرایی‌هایی با درصدهای رابطه ۱۴ را پیشنهاد می‌دهد [۹]:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.55 \quad (14)$$

که در آن η ضریب کاهش طیف و ζ مقدار میرایی مورد نظر می‌باشد.

در روش دوم، با در اختیار داشتن شتاب‌نگاشت‌هایی با طیف انطباق یافته با طیف طراحی سازه‌های موردنظر با استفاده از نرم افزار SeismoSignal، طیف تغییرمکان مستقیماً برای هر نسبت میرایی موردنظر قابل ترسیم می‌باشد.

پریستلی و همکاران در سال ۲۰۱۹ روی مفاهیم و رویه‌ها برای طراحی و ارزیابی مبتنی بر جابجایی مستقیم مطالعه تحقیق انجام دادند که نهایتاً یک رویکرد طراحی لرزه‌ای ارائه دادند که در آن روش طراحی تلاش می‌گردد تا سازه‌هایی با احتمالات مساوی برای دستیابی به یک حالت حدی مشخص تحت سطح مشخصی از شدت لرزه ایجاد شود. حالت حدی ممکن است مستقیماً با محدود کردن جابجایی، یا معمولاً با تبدیل حالت‌های حد کرنش، که به نظر می‌رسد بهترین شاخص‌های پتانسیل آسیب هستند، به محدودیت‌های جابجایی تعریف شود. این روش از طیف پاسخ جابجایی، سختی موثر در حداکثر پاسخ و میرایی ویسکوز معادل که شامل میرایی الاستیک و هیسترتیک است برای تعیین خانواده‌های سازه‌هایی استفاده می‌گردد که ویژگی‌های مقاومت اولیه و سختی آنها تضمین می‌کند که حالت حد مطلوب تا حد امکان به دست می‌آید. نتیجه را می‌توان «طراحی سازه لرزه‌ای خطر یکنواخت» نامید و به نظر می‌رسد که فلسفه ذاتی در طیف‌های طراحی ریسک یکنواخت که معمولاً برای طراحی استفاده می‌شود را منعکس مینماید [۱۰].

تراونه و همکاران در سال ۲۰۲۱ روی میرایی ویسکوز معادل اعضای فولادی برای طراحی مبتنی بر جابجایی مستقیم مطالعه انجام دادند. پیش‌بینی نسبت میرایی معادل مورد نیاز یک گام اساسی در پیش‌بینی تقاضای شکل‌پذیری عنصر ساختاری از طریق روش طراحی مبتنی بر جابجایی مستقیم است. این مطالعه یک مدل با نسبت میرایی معادل برای اعضای فولادی بر اساس مدل هیسترتیزس دوخطی با نسبت سختی پس از تسلیم ۲٪ و نسبت میرایی اولیه ۲٪ ارائه نموده است. مدل پسماند و خواص مکانیکی آن از نتایج آزمون جدول تکان‌دهنده‌ای که در مطالعه قبلی در ژاپن انجام شده، به دست آمده است. نسبت میرایی معادل در این مطالعه در نسبت‌های سختی پس از تسلیم ۲٪ و ۳٪ همانطور که توسط مطالعه تجربی توصیه می‌شود، ارزیابی شده است. نهایتاً نتیجه‌ای که بدست آمده نشان می‌دهد که تفاوت بین نسبت‌های سختی پس از تسلیم انتخابی بر نسبت میرایی معادل تأثیری نداشته است. علاوه بر این، این مطالعه اثر سوابق

زلزله میدان نزدیک را با اثرات جهت‌پذیری رو به جلو و پرتاب‌گام ارزیابی نموده است. نتایج نشان می‌دهد که نسبت میرایی معادل برای رکوردهای مرحله پرتاب به طور قابل توجهی بالاتر از نسبت میرایی معادل به دست آمده با استفاده از رکوردهای دیگر می‌باشد. همچنین، این مطالعه با بررسی اثر مدت زمان ۲۵ رکورد واقعی، تأثیر مدت زمان زلزله بر نسبت میرایی معادل را ارزیابی کرد. مدت زمان با استفاده از معیارهای مختلف اندازه‌گیری شد. نتایج نشان داد که مدت زمان اندازه‌گیری شده با تعریف یکنواخت با نسبت میرایی معادل همبستگی مثبت دارد و مدت زمان معنی‌دار طولانی‌تر، تقاضای شکل‌پذیری بالاتری را بر سازه تحمیل مینماید [۱۱].

کومارا و همکاران در سال ۲۰۲۱ روی رفتار تیرهای بتنی مسلح با و بدون بازشوهای شبکه با استفاده از طراحی مبتنی بر جابجایی مستقیم مطالعه انجام دادند. این تحقیق تجزیه و تحلیل را در ساختمان بتن مسلح که حاوی بازشوهای شبکه ای در عنصر تیر در مکان خاصی است، توصیف مینماید. در مدل‌سازی تحلیلی، تیرها به‌عنوان اعضای سازه‌ای متشکل از چندین بخش که ابعاد متفاوتی دارند، در نظر گرفته می‌شوند و سختی معادل تیرهای باز شده به دست آمده است. سپس کل سازه شامل تیرها با روش طراحی شده مبتنی بر جابجایی مستقیم تحلیل می‌شود. به عنوان نتیجه از سه مدل سازی تحلیلی در انواع بازشوهای جان و مطالعات ادبیات با ارزیابی انحرافات و واکنش‌های پشتیبانی تحت بار سرویس مقایسه می‌شود. یک مدل‌سازی عددی نیز از این مطالعه پشتیبانی می‌کند تا یافته‌ها را تأیید نماید. در کل نتایج مناسبی حاصل شده است [۱۲].

یانگ و همکاران در سال ۲۰۱۸ روی طراحی لرزه ای مبتنی بر جابجایی مستقیم سازه‌هایی با تکیه‌گاه منعطف که در معرض حرکات زمین مانند پالس قرار دارند، مطالعه انجام دادند. در این تحقیق، یک چارچوب عملی مبتنی بر جابجایی برای طراحی لرزه ای سازه‌های پایه انعطاف پذیر در مناطق نزدیک به گسل ارائه شده است. توجه خاصی به حرکات پالس ماندنی داده می‌شود که ممکن است آسیب قابل توجهی به 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 تاریخچه پاسخ غیرخطی دو سیستم نمونه SSI که در معرض مجموعه‌ای از شانزده حرکت زمین مانند پالس نزدیک با طیف سازگار هستند، بررسی گردیده است. 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 می‌گردند [۱۳].

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 می‌نماید، 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 دریافت با نتایج تحلیل تاریخچه پاسخ غیرخطی (NLRHA) ارزیابی می‌شود و برای اهداف طراحی ظرفیت، پروفیل‌های نیروی برشی و لنگر خمشی به دست آمده از NLRHA با مقایسه می‌شوند. نتایج حاصل از معادلات به دست آمده در این مطالعه و روش طراحی ظرفیت وزنی (WCD) 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 می‌باشد [۱۴].

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 می باشد. 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 تأیید 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 نیاز به بررسی بیشتر دارد [۱۵].

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، شکل پذیری 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 به عنوان 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 تحقیق 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 [۱۶].

اسماعیل آبادی و همکاران در سال ۲۰۱۸ روی بررسی ظرفیت میرایی هیستریتیک سطح ایمنی جانی قاب‌های خمشی فولادی برای روش طراحی مبتنی بر جابجایی مستقیم مطالعه انجام دادند. مدل‌سازی مناسب ظرفیت میرایی هیستریتیک (HD) مدل‌های سازه‌ای در سطح عملکرد مطلوب، نیاز کلیدی برای برآورد قابل اعتماد برش‌های پایه طراحی در روش طراحی مبتنی بر جابجایی مستقیم (DDBD) می‌باشد. 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 گردیده است. برای این منظور، طیف گسترده‌ای از SMRF با استفاده از روش‌های تاریخچه زمانی استاتیک/دینامیک خطی/غیرخطی تحت شرایط بارگذاری مختلف مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت. نسبت‌های میرایی همه مدل‌ها با استفاده از فرمول‌های جاکوبسن و جنینگز 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 هیستریتیک بر اساس شکل‌پذیری و نسبت‌های دوره اولیه و معادل پیشنهاد شده‌اند [۱۷ و ۱۸].

سریع الاطلاق و همکاران در سال ۱۳۹۷ به بررسی و مقایسه رفتار هیستریزس قاب مقاوم خمشی با مهاربند بیضی و سیستم مهاربند ضربردی و هشتی مطالعه انجام دادند. برای مقاومت در برابر بارهای جانبی ناشی از باد و زلزله، تا کنون سیستم‌های سازه‌های مختلفی پیشنهاد شده و به کار رفته است. سیستم قاب خمشی، انواع سیستم‌های مهاربندی و انواع دیوارهای برشی نمونه‌هایی از سیستم‌های آرایه شده، هستند. از مهم‌ترین پارامترها برای انتخاب سیستم سازه‌ای مناسب می‌توان به سختی و مقاومت مناسب، شکل پذیری و

رفتار چرخه ای مناسب در برابر بارهای جانبی علی الخصوص زلزله اشاره نمود. یکی از سیستم هایی که به تازگی توسط محققین پیشنهاد شده، سیستم قاب مقاوم خمشی با مهاربند بیضی است. از مزایای این سیستم میتوان به سختی و مقاومت مناسب، شکل پذیری و اتلاف انرژی مطلوب اشاره نمود. در ضمن این نوع مهاربند برخلاف دیگر سیستم های مهاربندی، مشکلات معماری سازه را برطرف میکند. در این تحقیق سه قاب یک طبقه و یک دهانه در نرم افزار آباکوس مدل شده و با استفاده از مهاربندهای بیضی، هشتی و ضربدری مهاربندی شده و با استفاده از دستورالعمل ATC24 تحت بارگذاری چرخهای قرار گرفته و منحنی های هیستریزس آنها بدست آمده و نتایج با هم مقایسه شده اند. بررسی نتایج عدم کاهش سختی و عدم افت و زوال مقاومت در قاب خمشی با مهاربند بیضی را برخلاف قاب با مهاربندهای هشتی و ضربدری نشان می دهد [۱۹]. در شکل ۲ نمونه ای از سازه قاب خمشی با مهاربند بیضی شکل در ذیل نمایش داده شده است.



شکل ۳- سازه قاب خمشی با مهاربند بیضی شکل [۱۹]

در سال ۲۰۰۷، روش DDBD توسط پریستلی و همکاران در ابتدا بصورت یک کتاب و سپس در سال ۲۰۰۹ توسط سالیوان و همکاران در قالب پیش نویس آیین نامه ی طراحی سازه ها مبتنی بر تغییر مکان مستقیم منتشر شد که آخرین نسخه ی تصحیح شده ی آن در سال ۲۰۱۲ تحت عنوان DBD2012 ارائه شده است [۳ و ۷]. روابط و مبانی این دستورالعمل از ابتدا براساس رفتار سازه های بتنی مسلح (RC) توسعه یافته و مورد آزمایش قرار گرفته است. طی گذشت سال ها و انجام تحقیقات دامنه دار، ضوابط طراحی برای سازه های فولادی نیز تعمیم یافته است [۲۰]. ارزیابی های انجام شده توسط بهار و همکاران بر روی سازه های مختلف فولادی از جمله: قاب خمشی [۲۱]، قاب مهاربندی همگرا [۲۲]، قاب مهاربندی واگرا [۲۳]، و قاب دارای دیوار برشی فولادی [۲۴] اختلافاتی بین نتایج تحلیل غیرخطی و روابط پیش نویس را نشان می دهد. بخشی از این اختلاف به روابطی مربوط می شوند که مقادیر تغییر مکان تسلیم را برآورد می نمایند. در این تحقیق با ارزیابی تخمین صورت گرفته برای پروفیل تغییر مکان و تغییر مکان تسلیم در روش مبتنی بر تغییر مکان و مقایسه آن با نتایج ناشی از تحلیل های غیرخطی سعی در اصلاح روابط ارائه شده در روش DDBD مدنظر خواهد بود.

در این مطالعه سعی شده است تا با در نظر گرفتن طیفی از سازه ها با ارتفاع کوتاه، متوسط به بررسی رفتار سازه قاب خمشی با مهاربند بیضی شکل پرداخته شده و رفتار این سازه با استفاده از تحلیل های دینامیکی و استاتیکی خطی و غیرخطی با روابط تئوری در مورد سازه های قاب خمشی به همراه مهاربندی براساس روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان مقایسه شده است. لذا با توجه به اینکه در مورد سازه های قاب خمشی فولادی همراه مهاربند بیضی شکل روابط تئوری ارائه نشده است، بنابراین از جمله نوآوری های این تحقیق ارائه روابطی جهت بررسی این سازه ها می باشد که از اصلاح روابط موجود حاصل شده است.

۲- روابط موجود برای بدست آوردن جابجایی تسلیم

در ادامه به بررسی مجموعه‌ای از روابط پرداخته خواهد شد که برای تخمین جابجایی تسلیم قاب‌های خمشی فولادی توسط محققان ارائه شده‌اند. با استفاده از این روابط نیاز ما به روش‌های تحلیل غیرخطی دینامیکی و استاتیکی که فرآیند انجام آن زمان‌بر و بررسی نتایج آنها دشوار می‌باشد، مرتفع می‌شود.

رابطه پریستلی و کالوی، [۲۵] ۱۹۹۷، اولین بار پریستلی و کالوی رابطه ساده ۱۵ را برای قاب‌های خمشی پیشنهاد دادند.

$$\Delta_{yi} = 0.003 \left(\frac{2H}{3} \right) = 0.002H \quad (15)$$

که در آن، Δ_{yi} تغییرمکان تسلیم طبقات و H ارتفاع هر یک از طبقات از تراز پایه می‌باشد.

رابطه لوودینگ و همکاران، [۲۶] ۱۹۹۸، پروفیل‌های مورد استفاده در روش تغییرمکان مستقیم اولین بار توسط لوودینگ و همکاران در سال ۱۹۹۸ پیشنهاد شده است، که در روابط ۱۶ تا ۱۸ ارائه شده است.

$$\Delta_{yi} = (IDR)_y \cdot h_i \quad \text{for } n \leq 4 \quad (16)$$

$$\Delta_{yi} = (IDR)_y \cdot h_i \cdot \left[1 - \frac{(n-4) \cdot h_i}{32H} \right] \quad \text{for } 4 \leq n \leq 20 \quad (17)$$

$$\Delta_{yi} = (IDR)_y \cdot h_i \cdot \left[1 - \frac{h_i}{2H} \right] \quad \text{for } n \geq 20 \quad (18)$$

که در آنها n تعداد طبقات، h_i ارتفاع طبقه i ام، H ارتفاع کل قاب، Δ_{yi} تغییرمکان تسلیم طبقه i و $(IDR)_y$ تغییرمکان نسبی طبقه در تسلیم است که مقدار آن در FEMA 356 برابر با 0.007 پیشنهاد شده است. با بدست آوردن Δ_{yi} و جایگذاری آن در رابطه ۱۹ تغییرمکان تسلیم محاسبه می‌شود.

$$\Delta_y = \frac{\sum (m_i \cdot \Delta_{yi}^2)}{\sum (m_i \cdot \Delta_{yi})} \quad (19)$$

که در آن، Δ_y تغییرمکان تسلیم قاب و m_i جرم طبقه i می‌باشد.

رابطه سالیوان [۲۷]، با توجه به پیشنهاد سالیوان در صورتیکه در پروفیل جابجایی روش پریستلی (رابطه شماره ۴) بجای θ_c از مقدار عددی ۱٪ استفاده کنیم، مقدار بدست آمده از فرمول ۵ همان تغییرمکان تسلیم می‌باشد.

رابطه قربانی اصل ۲۰۷ [۲۸ و ۲۹]، در این رابطه از مشخصات مصالح برای بدست آوردن تغییرمکان تسلیم استفاده شده است. رابطه ۲۱ رابطه معرفی شده توسط قربانی اصل می‌باشد.

$$\Delta_y = 0.532 \frac{F_y \ell}{E d_b} H \beta \quad (20)$$

² Loading

که در آن، l طول دهانه تیرها، d_b ارتفاع تیرهای فولادی، H ارتفاع کل سازه، F_y تنش تسلیم فولاد، E مدول الاستیسیته فولاد و β ضریب اصلاح (β برای قاب فولادی برابر 0.5) می باشد.

رابطه دیموپولوس ۳ و همکاران، ۲۰۱۲ [۳۰]، دیموپولوس و همکاران با انجام تحلیل های تاریخچه زمانی متعدد رابطه زیر را که مبتنی بر پارامترهای مختلفی از سازه می باشد را پیشنهاد نموده اند.

$$\Delta_{yi} = h_i^{b_1} \cdot \left(\frac{h_i}{H}\right)^{b_2} \cdot n_s^{b_3} \cdot e^{b_4} \quad (21)$$

که در آن h_i ارتفاع طبقه، H ارتفاع کل قاب، و $e=235/f_y$ می باشند، مقادیر b_1, b_2, b_3, b_4 ثابت هایی هستند که در جدول ۱ ارائه شده است. برای بدست آوردن تغییر مکان تسلیم، نتیجه حاصل از رابطه ۲۱ را در رابطه ۱۹ قرار می دهیم.

جدول ۱- مقادیر ثابت رابطه ۲۱

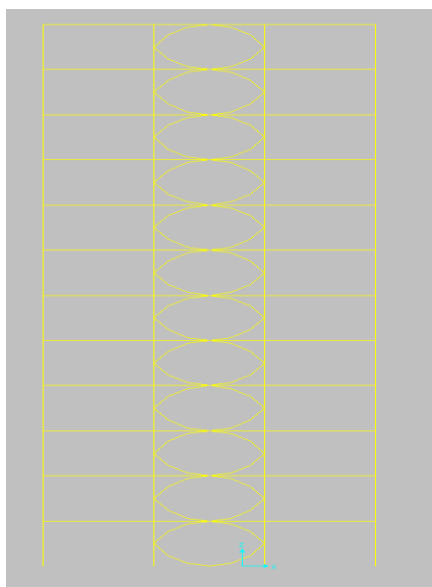
n_s	b_1	b_2	b_3	b_4
≤ 10	-3.396	4.401	4.209	-1.197
$>10 \ \& \ \leq 20$	-3.559	4.536	4.415	-1.207

۳- روش تحقیق

در این تحقیق ۲۴ مدل قاب خمشی با مهاربند بیضی شکل با تعداد طبقات متفاوت ۶، ۹، ۱۲ و ۱۵ طبقه، به دو فرم ۳ و ۶ دهانه مورد مطالعه قرار گرفته است. برای طراحی سازه ها از نرم افزار SAP2000 استفاده شده است. همچنین انجام تحلیل های تاریخچه زمانی براساس شتابنگاشت های طبیعی و مصنوعی با نرم افزار Opensees به همراه MATLAB صورت گرفته است.

۳-۱- ویژگی های قاب های مورد مطالعه

قاب های مورد مطالعه که در شکل ۴ و ۵ مشخصات مقاطع آن نشان داده شده است، براساس نیروهای لرزه ای استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش چهارم [۳۱] طراحی گردیده اند. قاب ها در دو تیپ ۳ و ۶ دهانه، با طول دهانه ثابت ۶ متر طراحی شده اند. در فرآیند رفتار عملکردی سعی بر آن بوده است که، حداکثر ظرفیت قاب ها در هنگام زلزله های شدید فعال گردند. طراحی قاب های مورد مطالعه مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۳۲]، صورت گرفته است و رفتار سازه ها، سعی شده به صورت عملکردی طراحی گردند. برای هر یک از قاب ها، ۳ رده متفاوت از نظر نسبت مجموع سختی تیرها به ستون ها در نظر گرفته شده است [۲۷]، به نحوی که با افزایش مقطع ستون ها برای حصول اطمینان از رفتار عملکردی، نسبت سختی تیر به ستون کمتر شده است. ارتفاع تمامی طبقات یکسان و ۳ متر در نظر گرفته شده است. فولاد مورد استفاده دارای وزن مخصوص ۷۷۹۶ کیلوگرم بر متر مکعب، مدول الاستیسیته 2.1×10^4 کیلوگرم بر متر مربع و نسبت پواسون 0.3 می باشد. تنش تسلیم و نهایی فولاد مصرفی به ترتیب برابر با $2/4 \times 10^7$ و $3/7 \times 10^7$ کیلوگرم بر متر مربع می باشد. خاک نوع ۳ برای محل این سازه در نظر گرفته شده است. بار مرده و زنده وارده به سازه به ترتیب برابر با ۲۴۰۰ و ۸۰۰ کیلوگرم بر متر می باشد. در جدول ۲ مدل های مورد بررسی با مقاطع مورد استفاده برای هر یک از اعضای تیر و ستون نمایش داده شده است. برای تیرها مقاطع IPE و برای ستون ها مقطع IPB و برای مهاربند مقطع باکس در نظر گرفته شده است. در جدول ۲ برای نامگذاری قاب ها از سه حرف به همراه دو عدد استفاده شده که به ترتیب نشان دهنده تعداد طبقات قاب، تعداد دهانه های قاب و رده قاب از نظر نسبت سختی تیرها به ستون ها می باشد. لازم به ذکر است که قاب های ۶ دهانه همانند قاب هم ردیف ۳ دهانه خود می باشد. در شکل ۴ یک نمونه از سازه های مورد مطالعه نمایش داده شده است.



شکل ۴- سازه ۱۲ طبقه با ۳ دهانه

جدول ۲- مقاطع به کار رفته در سازه های مورد مطالعه

نام سازه	Sections: columns (HEB) – beams (IPE) - Brace (BOX)-(STORY) (mm)							
S6-(3-6)B-A	360-270-60 (1-3)	300-270-60 (4)	300-240-60 (5)	270-240-60 (6)				
S6-(3-6)B-B	360-300-60 (1-3)	300-300-60 (4)	300-270-60 (5)	270-270-60 (6)				
S6-(3-6)B-C	360-320-60 (1-3)	300-320-60 (4)	300-300-60 (5)	270-300-60 (6)				
S9-(3-6)B-A	400-360-80 (1)	400-400-80 (2-5)	360-360-80 (6)	360-300-60 (7)	320-300-60 (8)	320-270-60 (9)		
S9-(3-6)B-B	400-400-80 (1)	400-450-80 (2-5)	360-400-80 (6)	360-360-60 (7)	320-360-60 (8)	320-300-60 (9)		
S9-(3-6)B-C	400-450-80 (1)	400-450-80 (2-5)	360-450-80 (6)	360-400-60 (7)	320-400-60 (8)	320-320-60 (9)		
S12-(3-6)B-A	400-360-80 (1)	400-400-80 (2-5)	360-400-80 (6)	360-330-60 (7)	360-330-60 (8-9)	360-270-60 (10-12)		
S12-(3-6)B-A	400-400-80 (1)	400-450-80 (2-5)	360-450-80 (6)	360-360-60 (7)	360-360-60 (8-9)	360-300-60 (10-12)		
S12-(3-6)B-A	400-450-80 (1)	400-500-80 (2-5)	360-500-80 (6)	360-400-60 (7)	360-400-60 (8-9)	360-330-60 (10-12)		
S15-(3-6)B-A	600-400-900 (1-3)	600-450-90 (4-6)	550-450-80 (7)	550-400-80 (8)	500-400-80 (9-10)	500-400-60 (11)	500-330-60 (12-13)	500-300-60 (14-15)
S15-(3-6)B-B	600-450-90 (1-3)	600-500-90 (4-6)	550-450-80 (7)	550-450-80 (8)	500-450-80 (9-10)	500-450-60 (11)	500-360-60 (12-13)	500-330-60 (14-15)
S15-(3-6)B-C	600-500-90 (1-3)	600-550-90 (4-6)	550-450-80 (7)	550-500-80 (8)	500-500-80 (9-10)	500-500-60 (11)	500-400-60 (12-13)	500-360-60 (14-15)

با توجه به جدول ۲ سازه های به صورت S بعد عدد و سپس پرانتز و داخل آن دو عدد و در کنار آن حرف B و در نهایت نیز از سه حرف A، B و C استفاده شده است. مفهوم این نامگذاری به این شرح می باشد که S به عنوان طبقه انتخاب شده است و عدد بعد از آن بیانگر تعداد طبقات می باشد. اعداد داخل پرانتز به دهانه ۳ و ۶ اشاره دارد و چون مقاطع آن ها یکسان است به همین دلیل در یک پرانتز برای معرفی مقاطع ارائه شده است. حرف B به معنای دهانه می باشد و سه حرف A، B و C نماینده سه تیر می باشند.

۳-۲- تحلیل‌های انجام شده بر روی قاب‌های مورد مطالعه

با توجه به حجم بالای محاسبات نمونه‌ای از نتایج حاصل، برای سازه ۱۲ طبقه ارائه شده است. مراحل و روند کار برای تمامی سازه‌ها یکسان می‌باشد.

۳-۳- مشخصات سازه جایگزین با استفاده از روش تغییر مکان

با توجه به روابط ۱ تا ۱۴، ارائه شده در بخش ۱، مشخصات سازه جایگزین براساس روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، با در نظر گرفتن مقدار تغییر مکان نسبی برابر با ۰/۰۲، برای مقایسه با نتایج تحلیل‌های پی‌آیند در جدول ۳ ارائه شده است.

جدول ۳- مقادیر محاسبه شده در روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان برای سازه S12-3B-A

سازه	پارامتر	شماره فرمول	واحد	مقدار
S12-3B-A	Δ_{12}	4	(m)	0.69
	m_i		(kg)	460800
	Δ_d	5	(m)	0.37
	H_e	7	(m)	24.35
	Δ_y	9	(m)	0.22
	ξ_{hyst}	11	-----	15%

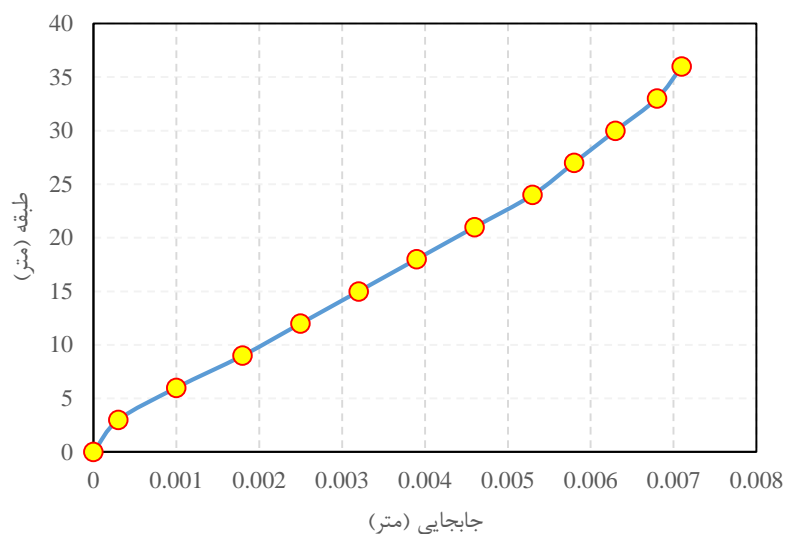
۳-۴- تحلیل مودی غیر خطی

نتایج حاصل از تحلیل مودی برای سازه 12S-3B-A در جدول ۴ ارائه شده است. مقایسه زمان تناوب و شکل مودی سازه‌ی مورد نظر در نرم‌افزارها، نشان از ساخت صحیح مدل‌ها و کارکرد مناسب نرم‌افزارها دارد. در تحلیل استاتیکی غیرخطی با الگوی مودی شکل مود اول سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد.

جدول ۴- نتایج حاصل از تحلیل‌های مودال در نرم‌افزارهای متفاوت

طبقه		12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
شکل مود اول	Sap2000	0.0071	0.0068	0.0063	0.0058	0.0053	0.0046	0.0039	0.0032	0.0025	0.0018	0.001	0.0003
وزن لرزه ای	Kg	460800											
پریود مود اول	Sap2000	1.719											

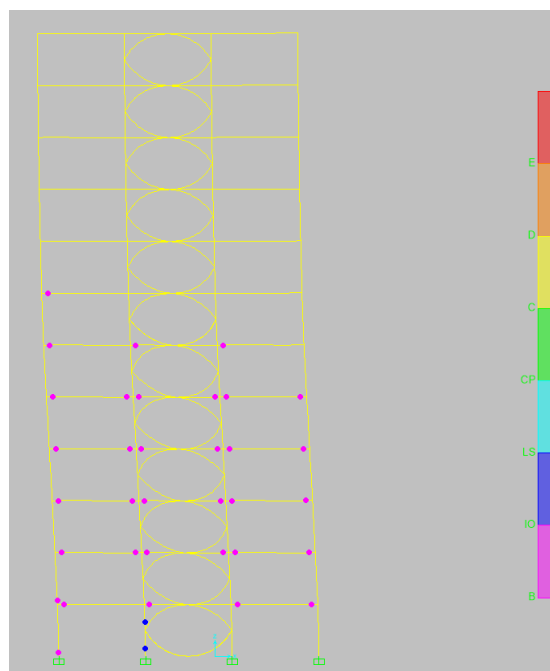
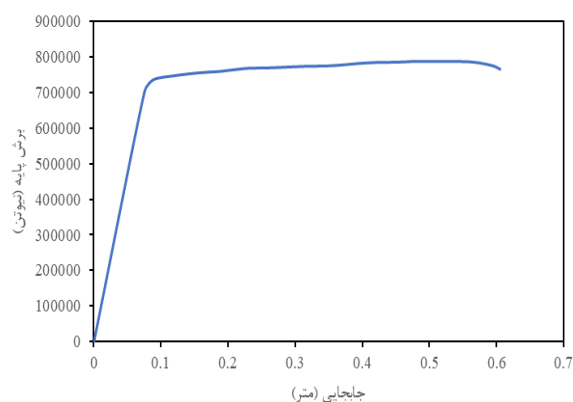
برای سازه ۱۲ طبقه شکل مود اول منطبق با شکل ۵ می‌باشد.

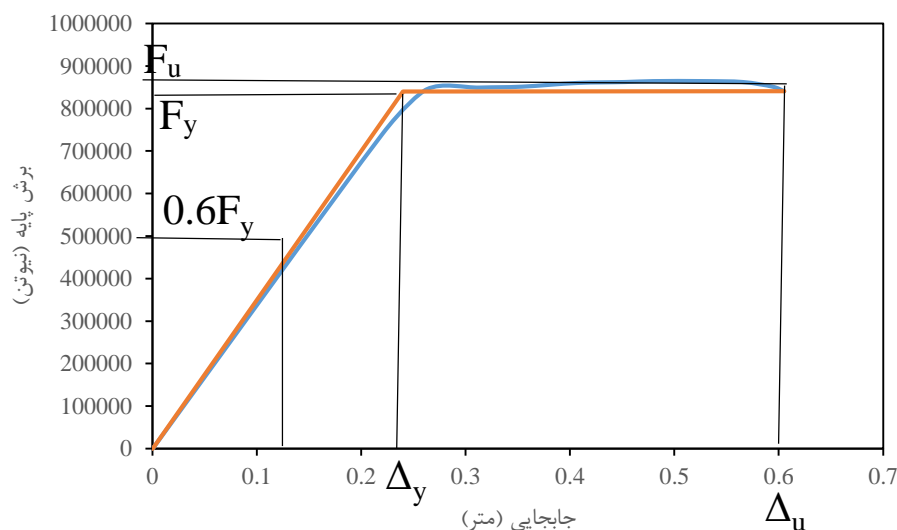


شکل ۵- مود اول در سازه ۱۲ طبقه

۳-۵ تحلیل استاتیکی غیرخطی

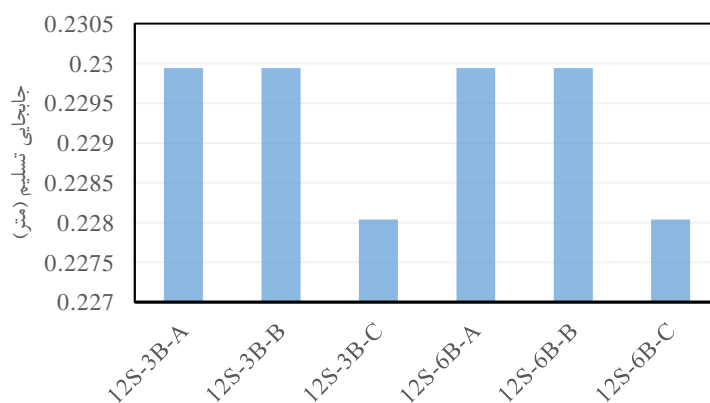
تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بارافزا) براساس نشریه ۳۶۰ [۳۳]، براساس دو نوع الگوی بار ثقلی یکی با ضریب $0/9$ بار مرده و الگوی دیگر بار مرده و زنده با ضرایب $1/1$ و $0/275$ تعریف شده است. برای پوشش سازه از دو الگو (الگوی مود اول سازه و الگوی بار یکنواخت) در ارتفاع استفاده شده است. با بدست آمدن منحنی پوش آور و دو خطی کردن آن می توان مقدار تغییرمکان تسلیم را در این حالت تخمین زده و محاسبه نمود. در شکل ۶ نمودار برش پایه-تغییرمکان بام برای سازه ۱۲ طبقه و همچنین مفاصل تشکیل شده در سازه نمایش داده شده است.





شکل ۶- نمونه منحنی برش پایه - تغییرمکان بام و شکل مفصل برای سازه ۱۲ طبقه (12S-3B-A)

ضمناً در شکل ۷ نتایج بدست آمده به عنوان تغییرمکان تسلیم در تمامی سازه‌های ۱۲ طبقه با استفاده از روش بارافزا (پوش آور) ارائه شده است.



شکل ۷- نمودار مقایسه‌ای تغییرمکان تسلیم برای سازه ۱۲ طبقه

۳-۶ تحلیل تاریخچه زمانی تحت شتابنگاشت‌های منطبق بر استاندارد ۲۸۰۰

با توجه به تحقیقات صورت گرفته توسط مارک آشهیم^۴ در قابهای خمشی تغییرمکان تسلیم به طول دهانه تیرها ارتفاع نیمرخ اعضاء و مصالح به کار رفته وابسته است، بنابراین تغییرمکان تسلیم را می‌توان از تغییرمکانی که باعث بوجود آمدن اولین مفصل پلاستیک در تیرها می‌شود را در نظر گرفت [۳۴]. بدین منظور برای بدست آوردن تغییرمکان تسلیم نسبت $\frac{\theta}{\theta_y}$ در انتهای تیرها در نظر گرفته شده است، که در آن θ انحنای غیرخطی انتهای تیر بوده و θ_y انحنای تسلیم می‌باشد که براساس دستورالعمل FEMA-356 به صورت رابطه ۲۲ می‌باشد.

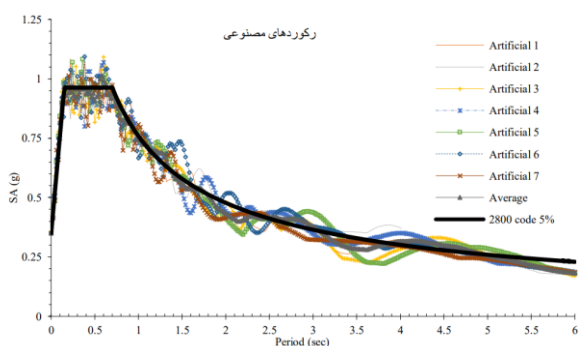
⁴ Mark Aschheim

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye} \ell}{6EI_b} \quad (22)$$

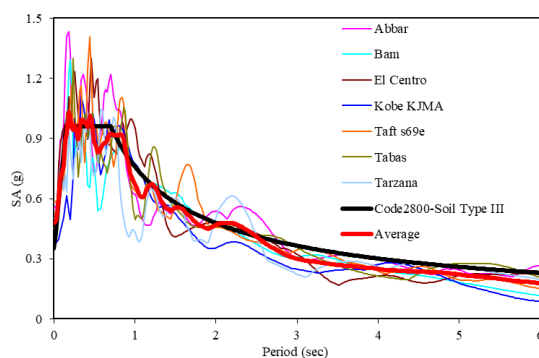
که در آن، F_{ye} تنش تسلیم مورد انتظار برای مصالح، E ضریب ارتجاعی، I_b لنگر اینرسی، I_b طول تیر، Z اساس مقطع خمیری می باشد.

لذا برای بدست آوردن تغییرمکان تسلیم و مقایسه آن با نتایج روش طراحی براساس تغییرمکان مستقیم از ۷ شتابنگاشت مصنوعی و ۷ شتابنگاشت طبیعی استفاده شده است، تا بتوان تغییرمکان تسلیم را با دقت بیشتری تعیین نمود استفاده از این نوع رویه و این نوع شتابنگاشت، رهیافتی است که پرستلی نیز در مطالعات خود از آن استفاده نموده است. شتابنگاشت‌های مصنوعی با استفاده از نرم‌افزار SIMQKE با طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ منطبق شده‌اند [۳۵ و ۳۶].

در شکل ۸ طیف پاسخ ۷ رکورد مصنوعی [۳۷] و هفت رکورد طبیعی مورد استفاده در تحلیل ترسیم شده است. طیف‌های مذکور به نحوی هم‌پایه شده‌اند که میانگین طیف پاسخ آنها با طیف طراحی استاندارد ۲۸۰۰ هم‌خوانی مناسبی داشته باشد [۳۰].



طیف شتاب ۷ رکورد مصنوعی



طیف شتاب ۷ رکورد طبیعی

شکل ۸- طیف شتاب ۷ رکورد طبیعی و مصنوعی

رکورد‌های طبیعی انتخاب شده برای تحلیل عبارت‌اند از: زلزله آبر، بم، السنترو، کوبه، تفت، طبس 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 [۳۰]. مشخصات شتابنگاشت‌های طبیعی در جدول ۵ و شتاب نگاشت مصنوعی در جدول ۶ ارائه شده است.

جدول ۵- مشخصات شتاب نگاشت‌های طبیعی

Record Name	Max PGA (g)	Duration (Sec)	Time Step dt (Sec)	Predominant Period (Sec)	Mean Period (Sec)
Abar	0.55g	53.5	0.02	0.18	0.838
Bam	0.50g	66.54	0.005	0.2	0.818
El Centro	0.44g	40	0.01	0.46	0.826
Kobe Kjma	0.37g	48	0.02	0.34	0.933
Taft 69	0.58g	54.4	0.02	0.44	0.914
Tabas	0.45g	32.84	0.02	0.24	0.848
Tarzana	0.44g	40	0.02	0.58	0.891

جدول ۶- مشخصات شتاب نگاشت های مصنوعی

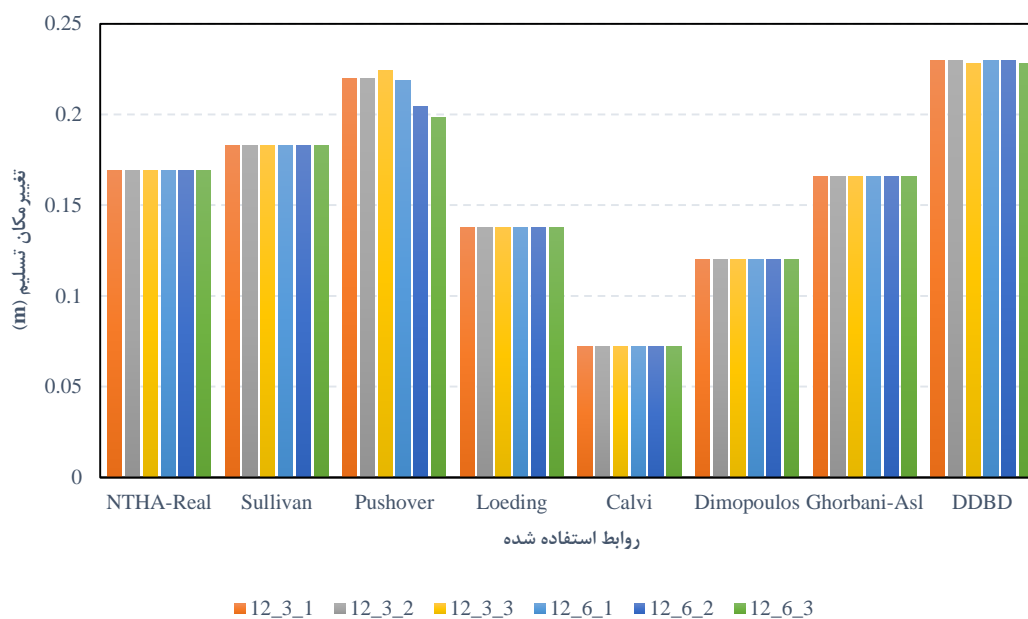
Record Name	Max PGA (g)	Duration (Sec)	Time Step dt (Sec)	Predominat Period (Sec)	Mean Period (Sec)
Art-1	0.35g	25	0.01	0.22	0.8
Art-2	0.35g	25	0.01	0.56	0.881
Art-3	0.35g	25	0.01	0.6	0.798
Art-4	0.35g	25	0.01	0.6	0.834
Art-5	0.35g	25	0.01	0.36	0.776
Art-6	0.35g	25	0.01	0.38	0.807
Art-7	0.35g	25	0.01	0.2	0.77

۴- ارزیابی نتایج

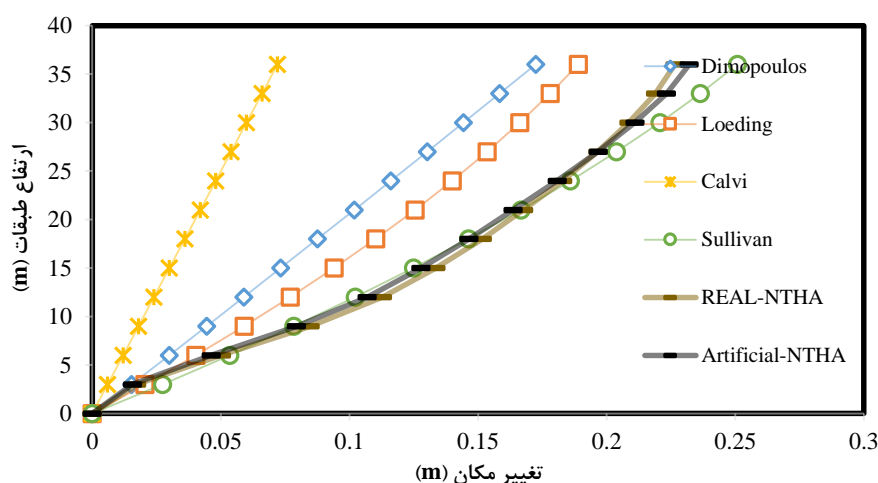
۴-۲- ارزیابی پروفیل های تغییر مکان تسلیم که در روابط مختلف پیشنهاد شده است

با قرار دادن مشخصات معرفی شده از سازه ها در روابط ۱۵ تا ۲۱ شکل پروفیل تغییر مکان تسلیم براساس هر یک از آن روابط بدست می آید. در شکل ۹ تغییر مکان تسلیم شده سازه ۱۲ طبقه براساس روش های مختلف تحلیل محاسبه و ارائه شده است.

که با ترسیم و مقایسه آنها با پروفیل تغییر مکان تسلیم ناشی از تحلیل های تاریخچه زمانی شکل ۱۰ ترسیم می شود [۳۶].



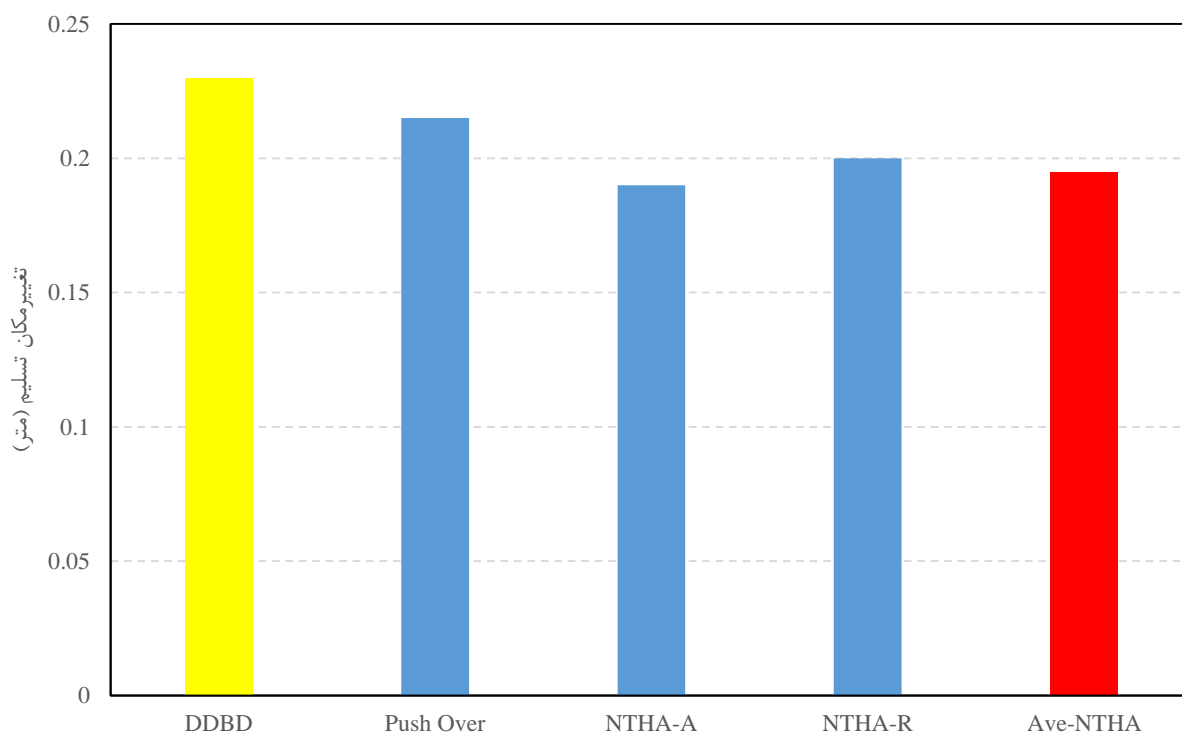
شکل ۹-مقایسه تغییر مکان تسلیم در سازه ۱۲ طبقه براساس تحلیل های مختلف



شکل ۱۰- مقایسه پروفیل تغییر مکان تسلیم در سازه ۱۲ طبقه

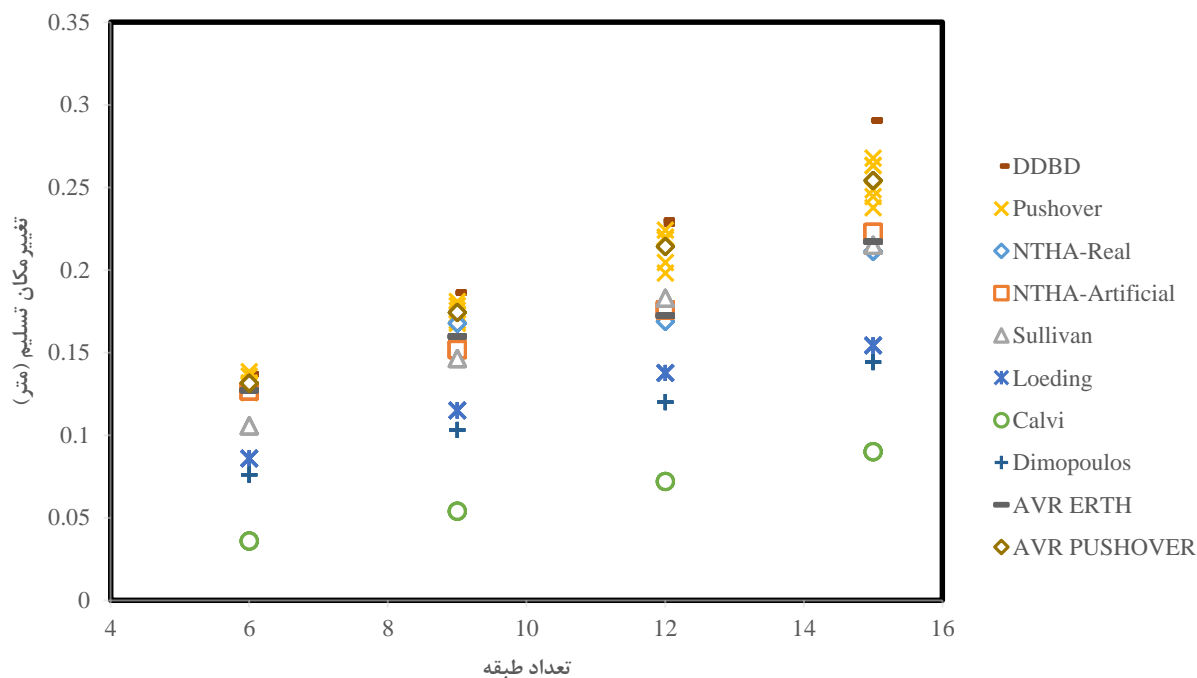
۳-۷- محاسبه تغییر مکان تسلیم براساس روابط موجود (روابط ۱۵ تا ۲۱)

با استفاده از روابط ۱۵ تا ۲۱ تغییر مکان تسلیم برای قابهای مورد نظر محاسبه و تخمین زده می شود و در ادامه با قرار دادن پروفیل تغییر مکان تسلیم که از نتایج تحلیل های غیرخطی بدست آمده است در رابطه ۱۹ تغییر مکان تسلیم از تحلیل های غیرخطی بدست می آید. کلیه نتایج به صورت نمودار میله ای در شکل ۱۱ نمایش داده است.



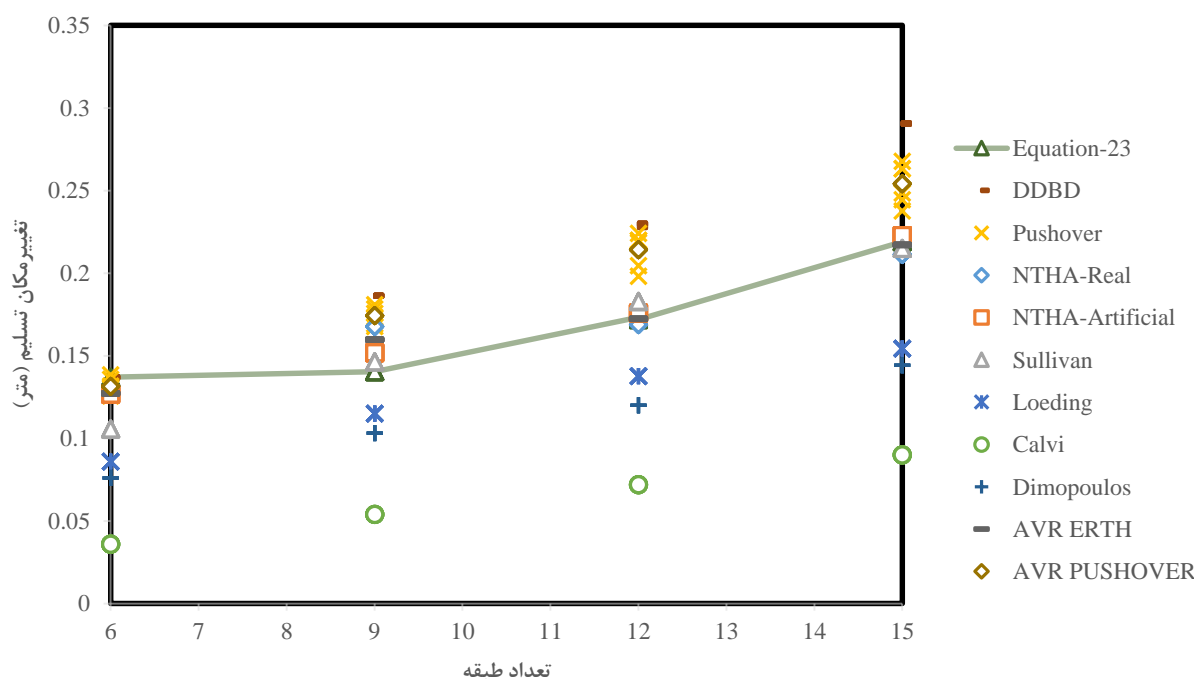
شکل ۱۱- مقایسه تغییر مکان تسلیم حاصل از تحلیلهای عددی و رابطه به کار رفته در روش تغییر مکان مستقیم برای سازه ۱۲ طبقه

در ادامه با محاسبه تغییر مکان تسلیم از روابط مختلف براساس تعداد طبقات می توان نتایج را به صورت شکل ۱۲ ارائه نمود.



شکل ۱۲- تغییر مکان تسلیم بر اساس تعداد طبقات با استفاده از روابط مختلف

در نهایت مقدار تغییر مکان تسلیم در روش تغییر مکان مستقیم با نتایج حاصل از تحلیل‌های غیرخطی مقایسه و در شکل ۱۲ نمایش داده می‌شود. همان‌گونه که در شکل ۱۳ مشاهده می‌شود تغییر مکان تسلیم حاصل از رابطه روش تغییر مکان مستقیم تا سازه ۶ طبقه هم‌خوانی مناسبی با نتایج تحلیل‌های عددی با مدل‌های این پژوهش دارد، در سازه‌های بالاتر از ۶ طبقه رابطه تغییر مکان مستقیم با نتایج عددی اختلاف دارند، در ادامه رابطه حاصل از تحلیل عددی که از برازش بر روی داده‌های حاصل از مدل‌ها حاصل شده، ارائه می‌شود. بنابراین با برازش بهترین خط برای سازه‌های موجود می‌توان رابطه شماره ۲۳ را برای سازه‌های فولادی قاب خمشی به همراه مهاربند بیضی شکل پیشنهاد نمود.



شکل ۱۳- تغییر مکان تسلیم براساس روابط موجود و مطالعات این پژوهش

$$\Delta_y = 0.465 \varepsilon_y \frac{l_b}{H_b} H_e \quad (23)$$

با بررسی شکل ۱۳ مشاهده می شود که نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و پوش آور برای سازه ۶ طبقه نزدیک به نتایج روش مبتنی بر تغییر مکان مستقیم می باشد. در سازه ۹، ۱۲ و ۱۵ طبقه نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی نسبت به روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان مستقیم به ترتیب طبقات سازه نزدیک ۲۳، ۲۵ و ۳۰ درصد اختلاف مشاهده شده است که با بررسی انجام شده مشاهده می شود که با افزایش ارتفاع سازه اختلاف بین روش تحلیل دینامیکی غیرخطی و روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان مستقیم افزایش داشته است. در این شکل نتایج حاصل با روش های دیگر نظیر کالوی و لوودینگ و دیموپلوس نیز کنترل شده است، براساس نتایج مشاهده می شود که روش کالوی بسیار اعداد پایینی را محاسبه نموده است و در رده دوم و سوم نیز روابط مربوط به دیموپلوس و لوودینگ قرار دارند. مقادیر پیشنهادی توسط روش تغییر مکان مستقیم خیلی دست بالا می باشد و نتایج این روش به روش تحلیل استاتیکی غیرخطی نزدیک می باشد.

۵- نتیجه گیری

در این مطالعه براساس انجام تحلیل های استاتیکی خطی، استاتیکی غیرخطی، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی روی سازه های ۶، ۹، ۱۲ و ۱۵ طبقه به صورت سه و شش دهانه مطالعه و تحقیق انجام شده است. نتایج تنها به بررسی پارامتر تغییر مکان تسلیم براساس روابط موجود و روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان و در نهایت مقایسه با تحلیل های انجام شده روی سازه پرداخته شده است. نتایج حاصل از این مطالعه به شرح زیر است.

۱. در این تحقیق از ۲۴ مدل قاب خمشی فولادی همراه مهاربند بیضی شکل برای تعیین تغییر مکان تسلیم استفاده شده است، با توجه به اینکه مدلها طوری طراحی شده اند که با ثابت نگه داشته شدن مقطع ستون ها و مهاربندها افزایش در مقطع تیرها، نسبت سختی تیرها

- به ستون‌ها کاهش پیدا می‌کند. نتایج نشان می‌دهد علیرغم تغییر در مقطع تیرها تغییر مکان تسلیم تغییر قابل ملاحظه‌ای نخواهد داشت که این کاملاً با مبانی محاسباتی تغییر مکان تسلیم در روش DDBD هماهنگی دارد.
۲. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد رابطه‌ی موجود برای سازه‌های بلندتر از ۶ طبقه مناسب است، اما برای سازه‌های بلندتر مقادیر دست بالایی بدست می‌دهد. لذا پیشنهاد می‌گردد برای سازه‌های بلندتر از ۶ طبقه این رابطه ۳۰٪ کاهش داده شود.
 ۳. ارزیابی پروفیل پیشنهادی روش تغییر مکان مستقیم برای تخصیص مقدار تغییر مکان طبقات که مبتنی بر مود اول غیرارتجاعی سازه می‌باشد، با نتایج بدست آمده هماهنگی قابل قبولی را نشان می‌دهد و فقط در سازه‌های بلند مرتبه اندکی پایین‌تر می‌باشد.
 ۴. مشاهده می‌شود که روابط روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان چندان بر روی دهانه سازه نیز حساس نبوده است و تفاوت چشمگیری در دهانه‌ها بر روی نتایج نداشته است.
 ۵. رده‌های مختلف و تیپ‌های متفاوت از سازه با تیرهای مختلف نیز رفتار مشابهی داشته و در اکثر پارامترها مانند تغییر مکان تسلیم و تغییر مکان هدف اختلاف اندکی با هم داشته‌اند، که این امر نشان می‌دهد که تاثیر تیر در محاسبه جابجایی و تغییر مکان جانبی کم می‌باشد.
 ۶. در سازه‌های مورد مطالعه براساس نتایج مشاهده می‌شود که سازه ۶ طبقه با روابط روش مبتنی بر تغییر مکان مستقیم هم خوانی مناسبی دارد که می‌توان یکی از علت‌های این امر را ناشی از کوتاه مرتبه بودن سازه بیان نمود.
 ۷. با بررسی نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و پوش آور برای سازه ۹ طبقه مشاهده می‌شود که نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی نسبت به روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان مستقیم نزدیک ۲۳ درصد اختلاف دارند.
 ۸. در مورد نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و پوش آور برای سازه ۱۲ طبقه مشاهده می‌شود که نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی نسبت به روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان مستقیم نزدیک ۲۵ درصد اختلاف دارند.
 ۹. در مورد نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و پوش آور برای سازه ۱۲ طبقه مشاهده می‌شود که نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی نسبت به روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان مستقیم نزدیک ۳۰ درصد اختلاف دارند.
 ۱۰. بنابراین در یک نتیجه گیری کلی می‌توان دریافت که با افزایش ارتفاع سازه اختلاف بین روش تحلیل دینامیکی غیرخطی و روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان مستقیم افزایش داشته است.
 ۱۱. رابطه پیشنهادی براساس نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی حاصل شده است که با ۷ رکورد طبیعی و مصنوعی انجام شده است. رابطه براساس تحلیل دینامیکی غیرخطی حاصل شده است. رابطه پیشنهادی از برازش خط از روی نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی حاصل شده، که با توجه به بررسی انجام شده مشاهده شده که از ۹۲ درصد داده‌ها برازش شده است و تنها ۸ درصد از نقاط در نزدیکی این رابطه قرار ندارند که این نشان دهنده دقت رابطه است. با بررسی خطای رابطه، در بیشترین میزان خطا نزدیک ۸ درصد با نقطه حاصل تفاوت دارد.

منابع و مراجع

- [1]. Priestley, M.J.N. (1993) "Myths and Fallacies in Earthquake Engineering – Conflicts Between Design and Reality" *Bulletin, NZSEE* 26(3), pp329-341.
- [2]. Shibata, A. and Sozen, M. "substitute structure method for seismic design in reinforce concrete" *ASCE journal of structure engineering* 1976 vol. 102(1), pp 1-18.
- [3]. M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J.Kowalsky, (2007) *Displacement-based Seismic Design of Structures*. IUSS Press, Pavia. ISBN: 978-88-6198-000-6

- [4]. Wijesundara KK, Nascimbene R, Sullivan TJ (2011) Equivalent viscous damping for steel concentrically braced frame structures. *Bull Earthq Eng* 9(5):1535–1558.
- [5]. Blandon, C., A.; (2004), "Equivalent viscous damping equations for direct displacement based design" A dissertation submitted in partial fulfilment of the requirement for the master degree in earthquake engineering: school.
- [6]. Cecilia I. Nievas, Timothy J. Sullivan. Applicability of the direct displacement-based design method to steel moment resisting frames with setbacks, *Bull Earthquake Eng* (2015) 13:3841–3870 DOI 10.1007/s10518-015-9787-1
- [7]. T.J. Sullivan, M.J.N. Priestley, G.M. Calvi; A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures (DBD12), April, 2012, ISBN: 978-88-6198-072-3.
- [8]. EuroCode 8. [1988] "Structure is seismic regions – Design. Part 1, General and Building," Report EUR 8849 EN, Commission of European Communities.
- [9]. Eurocode 8 – Seismic Design of Buildings – Lisbon, 10-11 February 2011.
- [10]. Priestley, M. J. N., and G. M. Calvi. "Concepts and procedures for direct displacement-based design and assessment." *Seismic design methodologies for the next generation of codes*. Routledge, 2019. 171-181.
- [11]. Tarawneh, Ahmad, Sreen Majdalaweyh, and Hazim Dwairi. "Equivalent viscous damping of steel members for direct displacement based design." *Structures*. Vol. 33. Elsevier, 2021.
- [12]. Komara, I., et al. "Behaviour of Reinforced Concrete Beams with and Without Web Openings using Direct Displacement Based Design." *Journal of Physics: Conference Series*. Vol. 2117. No. 1. IOP Publishing, 2021.
- [13]. Lu, Yang, Iman Hajirasouliha, and Alec M. Marshall. "Direct displacement-based seismic design of flexible-base structures subjected to pulse-like ground motions." *Engineering Structures* 168 (2018): 276-289.
- [14]. Malla, Niraj, and Anil C. Wijeyewickrema. "Direct displacement-based design of coupled walls with steel shear link coupling beams." *Structures*. Vol. 34. Elsevier, 2021.
- [15]. Shakeri, Kazem, and Hamed Dadkhah. "Direct Displacement-Based Design Versus Performance-Based Plastic Design Approaches for Steel Moment-Resisting Frames." *Arabian Journal for Science and Engineering* (2022): 1-22.
- [16]. Aragaw, Leikune F., and Paolo M. Calvi. "Comparing the performance of traditional shear-wall and rocking shear-wall structures designed using the direct-displacement based design approach." *Bulletin of Earthquake Engineering* 18.4 (2020): 1345-1369.
- [17]. Abadi, Reza Esmaeil, and Omid Bahar. "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 (2018): 1304-1315.
- [18]. Ismailabadi, R., and Bahar, A., and Aziminejad, A. (2015). Presenting new relations of hysteresis damping capacity of steel bending frames at the level of life safety performance required by direct design method based on displacement. *Earthquake Science and Engineering*, 3(4), 43-59. <https://www.sid.ir/fa/journal/ViewPaper.aspx?id=349521>
- [19]. Sarioletlagh, S., Mohamadian. R., "Investigation of seismic behavior of resistant steel bending frame with oval brace", 2018 Steel Structures Conference in Tehran, Iran.
- [20]. Sarioletlagh, S., Mohamadian. R., "Investigation and comparison of hysteresis behavior of the elliptical braced moment resisting frame with X and V bracing system", 2018 International Conference on Civil Engineering, Architecture and Urban Development Management in Tehran, Iran.
- [21]. Priestley, M.J.N., "Brief Comments on Elastic Flexibility of Reinforced Concrete Frames and Significance To Seismic Design", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 31, No. 4, Dec. 1998.
- [22]. Gozasht, Farshid, Farshid. Bahar, Omid (1390). Master's thesis, comparing the performance of regular steel structures designed with methods based on displacement and force, Islamic Azad University, Bushehr branch. Consultant professor Dr. Naqd Ali Hosseinzadeh.
- [23]. Brati, Prosto, Bahar, Omid, (2012), "Design of steel structures with convergent braces by direct method based on displacement". Master's thesis. Kermanshah: Islamic Azad University, Kermanshah Science and Research Unit.
- [24]. Arkavazi, Fatemeh. spring, hope (2012), "Design of steel structures with diverging braces by direct method based on displacement" Master thesis, Kermanshah: Islamic Azad University, Kermanshah Science and Research Unit.
- [25]. Mahmoudi, Mohammad Reza, Bahar, Omid. (2012). "Design of steel structures with steel shear wall by direct method based on displacement". Master's thesis, Islamic Azad University, Kermanshah Science and Research Unit.

- [26]. Priestley MJN, Calvi GM. Concepts and procedures for direct-displacement based design and assessment. In: Fajfar P, Krawinkler H, editors. *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*. Rotterdam: A.A. Balkema; 1997. p. 171–81.
- [27]. Loeding S., Kowalsky M.J., Priestley M.J.N., *Direct Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Building Frames*. Report of Structural Systems Research Project SSRP-98/08, Division of Structural Engineering, University of California, San Diego, La Jolla, California, 1998.
- [28]. Athanasios I. Dimopoulos, Nikitas Bazeos, Dimitri E. Beskos, Seismic yield displacements of plan moment resisting and x-braced steel frames, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 41 (2012) 128–140.
- [29]. Ghorbanie-Asl: Performance-based seismic design of building structures Carleton University, Canada, (2007).
- [30]. Qian Zhang, Yafeng Yue, Ergang Xiong, Displacement-Based Seismic Design Method of Steel Moment Frame, *Applied Mechanics and Materials Vols. 166-169* (2012) pp 640-644, © (2012) Trans Tech Publications, Switzerland, doi:10.4028/www.scientific.net/AMM.166-169.640
- [31]. Standing committee for revision of the bylaws for the design of buildings against earthquakes. 1386. Regulations for the design of buildings against earthquakes - standard 2800-84. Third edition. Tehran: Building and Housing Research Center.
- [32]. Design and implementation of steel buildings, 10th topic of National Building Regulations, 1392 edition, Iran Development Publishing House, Tehran, 2013.
- [33]. Publication No. 360. (1385) Guidelines for seismic improvement of existing buildings. Technical affairs deputy, technical affairs office, development of criteria and reduction of risk caused by earthquakes.
- [34]. Mark Aschheim, M.EERI, "Seismic Design Based on the Yield Displacement", *Earthquake Spectra*, Volume 18, No. 4, pages 581–600, November 2002; © 2002, *Earthquake Engineering Research Institute*
- [35]. "SIMQKE I : A Program for Artificial Motion Generation." Civil Engineering Dept. Massachusetts Institute of Technology, 1976.[40] .Available in The NISEE ("National Information Service for Earthquake Engineering") Software Library CDROM
- [36]. John L. Harris III, "A Direct Displacement-Based Design of Low-Rise Seismic Resistant Steel Moment Frames", A dissertation submitted in partial satisfaction of the requirements for the degree Doctor of Philosophy.
- [37]. Esmailabadi Reza, Bahar Omid, "Presentation of new relationships of hysteresis damping capacity of steel bending frames at the level of life safety performance required by direct design method based on displacement", *Earthquake Research Institute*.