

## بهبود عملکرد روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان با اصلاح تخمین تغییر مکان تسلیم در قاب های خمشی فولادی

رضا اسمعیل آبادی<sup>۱</sup>، امید بهار<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

۲- استادیار، نویسنده مسئول، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

### چکیده

روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان که توسط پریستلی و همکاران معرفی شده است، یکی از بهترین روش ها برای طراحی سازه ها براساس عملکرد می باشد. در این روش به جای محدود نمودن جابجایی طبقات، سازه را برای رسیدن به یک حد عملکردی تغییر مکان طراحی می کنند. یکی از پارامترهای مهم در روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، تخمین تغییر مکان تسلیم براساس مشخصه های هندسی سازه است. خطا در برآورد این پارامتر می تواند به خطا در محاسبه شکل پذیری و در نهایت برش پایه منجر گردد، ارزیابی های انجام شده بر روی سازه های مختلف فولادی نشان می دهد، اختلافاتی بین نتایج تحلیل غیرخطی و روابط طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان وجود دارد؛ بخشی از این اختلاف، به رابطه ای مربوط می شود که مقادیر تغییر مکان تسلیم را برآورد می نماید. در این مقاله با انجام تحلیل های مختلف شامل تحلیل های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بر روی ۳۶ مدل قاب خمشی با تعداد طبقات متفاوت ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه و با دو حالت ۳ و ۶ دهانه سعی شده است که رابطه تغییر مکان تسلیم سازه های فولادی قاب خمشی در طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان مورد بررسی و ارزیابی قرار گیرد. نتایج نشان داد که رابطه مورد استفاده در طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان برای سازه های تا ۶ طبقه قابل قبول است، اما پیشنهاد می گردد برای سازه های بلندتر از ۶ طبقه این رابطه ۲۵٪ کاهش داده شود.

کلمات کلیدی: روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، قاب خمشی فولادی، تغییر مکان تسلیم، مود اول غیر ارتجاعی، تحلیل استاتیکی غیر خطی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2017.86047.1179	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.86047.1179	۱۳۹۷/۰۵/۳۰	۱۳۹۶/۰۴/۱۷	۱۳۹۶/۰۴/۱۷	۱۳۹۶/۰۴/۰۲	۱۳۹۶/۰۲/۲۵
				امید بهار	*نویسنده مسئول:	
				Omidbahar@iiees.ac.ir	پست الکترونیکی:	

## Improving Performance of the Direct Displacement Based Design Method with Improving Yield Displacement Estimation of Steel MR Frames

Reza Esmail Abadi<sup>1</sup>, Bahar Omid<sup>2\*</sup>

1- PhD Candidate, Department of Civil Engineering, Science & Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

2- Assistant Professor, Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering & Seismology (IIEES), Tehran, Iran

### ABSTRACT

Direct displacement-based design method which established by Priestley et al. is one of the best methods for performance based design of structures. In this method, the structures are designed to achieve a targeted performance displacement instead of restricting it to a story drift. One of the important parameter in direct displacement-based design method is the estimation of yield displacement based on geometric characteristics of the structure. Incorrect estimation of this parameter may result in an error in determination of ductility and finally design base shear. Assessments performed on various steel structures show differences between non-linear analysis results and those presented by direct displacement-based design Regulation. A portion of this difference relates to equations that estimate the yield displacement values. In this study it is intended to investigate the available yield displacement equation of steel structures with moment-resisting frames in direct displacement-based design by performing various non-linear static and dynamic analyses on 36 moment-resisting frames with different number of stories including 3,6,9,12,15 and 20 stories considering two different numbers of spans (3 and 6 spans). Results showed that the equation used in direct displacement-based design method, is acceptable for structures with less than six stories, while it is recommended to decrease this equation by 25% for structures taller than 6 stories.

### ARTICLE INFO

Received: 15/05/2017

Revised: 23/06/2017

Accepted: 08/07/2017

### Keywords:

Direct Displacement Based Design Method  
Steel Moment-Resisting Frame  
Yield Displacement  
Inelastic First-Mode Pushover Analysis

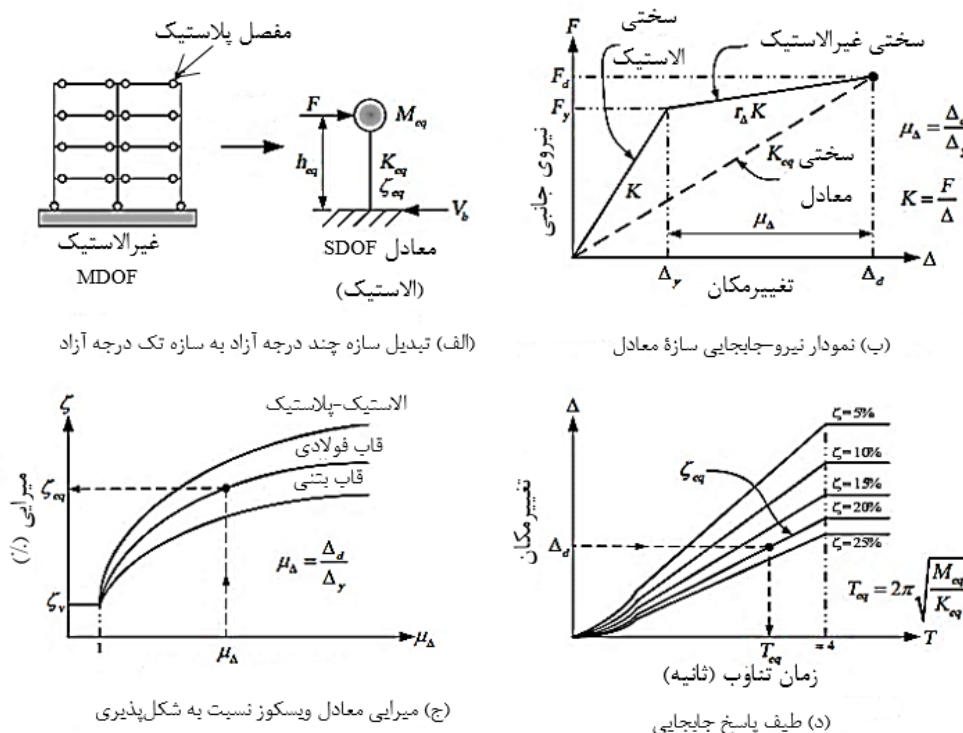
All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2017.86047.1179

\*Corresponding author: Omid Bahar.  
Email address: omidbahar@iiees.ac.ir

## ۱- مقدمه

روش "طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان" که از این پس با DDBD نشان داده می‌شود، برای اولین بار در سال ۱۹۹۳ توسط پریستلی معرفی گردید و از آن زمان تاکنون به طور گسترده‌ای در اروپا، نیوزلند و آمریکای شمالی مورد ارزیابی و مطالعه قرار گرفته است. 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 شود. 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 اصلی مورد استفاده قرار می‌گیرد. هدف اصلی در این روش حفظ سادگی تحلیل و کاربردی بودن آن است. خصوصیات سازه جایگزین به وسیله سختی سکانتی (نه سختی اولیه مورد استفاده در روش نیرویی) در جابجایی حداکثر و میرایی معادل (مجموع میرایی الاستیک و میرایی هیستریزیس) بیان می‌گردد، مفاهیم تئوری روش مذکور در شکل ۱ نشان داده شده است [۱].



شکل ۱: اساس روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان [۱]

روابط و گام‌های طراحی برای قاب‌های خمشی فولادی در روش DDBD به صورت زیر می‌باشد:

**الف - به دست آوردن جابجایی هدف ( $\Delta_d$ ):** جابجایی نهایی بر اساس معیارهای تغییرمکان که سطح عملکرد مورد نظر را تعریف می‌کند، برآورد می‌گردد. برای این کار ابتدا براساس یک پروفیل جابجایی یا تابع شکل، نسبت تغییرمکان هر طبقه را تخمین می‌زنیم. توابع شکلی که در روابط ۱ و ۲ آورده شده برای قاب‌های خمشی مورد استفاده قرار می‌گیرد [۲].

$$\varphi_i = \frac{4}{3} \left( \frac{h_i}{H_n} \right) \left( 1 - \frac{h_i}{4H_n} \right) \quad \text{for } n_s \geq 4 \quad (1)$$

<sup>1</sup> Direct Displacement-Based Design (DDBD)

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

که در آن  $\varphi_i$  شکل پروفیل تغییرمکان براساس مود اول غیرارتجاعی سازه و  $n_s$  تعداد طبقات سازه می‌باشند. با مشخص بودن تغییرمکان بحرانی می‌توان شکل تغییرمکان هر یک از ترازهای طبقات را به صورت رابطه ۳ محاسبه نمود.

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

در تعیین تغییرمکان طراحی قاب‌های چند طبقه نسبت تغییرمکان طبقه اول بحرانی است. یعنی  $\varphi_c = \varphi_1$  که در آن  $\varphi_c$  پروفیل تغییرمکان طراحی طبقه بحرانی و  $\Delta_c$  تغییرمکان طراحی طبقه بحرانی می‌باشد. با استفاده از پروفیل تغییرمکان مذکور و روابط بنیادین دینامیک سازه‌ها، تغییرمکان طراحی سازه در سطح عملکردی مورد نظر از رابطه ۴ محاسبه می‌گردد.

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

که در آن،  $\Delta_i$  تغییرمکان طراحی طبقه  $i$ ام،  $\theta_c$  حد مجاز تغییرمکان نسبی براساس سطح عملکرد مورد نظر،  $h_i$  ارتفاع طبقه  $i$ ام،  $H_n$  ارتفاع تراز بام و  $\omega_\theta$  ضریب اصلاح شکل پروفیل براساس تعداد طبقات می‌باشد که برای سازه‌های تا شش طبقه برابر با ۱ و برای سازه‌ها ۱۶ طبقه و بلندتر برابر با ۰/۸۵ و برای سازه‌های ۶ تا ۱۶ طبقه از طریق درون یابی خطی به دست می‌آید.

با استفاده از تغییرمکان طراحی طبقات، تغییرمکان نهایی از رابطه ۵ به دست می‌آید.

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

که در آن،  $\Delta_d$  تغییرمکان نهایی بام و  $m_i$  جرم طبقه  $i$ ام می‌باشد.

ب- محاسبه میرایی ویسکوز معادل ( $\zeta_{eq}$ ): با استفاده از روابط ۶ و ۷ ابتدا مشخصات سازه جایگزین شامل جرم و ارتفاع موثر به دست می‌آید [۲].

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

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

که در آن،  $M_{eq}$  و  $h_{eq}$  به ترتیب ارتفاع معادل و جرم معادل برای سیستم یک درجه آزاد معادل می‌باشند. در ادامه براساس رابطه دوران تسلیم، که در قاب‌های خمشی فولادی بر مبنای نسبت دهانه به ارتفاع تیرها ارائه شده است، تغییرمکان تسلیم قاب خمشی فولادی با استفاده از روابط ۸ و ۹ محاسبه می‌شود.

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

$$\Delta_y = \theta_y \times h_{eq} \quad (9)$$

که در آن  $\theta_y$  دوران تسلیم،  $L_b$  طول دهانه تیرها،  $H_b$  ارتفاع مقطع تیرها و  $\Delta_y$  تغییرمکان تسلیم قاب می‌باشند. سرانجام با داشتن تغییرمکان‌های نهایی و تسلیم سازه مورد نظر، شکل‌پذیری تغییرمکانی قاب خمشی طبق رابطه ۱۰ بدست می‌آید و با استفاده از رابطه ۱۱ که برای قاب‌های خمشی فولادی ارائه شده است میرایی ویسکوز معادل که ترکیب میرایی ذاتی (اغلب ۵ درصد فرض می‌شود) و میرایی هیستریزس است، محاسبه می‌شود.

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

$$\zeta_{eq} = 0.05 + 0.577 \left( \frac{\mu_d - 1}{\mu_d \pi} \right) \quad (11)$$

که در آن  $\mu_d$  شکل‌پذیری تغییرمکانی قاب‌ها و  $\zeta_{eq}$  میرایی ویسکوز معادل می‌باشند.

**ج - تعیین دوره تناوب سازه معادل ( $T_{eq}$ ):** با استفاده از جابجایی هدف ( $\Delta_d$ ) و طیف الاستیک که برای میرایی‌های مختلف رسم شده است، دوره تناوب سازه معادل همانند شکل ۱ قسمت د تعیین می‌شود [۲].

در گام ج برای به دست آوردن زمان تناوب موثر سازه، نیاز به طیف تغییرمکان در میرایی‌های مختلف می‌باشد؛ لذا با در اختیار داشتن شتاب‌نگاشت‌هایی منطبق بر طیف طراحی سازه‌های مورد نظر می‌توان طیف تغییرمکان هر شتاب‌نگاشت را برای تمامی میرایی‌ها (۵ درصد تا ۲۵ درصد) ترسیم کرده و از مقدار متوسط آنها استفاده نمود.

**د - محاسبه سختی موثر ( $K_{eq}$ ) و نیروی برش پایه ( $F$ ):** با استفاده از دوره تناوب معادل، جابجایی هدف و جرم معادل می‌توان سختی معادل و برش پایه را طبق رابطه ۱۲ و ۱۳ محاسبه کرد [۲].

$$K_{eq} = 4\pi^2 \left( \frac{M_{eq}}{T_{eq}^2} \right) \quad (12)$$

$$F = K_{eq} \times \Delta_d \quad (13)$$

که در آن  $K_{eq}$  سختی معادل در سازه جایگزین و  $F$  برش پایه سازه جایگزین می‌باشد که باید در ارتفاع سازه توزیع گردد.

روش DDBD در سال ۲۰۰۷ توسط پریستلی و همکاران در ابتدا بصورت یک کتاب و سپس در سال ۲۰۰۹ توسط سالیوان و همکاران در قالب پیش‌نویس دستورالعمل طراحی سازه‌ها به روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان منتشر شد که آخرین نسخه تصحیح شده آن در سال ۲۰۱۲ تحت عنوان DBD12 ارائه گردیده است. روابط و مبانی این دستورالعمل ابتدا براساس رفتار سازه‌های بتن مسلح مورد آزمایش قرار گرفت و توسعه یافت؛ طی گذشت سال‌ها و انجام تحقیقات دامنه‌دار، ضوابط طراحی در مورد سازه‌های فولادی نیز در حال تکامل است. ارزیابی‌های انجام شده توسط بهار و همکاران بر روی سازه‌های مختلف فولادی از جمله: قاب خمشی [۳]، قاب مهاربندی همگرا [۴]، قاب مهاربندی واگرا [۵]، و قاب دارای دیوار برشی فولادی، اختلافاتی بین نتایج تحلیل‌های غیرخطی و روابط پیش‌نویس دستورالعمل را نشان می‌دهد. بخشی از این اختلافات به روابطی مربوط می‌شوند که مقادیر تغییرمکان تسلیم را برآورد می‌نمایند [۶]. در این تحقیق با ارزیابی پروفیل تغییرمکان و تغییرمکان تسلیم در روش DDBD، سعی شده که روابط ارائه شده در DBD12 اصلاح شود. در ادامه به بررسی مجموعه‌ای از روابط پرداخته شده است 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. پریستلی و کالوی، در سال ۱۹۹۷، رابطه ساده ۱۴ را برای قاب‌های خمشی پیشنهاد دادند [۱].

$$\Delta_{yi} = 0.003 \left( \frac{2H}{3} \right) = 0.002H \quad (14)$$

که در آن،  $\Delta_{yi}$  تغییرمکان تسلیم طبقات و  $H$  ارتفاع هر یک از طبقات از تراز پایه می‌باشد. پروفیل‌های مورد استفاده در روش تغییرمکان مستقیم اولین بار توسط لوودینگ و همکاران در سال ۱۹۹۸، طبق روابط ۱۵ تا ۱۷ پیشنهاد شده‌اند [۱].

$$\Delta_{yi} = (IDR)_y \cdot h_i \quad \text{for } n_s \leq 4 \quad (15)$$

$$\Delta_{yi} = (IDR)_y \cdot h_i \cdot \left[ 1 - \frac{(n-4) \cdot h_i}{32H} \right] \quad \text{for } 4 \leq n_s \leq 20 \quad (16)$$

$$\Delta_{yi} = (IDR)_y \cdot h_i \cdot \left[ 1 - \left( \frac{h_i}{2H} \right) \right] \quad \text{for } n_s > 20 \quad (17)$$

که در آنها  $n_s$  تعداد طبقات،  $h_i$  ارتفاع طبقه نام،  $H$  ارتفاع کل قاب،  $\Delta_{yi}$  تغییرمکان تسلیم طبقه  $i$  و  $(IDR)_y$  تغییرمکان نسبی طبقه در نقطه تسلیم می‌باشند که مقدار آن در FEMA 356 برابر با ۰/۰۷ است. با به دست آمدن  $\Delta_{yi}$  و جایگذاری آن در رابطه ۱۸، تغییرمکان تسلیم محاسبه می‌شود.

$$\Delta_y = \frac{\sum (m_i \cdot \Delta_{yi}^2)}{\sum (m_i \cdot \Delta_{yi})} \quad (18)$$

که در آن،  $\Delta_y$  تغییرمکان تسلیم قاب و  $m_i$  جرم طبقه نام می‌باشد. با توجه به پیشنهاد سالیوان، در صورتی که در پروفیل جایجایی روش پرستلی (رابطه شماره ۴) به جای  $\theta_c$  از مقدار عددی ۰/۱ استفاده کنیم، مقدار به دست آمده از فرمول ۵ همان تغییرمکان تسلیم می‌باشد. در رابطه قربانی اصل ۲۰۰۷، رابطه ۱۹ از مشخصات مصالح برای بدست آوردن تغییرمکان تسلیم استفاده شده است [۷].

$$\Delta_y = 0.532 \frac{F_y L_b}{E d_b} H \beta \quad (19)$$

که در آن،  $L_b$  طول دهانه تیرها،  $d_b$  عمق تیرهای فولادی،  $H$  ارتفاع کل سازه،  $F_y$  تنش تسلیم فولاد،  $E$  مدول الاستیسیته فولاد و  $\beta$  ضریب اصلاح ( $\beta$  برای قاب خمشی فولادی برابر ۰/۵) می‌باشند. دیموپولوس و همکاران، ۲۰۱۲، با انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی متعدد، رابطه ۲۰ که مبتنی بر پارامترهای مختلفی از سازه می‌باشد را پیشنهاد کردند [۷].

$$\Delta_{yi} = h_i^{b_1} \left( \frac{h_i}{H} \right)^{b_2} n_s^{b_3} e^{b_4} \quad (20)$$

که در آن  $h_i$  ارتفاع طبقه  $i$ ،  $H$  ارتفاع کل قاب، و  $e=235/f_y$  می‌باشند، مقادیر  $b_1$ ،  $b_2$ ،  $b_3$  و  $b_4$  ثابت‌هایی هستند که در جدول ۱ ارائه شده است. برای به دست آوردن تغییرمکان تسلیم، نتیجه حاصل از رابطه ۲۰ را در رابطه ۱۸ قرار می‌دهیم.

جدول ۱: مقادیر ثابت رابطه ۲۰

$n_s$	$b_1$	$b_2$	$b_3$	$b_4$
$\leq 10$	-۳/۳۹۶	۴/۴۰۱	۴/۲۰۹	-۱/۱۹۷
$> 10$ و $\leq 20$	-۳/۵۵۹	۴/۵۳۶	۴/۴۱۵	-۱/۲۰۷

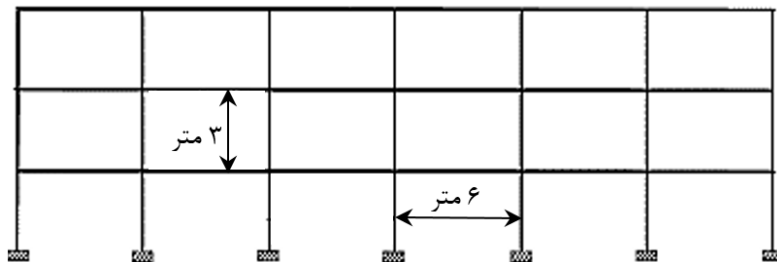
## ۲- مدلسازی و خصوصیات قاب‌های مورد مطالعه

در این تحقیق ۳۶ مدل قاب خمشی با تعداد طبقات متفاوت ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه، به دو فرم ۳ و ۶ دهانه مورد مطالعه قرار گرفته است. برای طراحی سازه‌ها از نرم‌افزار SAP2000 استفاده شده است. طراحی بصورت LRFD و بر پایه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان صورت پذیرفته است [۸].

قاب‌های مورد مطالعه براساس نیروهای لرزه‌ای استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش چهارم [۹] طراحی شده‌اند. در فرآیند طراحی، سعی بر آن بوده است که از حداکثر ظرفیت قاب در هنگام زلزله‌های شدید، استفاده گردد. برای هر یک از قاب‌ها، ۳ رده متفاوت از نظر نسبت مجموع سختی تیرها به ستون‌ها در نظر گرفته شده، به نحوی که با افزایش مقطع ستون‌ها برای حصول اطمینان از رفتار عملکردی، نسبت سختی تیر به ستون کمتر شده است. ارتفاع تمامی طبقات یکسان و برابر با ۳ متر و طول دهانه‌ها نیز ۶ متر لحاظ شده است. فولاد مورد استفاده دارای وزن مخصوص ۷۷۹۶ کیلوگرم بر متر مکعب، مدول الاستیسیته  $2/1 \times 10^4$  کیلوگرم بر متر مربع و نسبت پواسون  $0/3$  بوده، 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 می‌باشد. خاک نوع سه 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 می‌باشد. برای تیرها مقاطع IPE و برای ستون‌ها مقطع IPB در نظر گرفته شده است. مصالح به کار رفته در نرم‌افزار OpenSees از نوع Steel 02 (Giuffre-Menegotto-Pinto) با سختی کرنشی ایزوتروپیک بوده و المان‌های غیرخطی فایبر در تحلیل‌های انجام شده، مورد استفاده قرار گرفته است. در جدول ۲ مقاطع مورد استفاده در قاب‌ها ارائه شده است، به طوری که برای نام‌گذاری قاب‌ها از سه عدد بدنبال هم استفاده شده که به ترتیب نشان دهنده تعداد طبقات قاب، تعداد دهانه‌های قاب و رده قاب از نظر نسبت سختی تیرها به ستون‌ها می‌باشد. در این جدول  $n_s$  تعداد طبقات،  $n_b$  تعداد دهانه‌ها و  $\gamma$  مجموع سختی تیرها به مجموع سختی ستون‌ها براساس معادله ۲۱ می‌باشد. مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در صورتی که نسبت سختی تیرها به ستون‌ها کمتر از  $0/5$  باشد می‌توان مطمئن بود که حداکثر ظرفیت قاب در زلزله‌های شدید فعال می‌گردد. به همین خاطر قاب‌هایی با  $\gamma$ های مختلف طراحی شده است. در جدول، معرفی مقاطع به این شکل انجام شده است: برای مثال (۲-۳)-۲۷۰+۲۴۰ یعنی طبقه اول دارای ستون‌های IPB۲۴۰ و تیرهای IPE۳۳۰ می‌باشد و در دو طبقه بعدی ستون‌های IPB۲۴۰ و تیرهای IPE۲۷۰ استفاده شده است. در شکل ۲ نمای عمومی قاب‌ها نیز نمایش داده شده است.

جدول ۲: مقاطع به کار رفته در قاب‌های مورد مطالعه

پارامترها				مقاطع
نام قاب	$n_b$	$n_s$	$\gamma$	(طبقه)-(IPE)-تیر-(IPB)ستون
۳-۳-۱	۳	۳	۰/۲۵۹	۲۴۰-۳۳۰(۱)+۲۴۰-۲۷۰(۲-۳)
۳-۳-۲	۳	۳	۰/۱۹۶	۲۶۰-۳۳۰(۱)+۲۶۰-۲۷۰(۲-۳)
۳-۳-۳	۳	۳	۰/۱۹	۲۸۰-۳۳۰(۱)+۲۸۰-۳۳۰(۲)+۲۸۰-۲۷۰(۳)
۳-۶-۱	۶	۳	۰/۲۹۶	۲۴۰-۳۳۰(۱)+۲۴۰-۲۷۰(۲-۳)
۳-۶-۲	۶	۳	۰/۲۲۴	۲۶۰-۳۳۰(۱)+۲۶۰-۲۷۰(۲-۳)
۳-۶-۳	۶	۳	۰/۲۱۷	۲۸۰-۳۳۰(۱)+۲۸۰-۳۳۰(۲)+۲۸۰-۲۷۰(۳)
۶-۳-۱	۳	۶	۰/۲۵	۲۸۰-۳۶۰(۱)+۲۸۰-۳۶۰(۲-۳)+۲۸۰-۳۰۰(۴)+۲۶۰-۳۰۰(۵)+۲۶۰-۲۷۰(۶)
۶-۳-۲	۳	۶	۰/۱۹۲	۳۰۰-۳۶۰(۱)+۳۰۰-۳۶۰(۲-۳)+۳۰۰-۳۰۰(۴)+۲۸۰-۳۰۰(۵)+۲۸۰-۲۷۰(۶)
۶-۳-۳	۳	۶	۰/۱۸۸	۳۲۰-۳۶۰(۱)+۳۲۰-۳۶۰(۲-۳)+۳۰۰-۳۳۰(۴)+۳۰۰-۲۷۰(۶)
۶-۶-۱	۶	۶	۰/۳۱۳	۲۸۰-۳۶۰(۱)+۲۸۰-۳۶۰(۲-۳)+۲۸۰-۳۰۰(۴-۵)+۲۶۰-۳۰۰(۶)
۶-۶-۲	۶	۶	۰/۲۴۱	۳۰۰-۳۶۰(۱)+۳۰۰-۳۶۰(۲-۳)+۳۰۰-۳۰۰(۴)+۲۸۰-۳۰۰(۵)+۲۸۰-۲۷۰(۶)
۶-۶-۳	۶	۶	۰/۲۱۵	۳۲۰-۳۶۰(۱)+۳۲۰-۳۶۰(۲-۳)+۳۰۰-۳۳۰(۴)+۳۰۰-۲۷۰(۶)
۹-۳-۱	۳	۹	۰/۱۸۷	۳۴۰-۳۶۰(۱)+۳۴۰-۴۰۰(۲-۳-۴-۵)+۳۲۰-۳۶۰(۶)+۳۲۰-۳۰۰(۷)+۳۰۰-۳۰۰(۸)+۳۰۰-۲۷۰(۹)
۹-۳-۲	۳	۹	۰/۱۵۸	۳۶۰-۳۶۰(۱)+۳۶۰-۴۰۰(۲-۳-۴-۵)+۳۴۰-۳۶۰(۶)+۳۴۰-۳۰۰(۷)+۳۲۰-۳۰۰(۸)+۳۲۰-۲۷۰(۹)
۹-۳-۳	۳	۹	۰/۱۳۳	۴۰۰-۳۶۰(۱)+۴۰۰-۴۰۰(۲-۳-۴-۵)+۳۶۰-۳۶۰(۶-۷)+۳۲۰-۳۳۰(۸)+۳۲۰-۲۷۰(۹)
۹-۶-۱	۶	۹	۰/۲۱۳	۳۴۰-۳۶۰(۱)+۳۴۰-۴۰۰(۲-۳-۴-۵)+۳۲۰-۳۶۰(۶)+۳۲۰-۳۰۰(۷)+۳۰۰-۳۰۰(۸)+۳۰۰-۲۷۰(۹)
۹-۶-۲	۶	۹	۰/۱۸	۳۶۰-۳۶۰(۱)+۳۶۰-۴۰۰(۲-۳-۴-۵)+۳۴۰-۳۶۰(۶)+۳۴۰-۳۰۰(۷)+۳۲۰-۳۰۰(۸)+۳۲۰-۲۷۰(۹)
۹-۶-۳	۶	۹	۰/۱۵۲	۴۰۰-۳۶۰(۱)+۴۰۰-۴۰۰(۲-۳-۴-۵)+۳۶۰-۳۶۰(۶-۷)+۳۲۰-۳۳۰(۸)+۳۲۰-۲۷۰(۹)
۱۲-۳-۱	۳	۱۲	۰/۱۵	۴۰۰-۳۶۰(۱)+۴۰۰-۴۰۰(۲-۳)+۴۰۰-۴۵۰(۴-۵)+۳۶۰-۴۰۰(۶-۷)+۳۴۰-۳۳۰(۸-۹-۱۰)+۳۴۰-۲۷۰(۱۱-۱۲)
۱۲-۳-۲	۳	۱۲	۰/۱۲۵	۴۵۰-۳۶۰(۱)+۴۵۰-۴۰۰(۲-۳-۴-۵)+۴۰۰-۴۵۰(۶-۷)+۳۶۰-۳۳۰(۸-۹-۱۰)+۳۶۰-۲۷۰(۱۱-۱۲)
۱۲-۳-۳	۳	۱۲	۰/۹۳	۵۰۰-۳۶۰(۱)+۵۰۰-۴۰۰(۲-۳)+۵۰۰-۴۵۰(۴-۵)+۴۵۰-۴۵۰(۶-۷)+۴۰۰-۴۰۰(۸-۹)+۴۰۰-۳۶۰(۱۰)+۴۰۰-۲۷۰(۱۱-۱۲)
۱۲-۶-۱	۶	۱۲	۰/۱۷۱	۴۰۰-۳۶۰(۱)+۴۰۰-۴۰۰(۲-۳)+۴۰۰-۴۵۰(۴-۵)+۳۶۰-۴۰۰(۶-۷)+۳۴۰-۳۳۰(۸-۹-۱۰)+۳۴۰-۲۷۰(۱۱-۱۲)
۱۲-۶-۲	۶	۱۲	۰/۱۴۳	۴۵۰-۳۶۰(۱)+۴۵۰-۴۰۰(۲-۳)+۴۵۰-۴۵۰(۴-۵)+۴۰۰-۴۵۰(۶-۷)+۳۶۰-۳۳۰(۸-۹-۱۰)+۳۶۰-۲۷۰(۱۱-۱۲)
۱۲-۶-۳	۶	۱۲	۰/۱۰۶	۵۰۰-۳۶۰(۱)+۵۰۰-۴۰۰(۲-۳)+۵۰۰-۴۵۰(۴-۵)+۴۵۰-۴۵۰(۶-۷)+۴۰۰-۴۰۰(۸-۹)+۴۰۰-۳۶۰(۱۰)+۴۰۰-۲۷۰(۱۱-۱۲)
۱۵-۳-۱	۳	۱۵	۰/۷۸	۵۰۰-۳۰۰(۱)+۵۰۰-۴۰۰(۲-۳)+۵۰۰-۴۵۰(۴-۵)+۵۰۰-۴۰۰(۶-۷)+۴۵۰-۴۰۰(۸-۹)+۴۰۰-۳۶۰(۱۰)+۴۰۰-۳۳۰(۱۱-۱۲-۱۳-۱۴-۱۵)
۱۵-۳-۲	۳	۱۵	۰/۵۹	۵۵۰-۳۰۰(۱)+۵۵۰-۴۰۰(۲-۳)+۵۵۰-۴۵۰(۴-۵)+۵۰۰-۴۰۰(۶-۷)+۴۵۰-۴۰۰(۸-۹)+۴۵۰-۳۶۰(۱۰)+۴۵۰-۳۳۰(۱۱-۱۲-۱۳)+۴۵۰-۳۰۰(۱۴-۱۵)
۱۵-۳-۳	۳	۱۵	۰/۶۸	۶۰۰-۳۰۰(۱)+۶۰۰-۴۰۰(۲-۳)+۶۰۰-۴۵۰(۴-۵)+۵۰۰-۴۵۰(۶-۷)+۵۰۰-۴۵۰(۸-۹)+۵۰۰-۴۰۰(۱۰)+۵۰۰-۳۳۰(۱۱-۱۲-۱۳)+۵۰۰-۳۰۰(۱۴-۱۵)
۱۵-۶-۱	۶	۱۵	۰/۹	۵۰۰-۳۰۰(۱)+۵۰۰-۴۰۰(۲-۳)+۵۰۰-۴۵۰(۴-۵)+۴۵۰-۴۰۰(۶-۷)+۴۰۰-۴۰۰(۸-۹)+۴۰۰-۳۶۰(۱۰)+۴۰۰-۳۳۰(۱۱-۱۲-۱۳)+۴۰۰-۳۰۰(۱۴-۱۵)
۱۵-۶-۲	۶	۱۵	۰/۶۷	۳۰۰-۵۵۰(۱)+۴۰۰-۵۵۰(۲-۳)+۴۵۰-۵۵۰(۴-۵)+۴۰۰-۵۰۰(۶-۷)+۴۰۰-۴۵۰(۸-۹)+۳۶۰-۴۵۰(۱۰)+۳۳۰-۴۵۰(۱۱)+۳۳۰-۴۵۰(۱۲-۱۳)+۳۳۰-۴۵۰(۱۵)
۱۵-۶-۳	۶	۱۵	۰/۰۷۷	۶۰۰-۳۰۰(۱)+۶۰۰-۴۰۰(۲-۳)+۶۰۰-۴۵۰(۴-۵)+۵۵۰-۴۵۰(۶-۷)+۵۰۰-۴۵۰(۸-۹)+۵۰۰-۴۰۰(۱۰)+۵۰۰-۳۳۰(۱۱)+۵۰۰-۳۳۰(۱۲-۱۳-۱۴-۱۵)



شکل ۲: نمای کلی از قاب‌های مورد مطالعه

$$\gamma = \frac{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_{beam}}{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_{column}} \quad (21)$$

### ۳- تحلیل‌های انجام شده بر روی قاب‌ها

در ادامه تحلیل‌های انجام شده بر روی قاب‌ها ارائه می‌شوند. با توجه به محدودیت در صورت امکان نتایج تمامی قاب‌ها و در غیر این صورت نتایج قاب‌های ۹ طبقه ارائه شده است.



## ۳-۱- محاسبه مشخصات سازه جایگزین و برش پایه با استفاده از روش DDBD

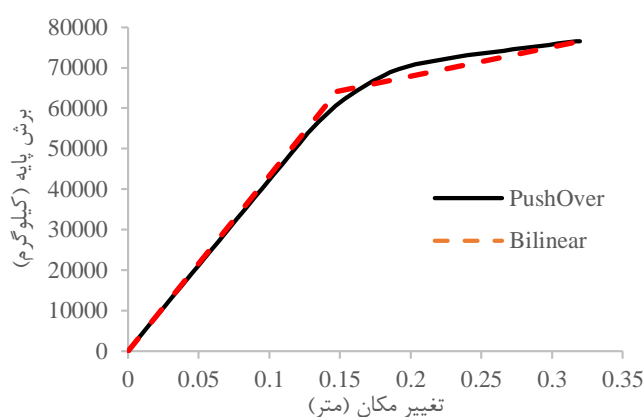
با توجه به روابط ۱ تا ۱۳ که در مقدمه به آنها اشاره شد، مشخصات سازه جایگزین و برش پایه براساس روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان، با در نظر گرفتن مقدار تغییرمکان نسبی برابر با ۰/۰۲، برای مقایسه با نتایج تحلیل‌های عددی در جدول ۳ ارائه شده است.

جدول ۳: مشخصات سازه جایگزین در روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان برای قاب‌های ۹ طبقه

سازه	$\theta_c$ [%]	$H_n$	$h_i$	$\Delta_d$	$h_{eq}$	$M_{eq}$	$\Delta_y$	$\mu_d$	$\xi_{eq}$	$T_{eq}$	F
واحد	%	m	m	m	m	kg	m		%	Sec	KN
۹_۳_۱						۲۸۶۴۷۷/۳۸	-/۱۸۶	۱/۹۷	۱۴	۲/۳۱	۸۴۶
۹_۳_۲						۲۸۶۴۷۷/۳۸	-/۱۸۶	۱/۹۷	۱۴	۲/۳۱	۸۴۶
۹_۳_۳						۲۸۶۴۷۷/۳۸	-/۱۸۶	۱/۹۷	۱۴	۲/۳۱	۸۴۶
۹_۶_۱	۲	۲۷	۳	۰/۳۶	۱۸/۵۱	۵۷۲۹۵۴/۷۵	-/۱۸۶	۱/۹۷	۱۶	۲/۳۱	۱۵۵۶
۹_۶_۲						۵۷۲۹۵۴/۷۵	-/۱۸۶	۱/۹۷	۱۶	۲/۳۱	۱۵۵۶
۹_۶_۳						۵۷۲۹۵۴/۷۵	-/۱۸۶	۱/۹۷	۱۶	۲/۳۱	۱۵۵۶

## ۳-۲- محاسبه تغییرمکان تسلیم به روش تحلیل استاتیکی غیرخطی

تحلیل استاتیکی غیرخطی براساس FEMA 356 [۱۰]، انجام شده است. با بدست آمدن منحنی پوش‌آور و دو خطی کردن آن می‌توان مقدار تغییرمکان تسلیم را در این حالت تخمین زد. به عنوان نمونه در شکل ۳ نمودار برش پایه نسبت به تغییرمکان بام برای سازه ۹-۳-۱ نمایش داده شده است.



شکل ۳: نمونه منحنی برش پایه - تغییرمکان بام برای سازه ۹ طبقه (۹-۳-۱)

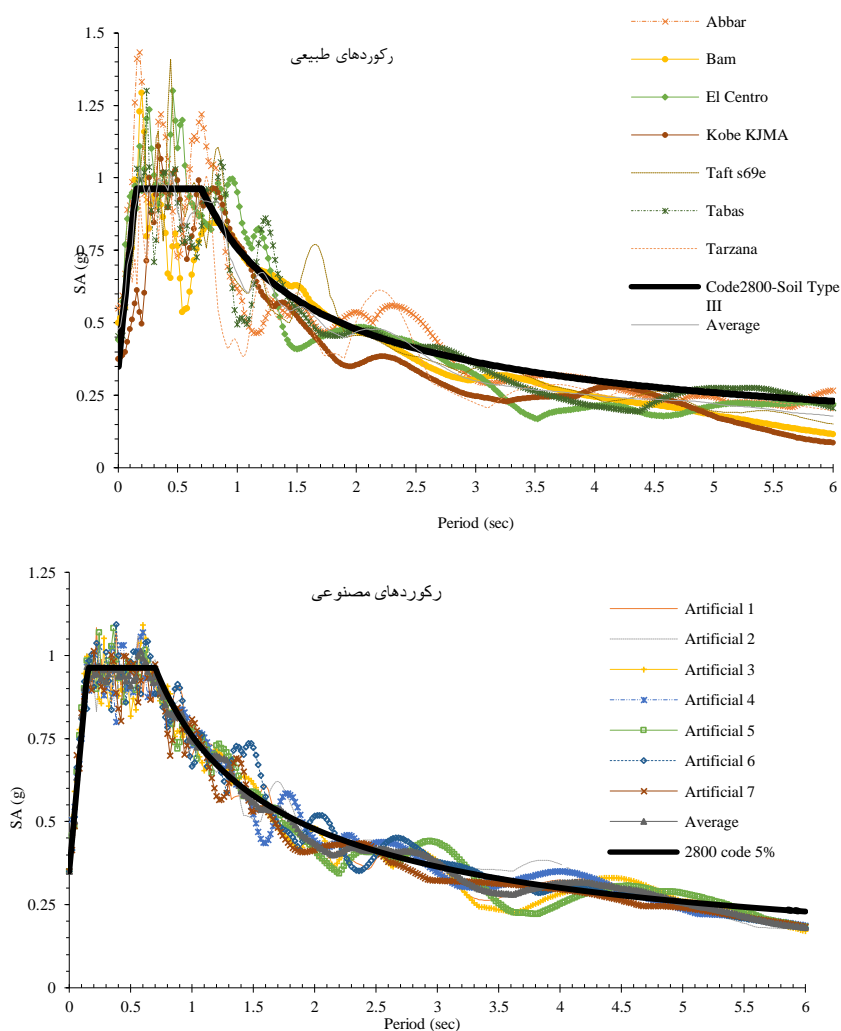
## ۳-۳- محاسبه تغییرمکان تسلیم به روش تحلیل تاریخچه زمانی تحت شتابنگاشت‌های منطبق بر استاندارد ۲۸۰۰

با توجه به تحقیقات صورت گرفته در قاب‌های خمشی، تغییرمکان تسلیم به طول دهانه تیرها، ارتفاع نیمرخ اعضاء و مصالح به کار رفته وابسته است؛ بنابراین به منظور تعیین تغییرمکان تسلیم می‌توانیم از تغییرمکانی که باعث بوجود آمدن اولین مفصل پلاستیک در تیرها می‌شود، استفاده کنیم [۱۱]. از اینرو برای به دست آوردن تغییرمکان تسلیم، نسبت  $\frac{\theta}{\theta_y}$  در انتهای تیرها مورد بررسی قرار می‌گیرد که در آن  $\theta$  انحنای غیرخطی انتهای تیر و  $\theta_y$  انحنای تسلیم می‌باشد که براساس دستورالعمل FEMA-356 به صورت رابطه ۲۲ در نظر گرفته می‌شود [۱۰].

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

که در آن،  $F_{ye}$  تنش تسلیم مورد انتظار برای مصالح،  $E$  مدول ارتجاعی،  $I_b$  ممان اینرسی،  $L_b$  طول تیر،  $Z$  اساس مقطع خمیری تیر می‌باشند.

برای به دست آوردن تغییرمکان تسلیم با دقت بیشتر و مقایسه آن با نتایج روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان از ۷ شتاب نگاشت مصنوعی و ۷ شتابنگاشت طبیعی استفاده شده است. استفاده از این رویه، رهیافتی است که پرستی نیز در مطالعات خود از آن استفاده نموده است [۱۲]. شتابنگاشت‌های مصنوعی با استفاده از نرم‌افزار SIMQKE [۱۳]، با طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ منطبق شده‌اند. در شکل ۴، طیف پاسخ ۷ رکورد طبیعی و مصنوعی مورد استفاده در تحلیل، ترسیم شده‌اند. طیف‌های مذکور به نحوی هم‌پایه شده‌اند که میانگین طیف پاسخ آنها با طیف طراحی استاندارد ۲۸۰۰ هم‌خوانی داشته باشد [۹].

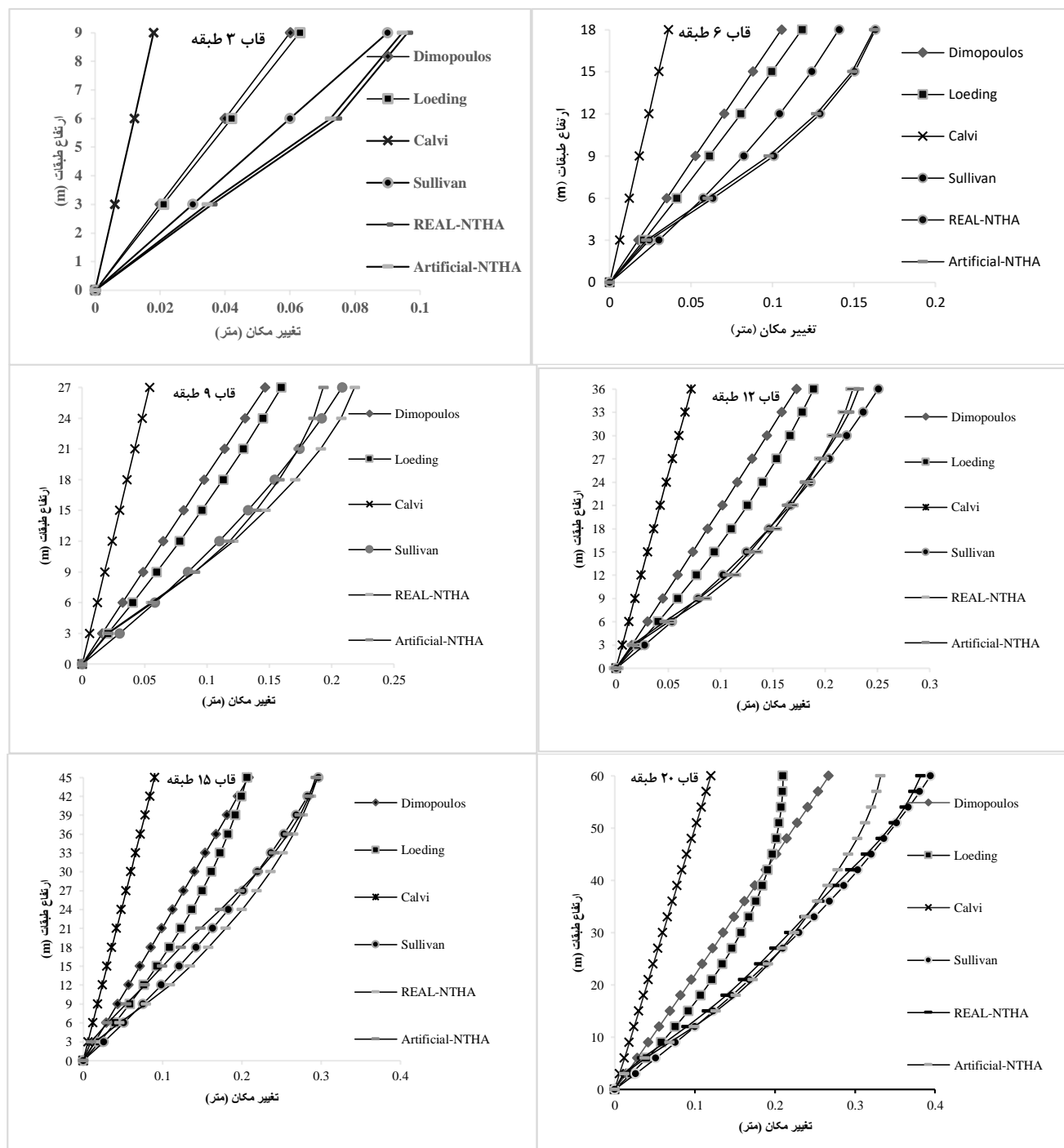


شکل ۴: انطباق طیف پاسخ رکوردهای طبیعی و مصنوعی بر طیف طراحی

با قرار دادن پروفیل تغییرمکان تسلیم به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی، در رابطه ۱۸، تغییرمکان تسلیم، محاسبه می‌گردد.

## ۴- ارزیابی پروفیل‌های تغییرمکان تسلیم پیشنهادی در روابط مختلف

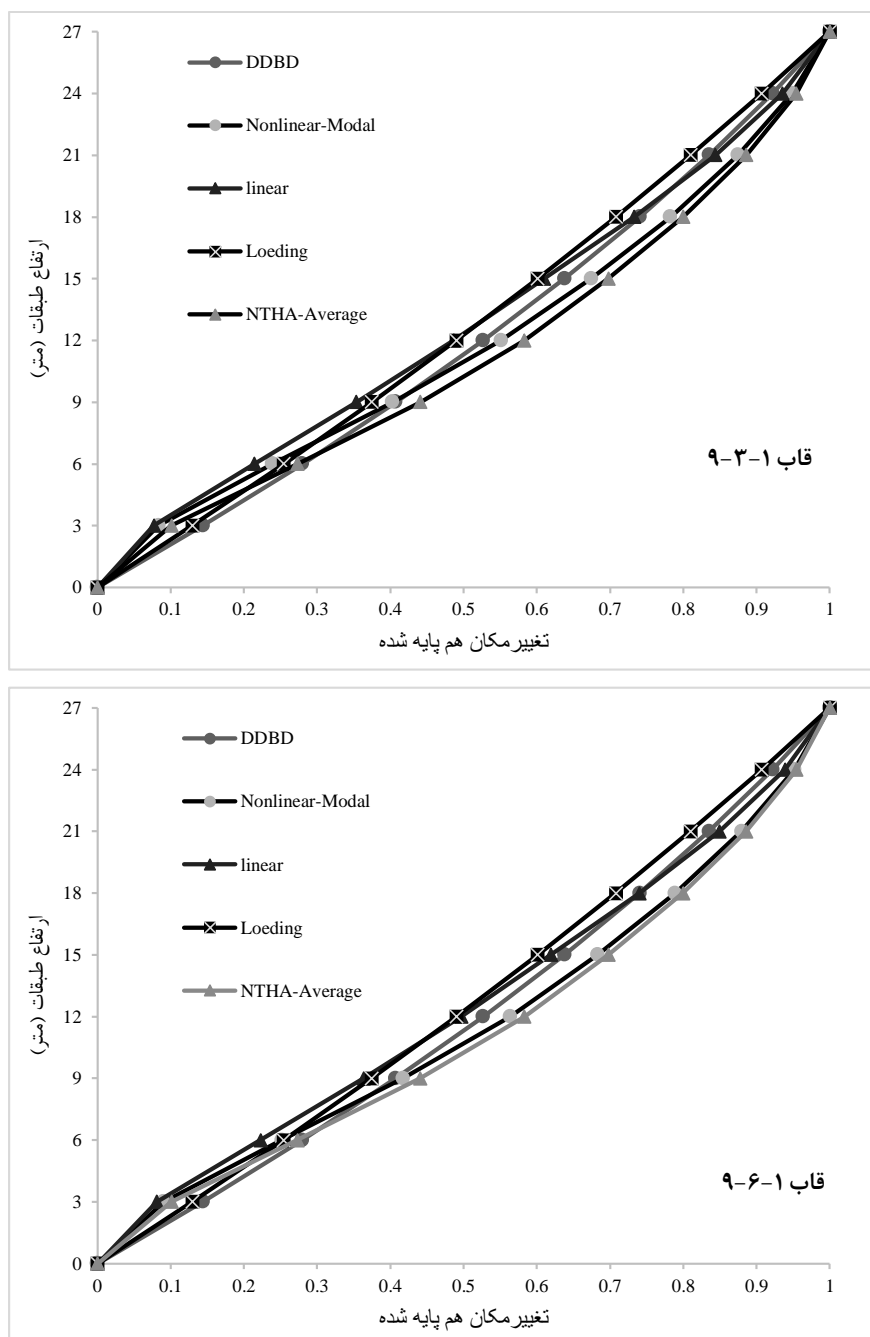
در این قسمت به بررسی نتایج حاصل از تحلیل‌های عددی و روابط مختلف که توسط محققین پیشنهاد شده است، می‌پردازیم. با قرار دادن مشخصات معرفی شده از سازه‌ها در روابط ۱۵ تا ۲۰ شکل پروفیل تغییرمکان تسلیم را براساس روابط مذکور، به دست می‌آوریم. در ادامه با ترسیم و مقایسه آنها با پروفیل تغییرمکان تسلیم ناشی از تحلیل‌های تاریخچه زمانی، نمودارهای شکل شماره ۵ ترسیم می‌شود.



شکل ۵: مقایسه پروفیل تغییرمکان تسلیم در قاب‌های نمونه

## ۴-۱- مقایسه پروفیل‌های تغییر مکان در روابط مختلف با پروفیل تغییر مکان مورد استفاده در روش DDBD

برای مقایسه کلیه پروفیل‌های به دست آمده با پروفیل مورد استفاده در روش تغییر مکان مستقیم، تمامی نتایج را به بزرگترین مقدار تقسیم و هم پایه نموده و در یک نمودار ترسیم می‌کنیم، همچنین با انجام تحلیل مودال غیرخطی که پس از یک تحلیل بارافزا انجام می‌شود، مود اول سازه‌ای که وارد حالت غیرخطی شده را استخراج کرده و در کنار سایر نتایج در یک نمودار نمایش می‌دهیم. به علت محدودیت صفحات نمودار مقایسه سازه ۱-۳-۹ و ۱-۶-۹ در شکل ۶ نمایش داده شده است.

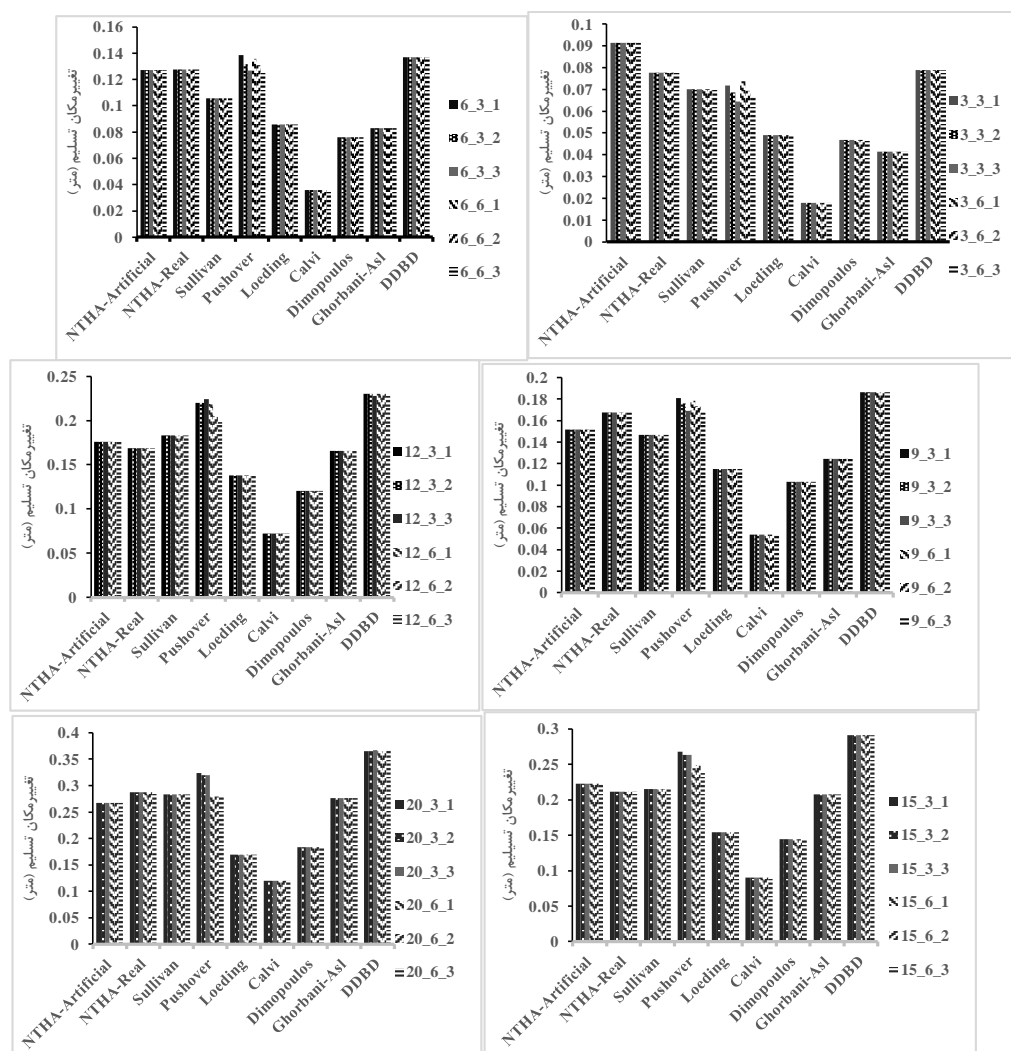


شکل ۶: مقایسه پروفیل تغییر مکان سازه ۱-۳-۹ و ۱-۶-۹

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

## ۵- محاسبه تغییرمکان تسلیم براساس روابط موجود

در ادامه با استفاده از روابط ۱۵ تا ۲۰، تغییرمکان تسلیم برای قاب‌های مورد نظر محاسبه و تخمین زده می‌شود. نتایج تخمین زده شده برای تغییرمکان تسلیم براساس کلیه روابط، به صورت نمودار میله‌ای در شکل ۷ نمایش داده شده است.

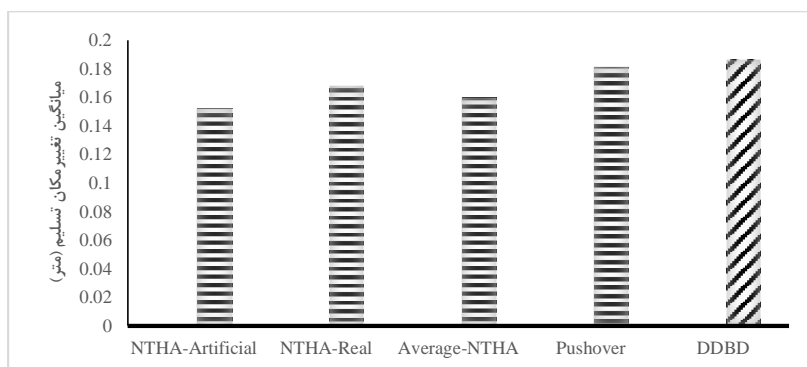


شکل ۷: مقایسه نتایج تغییرمکان تسلیم با استفاده از روابط موجود و تحلیل‌های غیرخطی سازه‌های مختلف

در شکل ۷ هر نمودار میله‌ای شامل ۶ ستون است، که نشان دهنده شش سازه  $\pi_s$  طبقه می‌باشد. سه سازه اول دارای سه دهانه و سه سازه دوم دارای شش دهانه است. همان‌گونه که ملاحظه می‌گردد، با تغییر در مقدار سختی ستون‌ها و ثابت بودن سختی تیرها تغییری در مقادیر تغییرمکان تسلیم صورت نگرفته است. علاوه بر مورد مذکور، با تغییر در تعداد دهانه‌ها نیز تغییری در تغییرمکان تسلیم مشاهده نمی‌شود.

در ضمن بیشترین مقدار تغییرمکان تسلیم تخمینی مربوط به رابطه پیش‌نویس آیین‌نامه DBD12 می‌باشد و کمینه آن مربوط به رابطه ساده و قدیمی کالوی است. سایر روابط نیز مقادیر کمتری برای تغییرمکان تسلیم تخمین زده‌اند. با مقایسه کلی نتایج، ملاحظه می‌گردد

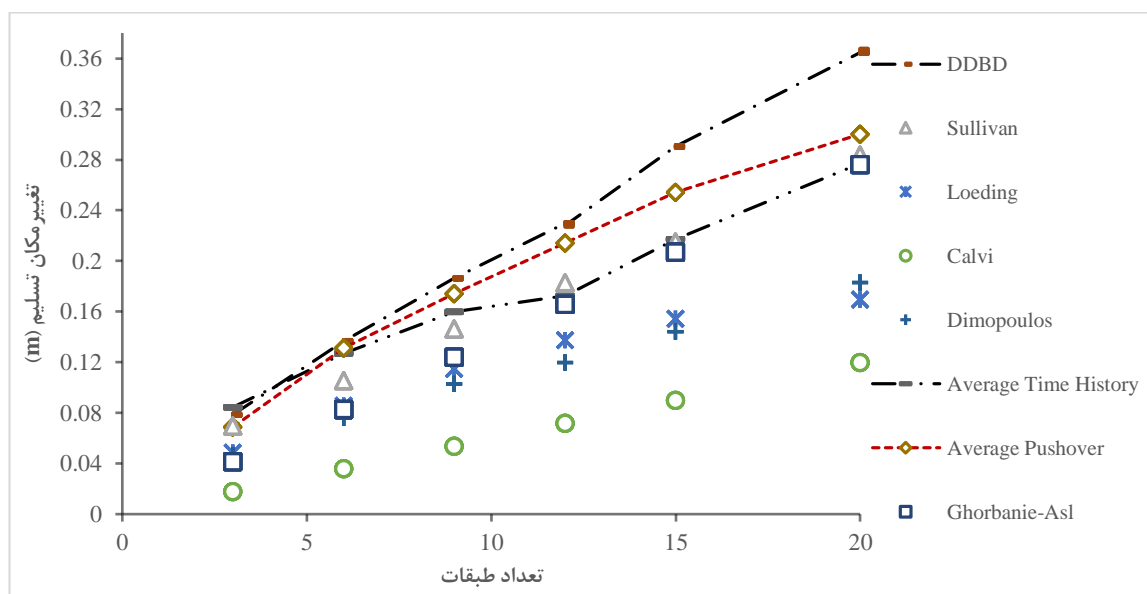
که رابطه سالیوان نزدیکی خیلی بهتری با نتایج تحلیل تاریخچه زمانی دارد. از آنجایی که نتایج تحلیل تاریخچه زمانی برای هر دو دسته از شتاب‌نگاشت‌های طبیعی و مصنوعی تفاوت چندانی با یکدیگر ندارد، میانگین هر دو دسته شتاب‌نگاشت را مبنای خروجی‌ها قرار می‌دهیم. از آنجا که هدف این پژوهش، کنترل صحت‌سنجی و اصلاح رابطه ۸ و ۹ در پیش‌نویس آیین‌نامه DBD12 می‌باشد، نتایج حاصل را به صورت خلاصه شده با میانگین‌گیری از مقادیر بدست آمده برای هر سازه نمایش می‌دهیم. شکل ۸، مورد مذکور را برای سازه ۹ طبقه نشان می‌دهد.



شکل ۸: مقایسه تغییرمکان تسلیم حاصل از تحلیل‌های عددی و رابطه به کار رفته در روش تغییرمکان مستقیم برای سازه ۹-۳-۱

#### ۵-۱- ارزیابی نتایج کلی، تمامی قاب‌ها

از آن جایی که پروفیل تغییرمکان در روش DDBD به تعداد طبقات وابسته می‌باشد، نمودار شکل ۸ را برای سایر قاب‌ها بدست آورده و براساس تعداد طبقات، شکل ۹ را ترسیم می‌نماییم.



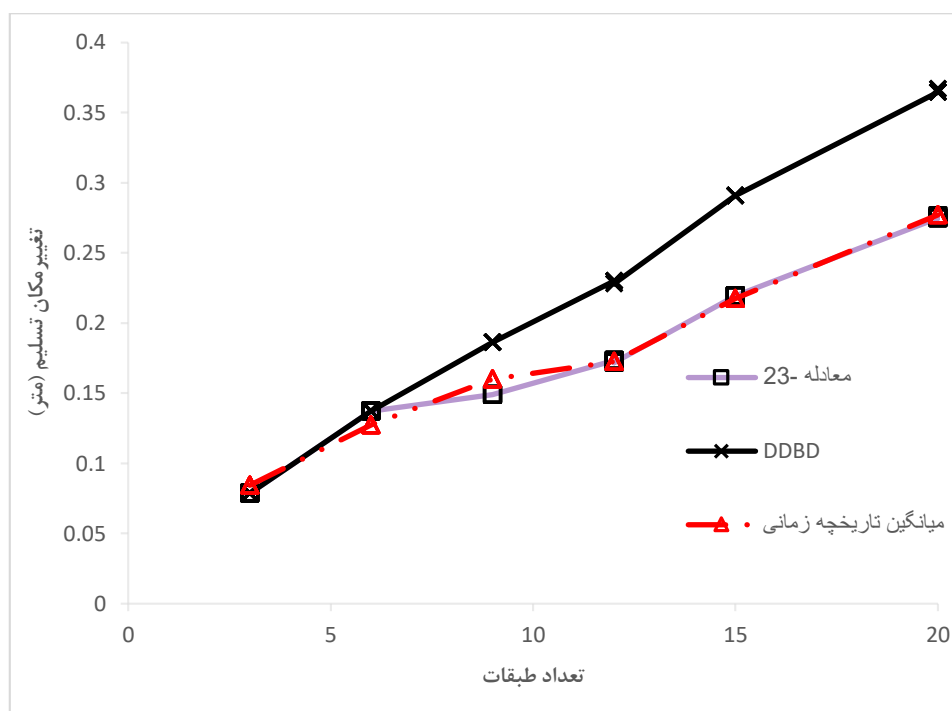
شکل ۹: تغییرمکان تسلیم براساس روابط موجود و مطالعات این پژوهش

همان‌گونه که در شکل ۹ مشاهده می‌شود تغییرمکان تسلیم حاصل از رابطه DDBD تا سازه ۶ طبقه هم‌خوانی مناسبی با نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی دارد، در حالی که برای سازه‌های بالاتر از ۶ طبقه این تناسب ملاحظه نمی‌شود. بنابراین برای سازه‌های با تعداد طبقات مذکور، روابط ارائه شده در پیش‌نویس آیین‌نامه DBD12 نیاز به اصلاح دارند، از این‌رو با مینا قرار دادن نتایج تحلیل تاریخچه زمانی،

برای قاب‌های فولادی خمشی، رابطه ۲۳ به جای رابطه شماره ۸ پیشنهاد می‌شود. وابستگی این رابطه به تعداد طبقات، به علت وابستگی پروفیل تغییرمکان ارائه شده به تعداد طبقات می‌باشد.

$$\begin{cases} \Delta_y = 0.65 \varepsilon_y \frac{L_b}{H_b} h_{eq} & n_s \leq 6 \\ \Delta_y = 0.49 \varepsilon_y \frac{L_b}{H_b} h_{eq} & n_s > 6 \end{cases} \quad (23)$$

در نهایت نتیجه کلی از این پژوهش در شکل ۱۰ با مقایسه رابطه پیشنهادی در پیش‌نویس آیین‌نامه DBD12 و رابطه پیشنهادی نشان داده شده است. همان‌گونه که مشهود است این دو رابطه برای سازه‌های بلندتر از ۶ طبقه دارای اختلاف می‌باشند.



شکل ۱۰: مقایسه رابطه پیشنهادی دستورالعمل DBD12 و رابطه پیشنهادی در این پژوهش

## ۶- مقایسه برش پایه به دست آمده با روش DBBD، براساس روابط پیشنهادی و تحلیل تاریخچه زمانی

در خاتمه با اصلاح رابطه تخمین تغییرمکان تسلیم در فرآیند طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان، برش پایه مربوط به قاب‌های ۹ طبقه محاسبه و با برش پایه محاسبه شده از نتایج تحلیل تاریخچه زمانی مقایسه می‌شود. همان‌گونه که در جدول ۴ مشاهده می‌شود، در مورد سازه ۹ طبقه، اغلب برش‌های پایه به دست آمده با رابطه اصلاح شده، نسبت به رابطه پیشنهادی پیش‌نویس آیین‌نامه DBD12 اختلاف کمتری با نتایج تحلیل تاریخچه زمانی دارند و این صحت رابطه پیشنهادی را تایید می‌کند.

جدول ۴: مقایسه اختلاف برش پایه روش DBBD با نتایج رکوردهای طبیعی و مصنوعی

نوع سازه	برش پایه							
	میانگین شتاب نگاشت‌های		DBBD		اختلاف با شتاب نگاشت طبیعی		اختلاف با شتاب نگاشت طبیعی	
توضیحات	طبیعی	مصنوعی	DBD12	اصلاح شده توسط رابطه ۲۳	DBD12	اصلاح شده توسط رابطه ۲۳	DBD12	اصلاح شده توسط رابطه ۲۳
واحد	کیلو نیوتن	کیلو نیوتن	کیلو نیوتن	کیلو نیوتن	%	%	%	%
۹_۳_۱	۶۷۵/۴۲	۶۵۴/۷۲	۸۴۶	۷۷۶	۲۵/۲۶	۸/۲۷	۲۹/۲۲	۱۸/۵۲
۹_۳_۲	۶۳۱/۹۱	۶۱۳/۲۰	۸۴۶	۷۷۶	۳۳/۸۸	۸/۲۷	۳۷/۹۶	۲۶/۵۵
۹_۳_۳	۶۵۲/۸۲	۶۳۵/۳۹	۸۴۶	۷۷۶	۲۹/۵۹	۸/۲۷	۳۳/۱۵	۲۲/۱۳
۹_۶_۱	۱۳۵۵/۵۸	۱۲۷۹/۳۱	۱۵۵۶	۱۵۵۲	۱۴/۷۸	۰/۲۶	۲۱/۳۳	۲۱/۳۲
۹_۶_۲	۱۴۰۱/۲۲	۱۳۴۹/۸۲	۱۵۵۶	۱۵۵۲	۱۱/۰۵	۰/۲۶	۱۵/۲۷	۱۴/۹۸
۹_۶_۳	۱۴۵۷/۰۵	۱۴۰۵/۱۴	۱۵۵۶	۱۵۵۲	۶/۷۹	۰/۲۶	۱۰/۷۴	۱۰/۴۵

## ۷- نتیجه گیری

روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان که توسط پرستلی و همکاران گسترش داده شده است یکی از بهترین روش‌ها برای طراحی سازه‌ها براساس عملکرد می‌باشد. بخشی از اختلافاتی که بین برش پایه حاصل از روش عملکردی DBBD و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی وجود دارد، به روابط تجربی بکار رفته در این روش شامل نسبت میرایی هیستریزس، پروفیل تغییرمکان و تغییرمکان تسلیم مربوط می‌شود. در این مقاله با بررسی دو مورد اخیر نتایجی به شرح ذیل ارائه می‌گردد:

- ارزیابی پروفیل پیشنهادی روش تغییرمکان مستقیم برای تخصیص مقدار تغییرمکان طبقات که مبتنی بر مود اول غیرارتجاعی سازه می‌باشد، با نتایج بدست آمده هماهنگی قابل قبولی را نشان داد.
- در بین پروفیل‌های پیشنهاد شده برای تغییرمکان، پروفیل تغییرمکان پیشنهادی توسط سالیوان و همکاران با نتایج حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی هم‌خوانی بهتری دارند.
- نتایج نشان داد علیرغم تغییر در مقطع ستون‌ها و تعداد دهانه‌ها برای قاب‌های هم طبقه، در تغییرمکان تسلیم تغییر قابل ملاحظه‌ای ایجاد نخواهد شد که این موضوع با مبانی محاسباتی تغییرمکان تسلیم در روش DBBD هماهنگی دارد.
- نتایج نشان داد که بیشترین تغییرمکان تخمینی متعلق به روش پیش‌نویس آیین‌نامه DBD12 بوده و کمینه آن متعلق به روش ساده و قدیمی کالوی می‌باشد. ضمناً سایر روابط نیز مقادیر کمتری برای تغییرمکان تسلیم تخمین زده‌اند. جدیدترین رابطه از بین روابط موجود، رابطه شماره ۱۹ مربوط به دیمپولوس و همکاران بوده که مقادیر آن نیز کمتر از رابطه پیش‌نویس آیین‌نامه DBD12 می‌باشد. با مقایسه کلی نتایج، رابطه سالیوان نزدیکی خیلی بهتری با نتایج تحلیل تاریخچه زمانی دارد.
- نتایج بدست آمده نشان داد رابطه‌ی پیش‌نویس آیین‌نامه DBD12 برای سازه‌های زیر ۶ طبقه مناسب است، اما برای سازه‌های بلندتر مقادیر دست بالایی به دست می‌دهد. لذا پیشنهاد می‌گردد برای سازه‌های بلندتر از ۶ طبقه از رابطه جدید پیشنهادی استفاده شود.



- مقایسه برش پایه حاصل از نتایج تاریخچه زمانی با برش پایه بدست آمده از فرآیند طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان نشان داد که اصلاح رابطه تغییرمکان تسلیم در قاب‌های خمشی فولادی باعث هم‌خوانی بهتر برش پایه محاسبه شده در روش DDBD با برش پایه تحلیل تاریخچه زمانی می‌شود.

## مراجع

- [1]. Priestley, M.J.N. Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J. (2007). *Displacement-based Seismic Design of Structures*. IUSS Press, Pavia. ISBN: 978-88-6198-000-6
- [2]. Sullivan, T.J. Priestley, M.J.N. and Calvi, G.M. (2012). *A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures (DBD12)*. April, ISBN: 978-88-6198-072-3.
- [3]. Bahar, O. and Gozasht, F. (2015). Seismic Evaluation of Regular MR Steel Frame Designed by Direct Displacement Based Method. *Bulletin of Earthquake Science and Engineering, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES)*, Vol. 2, No. 2.
- [4]. Barati, P. and Bahar, O. (2014). Comparison of Simple Steel Frames with Concentric Braces designed by both Performance and Force-Base Methods. *1th International Conference on Urban Development based on New Technologies & 4th National Conference on Urban Development held at the Islamic Azad University, Sanandaj branch, IRAN*.
- [5]. Arkavazi, F. and Bahar, O. (2014). Comparison of Force-Base Design and Direct Displacement Based Method to Evaluate EBF Steel Frame's Behavior. *1th International Conference on Urban Development based on New Technologies 4th & National Conference on Urban Development held at the Islamic Azad University, Sanandaj branch, IRAN*.
- [6]. Esmailabadi, R. and Bahar, O. (2016). Improving the parameters of directly displacement-based design in steel moment resisting frames. *Bulletin of Earthquake Science and Engineering, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES)*.
- [7]. Athanasios, I. Dimopoulos, Bazeos, N., Dimitri, E. and Beskos. (2012). Seismic yield displacements of plan moment resisting and x-braced steel frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 41 128–140.
- [8]. INBC. (2013). *Iranian National Building code, Part 10 (Steel building design and construction)*, Tehran.
- [9]. Standard NO.2800, (2015). *Iranian Code of practice for Seismic Resistant Design of Buildings*. 4<sup>th</sup> Revision, Building & Housing Research Center, Iran.
- [10]. FEMA-356 (2000). *Pre-standard and commentary of seismic rehabilitation of building*, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA..
- [11]. Aschheim, M. and EERI, M. (2002). Seismic Design Based on the Yield Displacement. *Earthquake Spectra. Earthquake Engineering Research Institute*. Volume 18, No. 4, pages 581–600, November..
- [12]. Roldán, R. Sullivan, T.J. and Della Corte, G. (2016). Displacement-based design of steel moment resisting frames with partially-restrained beam-to-column joints. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(4), pp.1017-1046.
- [13]. Gasparini, D. and E. H. (1976). SIMQKE: A program for artificial motion generation. *Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA*.