



Ferdowsi Civil Engineering

<https://civil-ferdowsi.um.ac.ir>


Iranian
Concrete
Institute



Pavement
Engineering
Association of
Iran

Performance Evaluation of RC Shear Walls Designed by Direct Displacement-Based deSign Method *

Research Article

Saeid Abdi¹, Horr Khosravi² , Amir Hossein Jafarih³
DOI: [10.22067/jfpei.2024.77873.1172](https://doi.org/10.22067/jfpei.2024.77873.1172)

1. Introduction

In recent years, performance-based design has undergone significant development. Meanwhile, the direct displacement-based design (DDBD) approach determines the performance criteria of a structure based on its maximum displacement during an earthquake. For this purpose, for a specific performance level, the damage state in structural and non-structural elements is defined based on strain values and inter-story drift ratios, respectively. The displacement corresponding to this level of damage is considered as the target displacement. Therefore, it is expected that structures designed using the DDBD approach will achieve the target displacement, strain values, and inter-story drifts.

Many researchers have studied the seismic behavior of concrete structures, especially reinforced concrete (RC) shear walls. They have proposed various methods for design and modeling. The DDBD approach can be summarized in four main steps:

1. Determining the displacement profile.
2. Converting the multi-degree-of-freedom (MDOF) system into an equivalent single-degree-of-freedom (SDOF) system.
3. Calculating the design base shear and moments.
4. Determining the flexural and shear reinforcement.

This study aims to investigate the fulfillment of performance objectives in 12 buildings designed using the DDBD procedure.

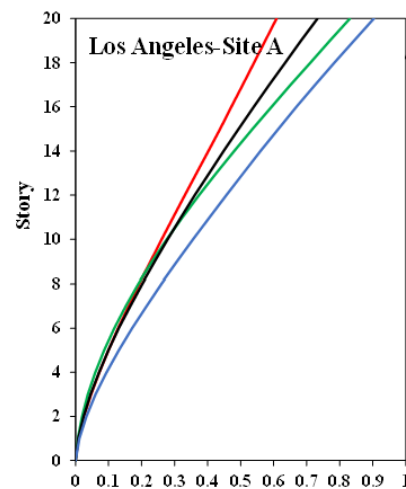
2. Modeling and Research Methods

In this research, three 5-, 10-, and 20-story buildings were designed for two regions with different seismicity levels and two soil type conditions. Thus, 12 shear walls designed using the DDBD procedure were modeled in

OpenSees using nonlinearBeamColumn elements with fiber sections. Each shear wall model was subjected to 45 artificial and 10 natural earthquake records. Subsequently, the lateral displacement profile due to input ground motions and the distribution of curvature and inter-story drift along the wall height were investigated.

3. Results and Discussion

For all models, the maximum displacement of each story was determined under each ground motion record by conducting nonlinear time history analyses. The median value of displacements (μ), the standard deviation (σ), and the median plus standard deviation ($\mu+\sigma$) were also calculated. The results of lateral displacement profiles for the 20-story building located in Los Angeles are shown in Figure 1. Additionally, the design displacement profile, which represents the target displacement obtained from the DDBD design procedure, and the median displacements for the SDOF structure are presented in Figure 1.



* Manuscript received July 25, 2022, Revised June 10, 2024, Accepted October 23, 2024.

¹ MSc Student of Earthquake Engineering, Faculty of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran.

² Corresponding author. Associate Professor of Structural and Earthquake Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran. Email: khosravi@nit.ac.ir

³ Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering and Technology, University of Mazandaran, Babolsar, Iran.

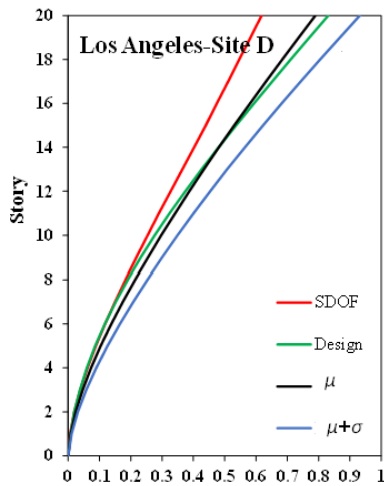


Figure 1 displacement profile in 20 story model

Table 1 displacement and inter-story drift obtained from analyzes

Story	city	soil	$\Delta_D(m)$	$\Delta_{(\mu)}$	$\Delta_{(\mu+\sigma)}$	$\theta_{(\mu)}$	$\theta_{(\mu+\sigma)}$
5	Los Angeles	D	0.18	0.15	0.19	0.017	0.021
		A	0.18	0.15	0.21	0.019	0.024
	Centralia	D	0.18	0.15	0.20	0.018	0.022
		A	0.18	0.14	0.19	0.017	0.022
10	Los Angeles	D	0.32	0.32	0.39	0.020	0.024
		A	0.32	0.25	0.33	0.016	0.020
	Centralia	D	0.30	0.30	0.35	0.019	0.022
		A	0.30	0.27	0.33	0.018	0.021
20	Los Angeles	D	0.54	0.53	0.62	0.018	0.022
		A	0.54	0.49	0.61	0.017	0.021
	Centralia	D	0.53	0.47	0.57	0.016	0.020
		A	0.53	0.51	0.59	0.019	0.022

Figure (2) shows the results of the curvature profile for 20-story building located in Los Angeles. In these graphs, median values (μ) and median plus standard deviation ($\mu+\sigma$) were determined for 45 records. SDOF system curvature profile (SDOF) and yield curvature value (Yield) and design curvature (Design) are also specified for comparison of the results.

In Table (1) $\Delta_{(\mu)}$, $\Delta_{(\mu+\sigma)}$, $\theta_{(\mu)}$, $\theta_{(\mu+\sigma)}$ are the median of maximum displacement, median of maximum displacement plus standard deviation, the median of inter-story drift, and the median of inter-story drift plus standard deviation, respectively.

As mentioned, the non-structural criterion in shear walls is the inter-story drift, which is limited to 2%. Therefore, the performance goal is achieved when the median of inter-story drift is about 2% and the dispersion of the results is not significant. According to Table 1, the

median of inter-story drifts for selected models are between 1.6% and 2%, which indicates the proper and acceptable performance of the structures designed using DDBD. In addition, the maximum standard deviation (σ) is around 20% and $\mu+\sigma$ values for inter-story drift are between 2% and 2.4%.

4. Conclusions

In this study, 12 RC shear walls were designed using DDBD approach and were modeled nonlinearly in OpenSees program using fiber section elements. Each wall was subjected to 45 artificial and 10 real earthquake records. The results obtained from this study showed that the models reach to the predetermined performance objective while they were designed considering DDBD method. It should be mentioned that in most structures, the median of lateral displacement and inter-story drift are almost equal to (and slightly lower than) the target displacement and drift limitations, respectively. Also, the curvature values in the middle height of the walls increases due to higher modes effect as far as wall height increases.

Finally, $\mu+\sigma$ indices for displacement, inter-story drift and curvature showed 20 to 30% dispersion for different earthquake records.

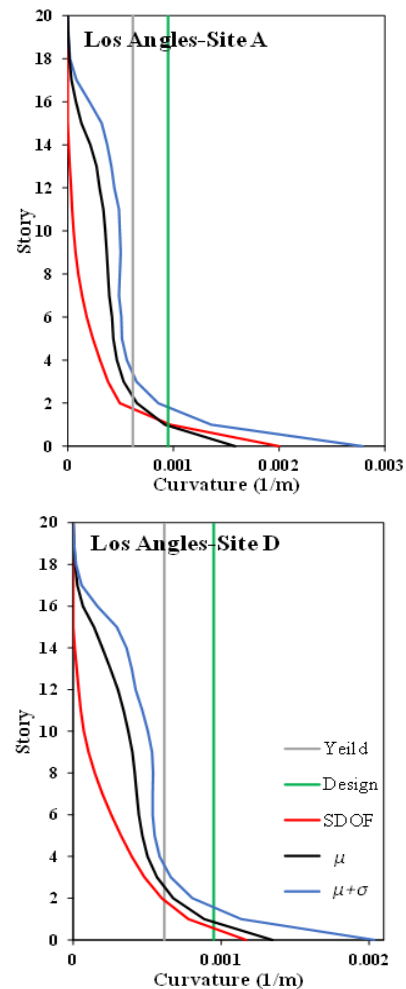


Figure. 2 curvature profile in 20 story model



ارزیابی عملکرد دیوارهای برشی بتنی طرح شده به روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان*

مقاله پژوهشی

امیرحسین جعفریه^(۳)

حر خسروی^(۲)

سعید عبدی^(۱)

DOI: 10.22067/ijfeci.2024.77873.1172

چکیده در سال‌های اخیر مفاهیم طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس عملکرد گسترش قابل توجهی یافته است. در این میان روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان، معیار عملکرد سازه را بر اساس مقدار بیشینه تغییر مکان سازه در زلزله تعیین می‌کند. بدین منظور برای یک سطح عملکرد از پیش تعیین شده، سطح خسارت در اعضای سازه‌ای بر اساس مقادیر کرنش و در اعضای غیرسازه‌ای بر اساس تغییر مکان نسبی طبقات تعریف می‌شود. سپس تغییر مکان متناظر با این سطح خسارت محاسبه شده و به عنوان تغییر مکان هدف در نظر گرفته می‌شود. بنابراین انتظار می‌رود که سازه طراحی شده به این روش، تحت زلزله سطح طرح به تغییر مکان هدف و کرنش و تغییر مکان نسبی از پیش تعیین شده برسد. در این تحقیق جهت بررسی برآورده شدن اهداف طراحی، ابتدا ۱۲ ساختمان با سیستم باربر لرزه‌ای دیوار برشی شامل ساختمان‌های ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه برای دو سطح خطر زلزله و دو نوع خاک بستر به روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان طرح شد. ساختمان‌های طراحی شده تحت ۴۵ رکورد مصنوعی و ۱۰ رکورد طبیعی زلزله قرار گرفتند و مقادیر تغییر مکان جانبی، انحنای و تغییر مکان نسبی طبقات تعیین گردید. نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نشان می‌دهد که میانگین تغییر مکان جانبی، تغییر مکان نسبی طبقات و مقادیر انحنای تقریباً برابر با اهداف طراحی و تا حدودی کمتر است. بنابراین، روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان، اهداف عملکردی را به خوبی برآورده می‌نماید.

واژه‌های کلیدی طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان، ارزیابی اهداف عملکردی، دیوار برشی بتنی، تحلیل دینامیکی غیرخطی.

Performance Evaluation of RC Shear Walls Designed by Direct Displacement Based Design

Saeid Abdi

Horr Khosravi

Amir Hossein Jafarieh

Abstract In recent years, performance-based design has developed significantly. Meanwhile, the direct displacement-based design (DDBD) determines the performance criteria on the basis of the maximum displacement of structure. For this purpose, for a predetermined performance level, the level of damage in structural and non-structural elements is defined based on tensile and compressive strain values and inter-story drift ratio, respectively. Then, the displacement corresponding to this level of damage is calculated and is considered as a target displacement. Using design displacement spectrum, the stiffness and strength of structure is adjusted to achieve the target displacement. Therefore, it is expected that the structures designed based on DDBD approach, reach the predetermined target displacement, strain values and inter-story drifts. In this research, in order to investigate the fulfillment of the design goals, first 12 buildings with shear wall systems were designed. They include 5-, 10- and 20-story buildings designed for two levels of earthquake hazard levels and two site classes. The designed buildings were subjected to 45 artificial and 10 natural earthquake records and the displacement, curvature, and inter-story drift ratio were determined. The nonlinear dynamic analysis results show that the average value of story displacements, inter-story drifts and curvatures are almost equal to the design goals and somewhat less. Therefore, the DDBD method meets the performance objectives well.

Key words DDBD, Performance objective assessment, RC Shear wall, Nonlinear dynamic analysis.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۳/۸/۵ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۱/۵/۳ می‌باشد.

(۱) دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران.

(۲) نویسنده مسئول: دانشیار مهندسی سازه و زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران. Email: khosravi@nit.ac.ir

(۳) استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی و فناوری، دانشگاه مازندران، بابلسر، ایران.

مقدمه و مرور ادبیات فنی

علی‌رغم اینکه طراحی بر اساس عملکرد در دهه‌های اخیر مورد توجه بسیاری از محققان قرار گرفته و تا حدودی در آئین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای معمول نیز وارد شده است، اما معمولاً ساختمان‌های موجود از ابتدا به طور مستقیم بر اساس یک معیار عملکردی مشخص طراحی نمی‌شوند. بنابراین مشخص نیست که این سازه‌ها در زلزله‌های با سطح خطر مختلف، سطوح عملکردی از پیش تعیین شده را تأمین نمایند. طراحی بر اساس عملکرد با هدف طراحی سازه‌هایی که در سطح خطر مورد نظر به سطح عملکرد مشخصی برسند، ابداع گردید.

در ابتدا، مبانی و مفاهیم عملکردی در فرایند بهسازی سازه‌های موجود مورد توجه قرار گرفت [1,2] که برای دستیابی به این هدف عمدتاً استفاده از تحلیل پوش‌آور و یا تحلیل تاریخچه زمانی پیشنهاد می‌شود. در سال‌های اخیر، استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی به همراه کنترل معیارهای عملکردی، به آئین‌نامه‌های طراحی اولیه سازه‌ها نیز وارد شد [3]. این روش نیازمند تخمین اولیه اعضا و استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی است که پیچیدگی‌ها و دشواری‌های مختص به خود را دارد. در این میان، استفاده از دو روش طراحی بر اساس عملکرد از جایگاه ویژه‌ای برخوردارند:

۱. روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد (Performance-Based Plastic Design) [4]

۲. روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان (Direct Displacement-Based Design) [5]

شایان ذکر است که روش‌های طراحی بر اساس تغییر مکان (Displacement-Based Design) از تنوع نسبتاً زیادی برخوردار است که روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان (Direct Displacement-Based Design) یکی از آنها به حساب می‌آید.

سایر این روش‌ها عبارتند از: کنترل تغییر شکل با سختی اولیه (Initial Stiffness Deformation Control) [6]، متناسب‌سازی تکرار شونده با سختی اولیه (Initial Stiffness Iterative Proportioning) [7]، طیف نقطه تسلیم (Yield Point Spectra) [8]، طیف غیر الاستیک (Inelastic Spectra) [9]، طیف ظرفیت (Capacity Spectrum) [10]، روش SEAOC [11] و روش تاریخچه زمانی (Time-history Method) [12].

همکاران [13] در سال ۲۰۰۳ با بررسی مزایا و معایب هر یک از

این روش‌ها و همچنین میزان توسعه آنها اظهار داشتند که پیشنهاد روشی که کاملاً نسبت به بقیه برتری داشته باشد کار دشواری است. با این وجود این محققان تأکید نمودند که روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان به صورت نسبی نسبت به سایر روش‌ها برتری دارد. این روش از طرفی، مجموعه کاملی از دستورالعمل‌های طراحی برای انواع سازه‌ها ارائه می‌دهد و از طرف دیگر به طراحی سازه‌هایی با سطح عملکرد مورد نظر منجر می‌شود.

در سال‌های اخیر تحقیقاتی در زمینه ارزیابی عملکردی سازه‌های طراحی شده به روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان انجام شده است. شارما و همکاران [14] در پژوهش خود دو روش طراحی بر اساس نیرو (FBD) و روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان (DDBD) را مورد بررسی و مقایسه قرار دادند. آنها با مدل‌سازی و تحلیل سازه‌های دارای سیستم سازه‌ای قاب خمشی بتنی که بر اساس آئین‌نامه هند [15,16] طراحی شده بودند، مشاهده کردند برش پایه طراحی در روش DDBD کمتر از روش FBD به دست آمده و نتایج تحلیل نیز حاکی از برتری عملکردی روش DDBD بوده به طوری که پروفیل تغییر مکان طبقات سازه طراحی شده به این روش، انطباق خوبی با پروفیل طراحی داشته است.

ژان و همکاران [17] در پژوهش خود آئین‌نامه طراحی پل کانادا [18] را مورد ارزیابی قرار دادند. این آئین‌نامه برای طراحی پل دو روش طراحی بر اساس نیرو (FBD) و طراحی بر اساس عملکرد (PBD) ارائه نموده است. آنها یک پل بزرگراهی چهار دهانه بتنی را به دو روش مذکور بر اساس آئین‌نامه کانادا طراحی نموده و مورد ارزیابی قرار دادند. در نهایت مشاهده گردید که روش PBD به شکل چشم‌گیری نسبت به FBD محافظه کارانه‌تر است.

حسینی و کرم‌الدین [19] یک قاب ۶ طبقه دارای مهاربند زیر را به روش‌های مختلف طراحی از جمله روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد طراحی نمودند و مشاهده کردند که این روش منجر به استفاده حداکثری از ظرفیت سازه، سبک‌تر شدن مقاطع و شکل‌پذیری مناسب در مقایسه با سایر روش‌های طراحی می‌شود.

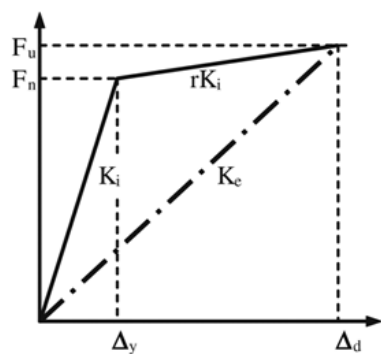
عبدالحمیدی و شاکری [20] سیستم قاب خمشی فولادی ویژه با اتصالات RBS را به دو روش مبتنی بر نیرو (با استفاده از

شایان ذکر است که در سال‌های اخیر، محققان زیادی به مطالعه رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتنی، خصوصاً دیوار برشی پرداخته‌اند و روش‌های متفاوتی برای مدل‌سازی آنها ارائه نموده‌اند [22-26]. اما در تحقیق حاضر، تمرکز اصلی بر روی طراحی بر اساس عملکرد سازه‌ها و برآورده شدن اهداف عملکردی است.

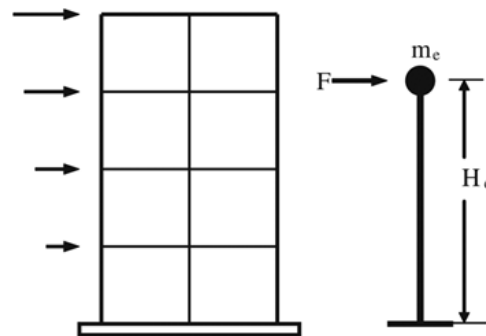
مروری بر طراحی دیوار برشی به روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان

طراحی یک دیوار برشی به روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان را می‌توان در چهار گام اصلی زیر خلاصه نمود. شکل (۱) مراحل کلیدی در طراحی سازه به روش DDBD را به اختصار نشان می‌دهد.

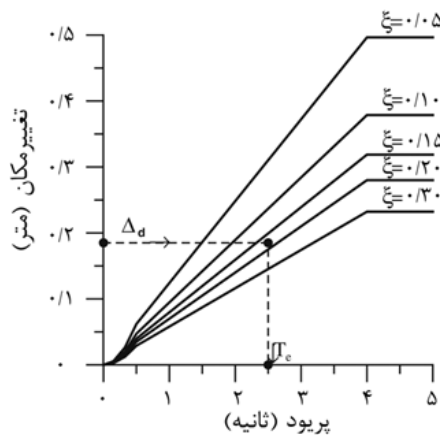
آئین‌نامه ایران) و روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد طراحی و مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج نشان می‌دهد که هر دو روش طراحی، تحت زلزله سطح طرح، ایمنی جانی را تأمین نموده‌اند و تحت زلزله سطح سرویس، عملکرد مداوم خود را حفظ کرده‌اند. اما تحت زلزله سطح طرح، روش عملکردی مکانیزم تسلیم مطلوب را ارضا نموده، در حالی که در روش نیرویی برخی از مفاصل پلاستیک در ستون‌ها تشکیل شده‌اند. بهار و گذشت [21] در پژوهش خود رفتار لرزه‌ای قاب خمشی فولادی که به دو روش مستقیم مبتنی بر تغییر مکان و روش نیرویی مبتنی بر استاندارد ۲۸۰۰ ایران طراحی شده‌اند را ارزیابی کردند. نتایج گویای این مسئله بود که قاب‌های طراحی شده به روش تغییر مکان به اهداف عملکردی دست یافته‌اند در حالی که سازه‌های طراحی شده به روش نیرویی در عین ارضای شرایط اولیه طراحی اهداف عملکردی خود را تأمین نمی‌کنند.



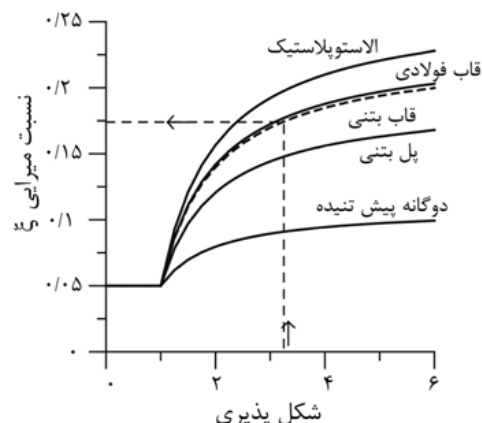
(ب) سختی موثر



(الف) سازه تک درجه آزادی معادل



(د) طیف طرح تغییر مکان



(ج) میرایی معادل-شکل پذیری

شکل ۱ مراحل روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان

$$R_{\xi} = \left(\frac{0.1}{0.05 + \xi_{eq}} \right)^{0.5} \quad (2)$$

$$m_e = \frac{\sum(m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (3)$$

$$H_e = \frac{\sum(m_i \Delta_i H_i)}{\sum(m_i \Delta_i)} \quad (4)$$

$$V_{Base} = K_e \Delta_d \quad (5)$$

$$M_B = V_{Base} H_e \quad (6)$$

در روابط فوق μ_d , m_i , Δ_i , H_i , H_e , K_e , Δ_d ، و به ترتیب شکل پذیری، جرم طبقه، جابه‌جایی جانبی طبقه، ارتفاع طبقه، ارتفاع مؤثر، سختی مؤثر، و تغییر مکان طراحی می‌باشند.

۳. تعیین فولاد خمشی مقطع: در این گام با تخمین اولیه مقدار آر ماتور طولی دیوار، مقطع دیوار در نرم‌افزار اپنسیس [27] مدل‌سازی شده و تحلیل لنگر — انحنا انجام می‌شود. سپس در یک فرایند سعی و خطا، مقدار آر ماتور طولی به گونه‌ای تعیین می‌گردد که در منحنی لنگر — انحنا، وقتی مقدار انحنا به انحنای طراحی می‌رسد، مقدار لنگر برابر با لنگر طراحی محاسبه شده در گام قبل شود.

مدل‌های ساختمانی

طراحی اولیه سازه‌ها

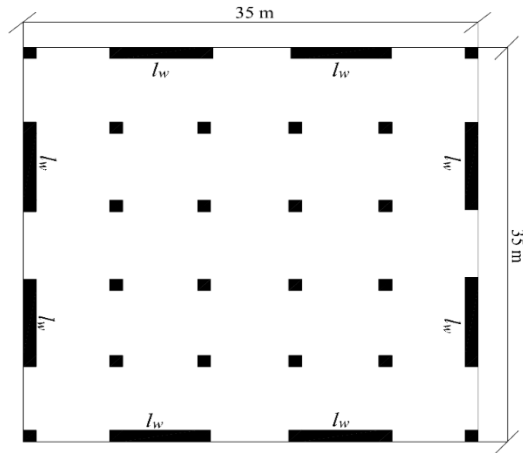
برای انجام این تحقیق ساختمان‌های ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه در نظر گرفته شدند. شکل (۲) پلان ساختمان‌های طراحی شده را به صورت شماتیک نشان می‌دهد. مقدار بارگذاری ثقلی و جرم لرزه‌ای برای ساختمان مورد نظر 1000 kg/m^2 در نظر گرفته شده است که شامل 600 kg/m^2 وزن دال و کف‌سازی، 200 kg/m^2 وزن پارتیشن‌بندی، و 200 kg/m^2 برای بار زنده می‌باشد. جرم لرزه‌ای m_i و هم‌بند طور بار محوری P_i در هر طبقه به ازای یک دیوار برشی مطابق جدول (۲) می‌باشد. ارتفاع هر طبقه نیز معادل ۳ متر در نظر گرفته شده است. همچنین مقطع دیوار برشی و مشخصات میلگردگذاری آن‌ها در ارتفاع سازه ثابت فرض شده است.

تعیین پروفیل تغییر مکان

پروفیل تغییر مکان طبقات بر اساس معیار سازه‌ای (کرنش مصالح) و غیرسازه‌ای (تغییر مکان نسبی بین طبقات) به گونه‌ای محاسبه می‌شود که نه مقدار جابه‌جایی نسبی طبقه بام از حداکثر جابه‌جایی نسبی مجاز تجاوز نماید و نه کرنش فولاد و بتن در پای دیوار از کرنش حالت حدی بیشتر شود. در این تحقیق، طراحی سازه بر اساس سطح عملکرد کنترل خرابی (Damage Control) انجام شده است. پریستلی و همکاران [5] مقدار حداکثر تغییر مکان نسبی مجاز ناشی از معیار غیرسازه‌ای را برابر 0.02 و مقدار انحنای ایجاد شده ناشی از معیار سازه‌ای را برابر با $0.072/l_w$ پیشنهاد می‌کنند. بدین ترتیب مقادیر تغییر مکان پلاستیک بر اساس معیار سازه‌ای و غیرسازه‌ای محاسبه شده و کمترین مقدار، مبنای محاسبه پروفیل تغییر مکان قرار می‌گیرد. شایان ذکر است که در این پژوهش در کلیه موارد طراحی، معیار غیرسازه‌ای کنترل کننده می‌باشد.

۱. تبدیل سازه چند درجه آزادی به سازه معادل تک درجه آزادی: با استفاده از پروفیل تغییر مکان طبقات که در گام قبل محاسبه گردید، مشخصات سازه تک درجه آزادی معادل شامل تغییر مکان طراحی، شکل پذیری و ارتفاع مؤثر قابل محاسبه می‌باشد [5].
۲. محاسبه برش پایه و لنگر طراحی: پس از تعیین پروفیل تغییر مکان و سازه تک درجه معادل، به منظور محاسبه برش پایه، ابتدا با استفاده از روابط (۱) و (۲) به ترتیب میرایی ویسکوز معادل (ξ_{eq}) و ضریب اصلاح برای تبدیل طیف تغییر مکان الاستیک به طیف با میرایی معادل (R_{ξ}) محاسبه می‌گردد. در نهایت با اعمال ضریب محاسبه شده به طیف الاستیک، طیف تغییر مکان غیر خطی ساخته می‌شود. سپس پرپود سکانتی سازه تک درجه آزادی معادل بر اساس تغییر مکان طراحی و طیف تغییر مکان غیر خطی تعیین می‌شود. در انتها سختی سکانتی و مقاومت سازه (برش پایه طراحی) محاسبه می‌گردد. سپس پرپود سکانتی سازه تک درجه آزادی معادل بر اساس تغییر مکان طراحی و طیف تغییر مکان غیر خطی تعیین می‌شود. در انتها سختی سکانتی و مقاومت سازه (برش پایه طراحی) محاسبه می‌گردد. لنگر پای دیوار نیز حاصل ضرب برش پایه در ارتفاع مؤثر سازه تک درجه آزادی معادل است. روابط (۳) تا (۶) روابط مورد استفاده برای تعیین جرم مؤثر (m_e)، ارتفاع مؤثر (H_e)، و برش پایه (V_{Base}) و لنگر پای دیوار (M_B) می‌باشند [5].

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu_d - 1}{\mu_d \pi} \right) \quad (1)$$

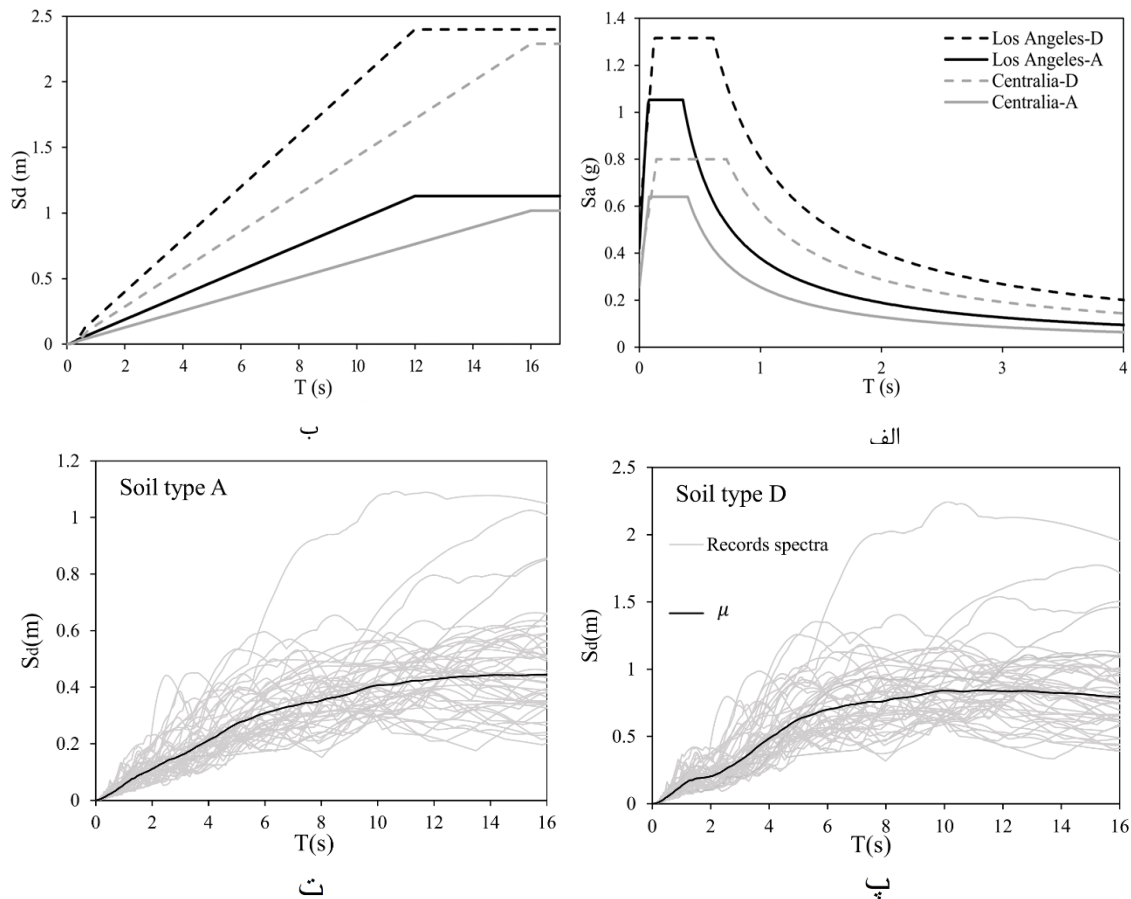


شکل ۲ تصویر شماتیک پلان سازه

جدول ۱ جزئیات طراحی دیوارهای برشی به روش DDBD

Building Models	5-story				10-story				20-story			
	Centralia		Los Angeles		Centralia		Los Angeles		Centralia		Los Angeles	
Δ_d (m)	0.18		0.18		0.31		0.31		0.3		0.54	
Δ_y (m)	0.06		0.06		0.16		0.16		0.19		0.45	
μ	2.85		2.85		1.94		1.94		1.57		1.18	
Soil Type	A		D		A		D		A		D	
m_i (ton)	612.5		612.5		306.2		122.5		612.5		306.2	
K_e (kN/m)	13140		10136		4477		8085		4901		5719	
T_e (s)	2.65		1.74		4.37		2.05		5.82		3.00	
T (s)	1.57		1.03		3.13		1.47		4.64		2.76	
P_1 (kN)	200		200		285		341		280		578	
L_w (m)	3.5		3.5		5.2		5.2		4.5		7.5	
t_w (m)	0.55		0.55		0.4		0.55		0.55		0.55	
V_D (kN)	2372		1830		1417		2560		1478		3100	
M_D (kN.m)	26890		20743		32620		56370		32934		137860	
B.E* Bar	24Ø20		24Ø20		26Ø18		28Ø20		28Ø18		30Ø20	
Web Bar	46Ø22		36Ø18		40Ø18		102Ø20		58Ø18		114Ø20	

*Boundary Element



شکل ۳ الف) طیف طرح شتاب، ب) طیف طرح تغییر مکان، پ) طیف تغییر مکان رکوردهای مصنوعی برای خاک نوع D به همراه میانگین، ت) طیف تغییر مکان رکوردهای مصنوعی برای خاک نوع A به همراه میانگین

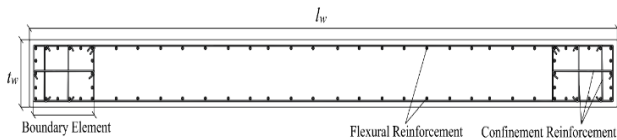
دیوار، برش طراحی، لنگر طراحی می‌باشند.

مدل‌سازی غیرخطی

دیوارهای برشی مورد نظر از مدل‌های ساختمانی، در نرم‌افزار اپنسیس [27] با استفاده از المان‌های $nonlinearBeamColumn$ و به روش فایبر مدل‌سازی شدند. در روش فایبر مقطع دیوار مورد نظر مش‌بندی می‌شود و نیازی به تعریف مفصل پلاستیک مجزا در این نوع مدل‌سازی نمی‌باشد، چرا که با تعریف مشخصات مکانیکی و مقاومتی مصالح در هنگام تحلیل تاریخیچه زمانی پس از رسیدن به تنش تسلیم، مفصل پلاستیک تشکیل می‌گردند. مقطع دیوار برشی بتن مسلح مدل‌سازی شده در این پژوهش شامل چند قسمت می‌باشد. قسمت کاور بتنی که به عنوان بتن غیر محصور مدل‌سازی گردید، قسمت المان مرزی که دارای درصد میلگرد متراکم‌تر و همچنین بتن محصور شده می‌باشد و قسمت جان دیوار که دارای درصد میلگرد کم تراکم‌تر

سازه‌های مذکور در دو منطقه لس‌آنجلس در جنوب غربی و سنترالیا در شمال غربی آمریکا طراحی شدند. لازم به ذکر است که پتانسیل لرزه‌خیزی دو منطقه فوق متفاوت بوده و لس‌آنجلس دارای پتانسیل لرزه‌خیزی بیشتری نسبت به سنترالیا می‌باشد. همچنین سازه‌های مورد نظر در هر یک از مناطق مذکور برای دو نوع خاک A و D طراحی گردیدند. شکل (۳) طیف طرح تغییر مکان و شتاب برای دو منطقه لس‌آنجلس و سنترالیا را نشان می‌دهد. همچنین در شکل (۳) طیف تغییر مکان تمامی رکوردها در خاک نوع A و D نشان داده شده است [32].

در مجموع تعداد ۱۲ سازه برای ارزیابی لرزه‌ای طراحی شد که جزئیات طراحی در جدول (۱) ارائه شده است. در جدول (۱) $M_D, V_D, t_w, l_w, P_i, T, T_e, K_e, m_i, \mu, \Delta_y, \Delta_d$ به ترتیب تغییر مکان طراحی، تغییر مکان تسلیم، شکل‌پذیری، جرم هر طبقه به ازای یک دیوار، سختی مؤثر، پیروید مؤثر، پیروید، نیروی محوری برای هر طبقه به ازای یک دیوار، طول دیوار، ضخامت



شکل ۴ شماتیک مقطع دیوار برشی

نتایج تحلیل‌ها

جهت بررسی پاسخ‌های عملکردی سازه‌های طرح شده دو مجموعه رکورد مصنوعی تولید شده توسط اتکینسون [33] انتخاب شد. رکوردهای مصنوعی تولید شده توسط اتکینسون بر اساس بزرگا و فاصله کانونی و نوع خاک منطبق بر آئین‌نامه کانادا تولید شده‌اند.

هر یک از دو دسته رکورد انتخاب شده دارای دو مجموعه ۴۵ تایی از رکوردهای مصنوعی منطبق بر نوع خاک A و D می‌باشند. بنابراین برای هر ساختگاه دو دسته رکورد، یکی منطبق بر نوع خاک A و دیگری منطبق بر نوع خاک D، (یعنی در مجموع ۴ دسته رکورد) به سازه‌های طراحی شده اعمال گردیدند.

لازم به ذکر است کلیه رکوردها به گونه‌ای مقیاس شدند که مقدار دامنه طیف پاسخ شتاب در پیوند سکانتی مدل مورد بررسی با دامنه طیف طراحی شتاب در پیوند مذکور برابر باشد.

از آنجایی که انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی برای ۱۲ مدل ساختمانی تحت ۴۵ رکورد زلزله به صورت یک به یک زمان‌بر بوده و از طرف دیگر احتمال خطا در پردازش نتایج تحلیل وجود دارد؛ برنامه‌ای در نرم‌افزار متلب نوشته شد که نرم‌افزار اپنسیس را فراخوانی نموده، ۱۲ مدل دیوار برشی را تحت ۴۵ رکورد مقیاس شده قرار می‌دهد و نتایج تحلیل‌ها را برای هر مدل ساختمانی پردازش و ارائه می‌نماید.

نتایج این تحلیل‌ها که در ادامه مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد، عبارتند از: (۱) تغییر مکان طبقات، (۲) تغییر مکان نسبی طبقه بام و پروفیل انحنا در ارتفاع دیوار.

علاوه بر این، برای مشاهده بهتر اثر مودهای بالاتر، ۱۲ مدل دیوار برشی یک درجه آزادی (SDOF) متناظر نیز مدل‌سازی شد و تحت ۴۵ رکورد زلزله قرار گرفت. هر یک از این ۱۲ مدل با حذف جرم‌های طبقات و اعمال یک جرم متمرکز به اندازه جرم مرثر سازه در ارتفاع مؤثر دیوار ساخته شده است. در ادامه، نتایج مربوط به این مدل، تحت عنوان مدل تک درجه آزادی (SDOF) ارائه شده است.

و بتن محصور شده است. لازم به ذکر است که اثر میلگردهای عرضی و خاموت‌ها در روابط مندر و همکاران [28] جهت محاسبه مشخصات مقاومتی بتن محصور شده در المان مرزی لحاظ گردیده است. برای محاسبه انحنا پای دیوار کرنش مقطع دیوار برشی از نرم‌افزار استخراج می‌شود و با استفاده از تار خنثی و کرنش مقطع مقدار انحنا قابل محاسبه است. جرم لرزه‌ای و بار محوری به صورت جرم و بار متمرکز در تراز هر طبقه اعمال گردید. شکل (۴) مقطع دیوار مدل‌سازی شده را نشان می‌دهد. شایان ذکر است که با فرض مقدار تنش تسلیم میلگردها $f_y = 420 \text{ MPa}$ و مقاومت فشاری مشخصه بتن $f'_c = 30 \text{ MPa}$ طراحی دیوار برشی بر اساس تخمین دست پایینی از مقاومت مورد انتظار یعنی $1.1f_y$ و $1.3f'_c$ انجام شد [5].

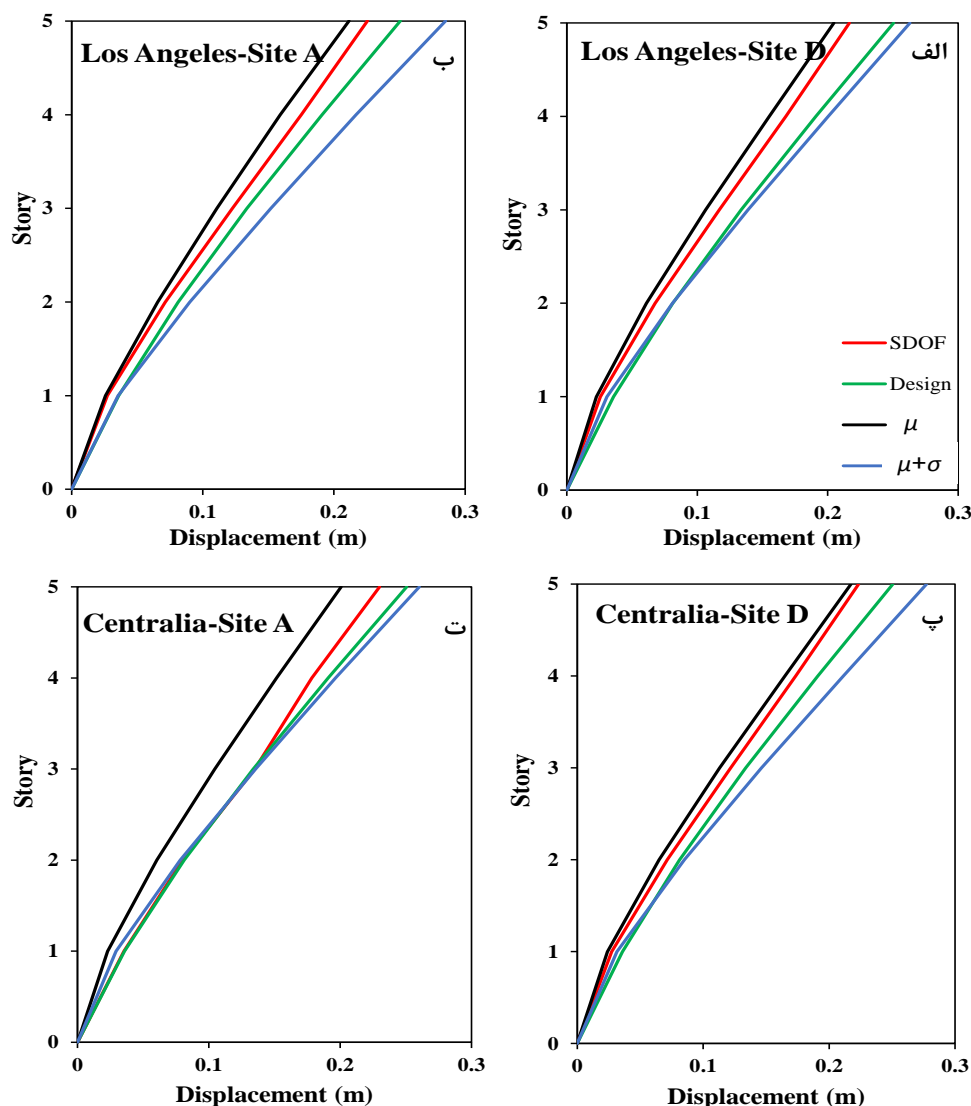
برای در نظر گرفتن رفتار هیسترتیک مصالح، مدل رفتاری Steel02 به مصالح فولاد و Concrete02 به مصالح بتن اختصاص یافت. مقطع دارای بتن محصور شده در قسمت المان مرزی می‌باشد که مشخصات مقاومتی آن با استفاده از روابط مندر و همکاران [5] تعیین گردید.

بر اساس تحقیقات صورت گرفته توسط محققان گذشته، عواملی همچون سختی برشی مقطع، میرایی، و اثر سخت‌شدگی کششی در پاسخ لرزه‌ای دیوارهای برشی تأثیر گذار است. لوو و همکاران [29,30] با بررسی نتایج مدل عددی خود با چند مدل آزمایشگاهی تست شده بر میز لرزه مشاهده نمود که استفاده از سخت‌شدگی کششی در مدل‌سازی عددی منجر به نتایج دست بالا می‌شود و عدم استفاده از سخت‌شدگی کششی در مدل‌سازی عددی انطباق خوبی بین داده‌های تحلیلی و آزمایشگاهی به دست می‌دهد. به همین جهت لوو و همکاران [24] پیشنهاد کردند که در مدل‌سازی، از اثر سخت‌شدگی کششی صرف نظر گردد. برای لحاظ کردن سختی برشی دیوارها در مقطع فایبر از دستور section aggregator استفاده شد. بدین منظور مطابق دستورالعمل ATC-72 [31] سختی برشی مؤثر برابر با 0.1GA در نظر گرفته شد که G مدول برشی و A مساحت مقطع دیوار است. میرایی در تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل‌های دیوار برشی به مقدار ۰.۲٪ میرایی رایلی به دو مود اول نوسان سازه اعمال شده است. عبدی و همکاران [32] جزئیات بیشتری از طراحی و مدل‌سازی غیر خطی این دیوارها ارائه نموده‌اند.

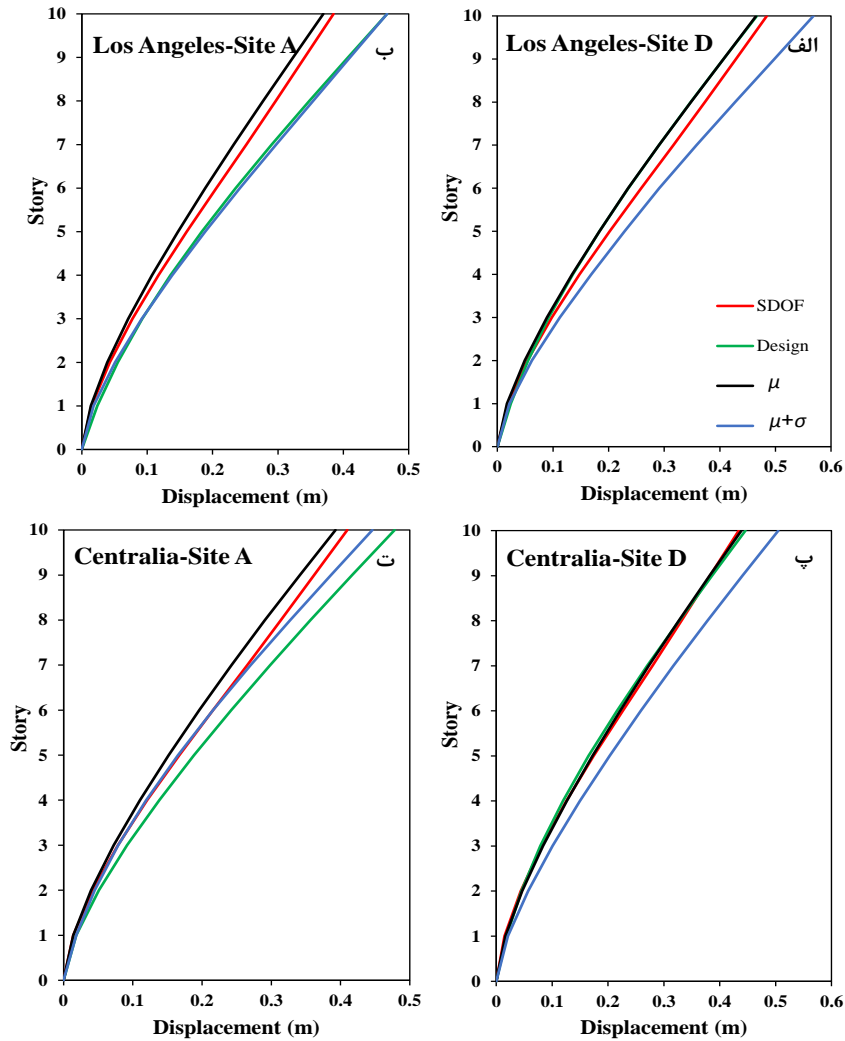
مکان طرح و میانگین تغییر مکان‌ها برای سازه تک درجه آزادی به ترتیب با علامت‌های Design و SDOF نشان داده شده است. با توجه به نمودار شکل‌های (۵) تا (۷) مشاهده می‌شود که در یک نگاه کلی، میانگین تغییر مکان‌ها تحت زلزله در حدود تغییر مکان طراحی و یا کمی کمتر از آن است. این موضوع با توجه به ساده سازی‌های روش طراحی و پیچیدگی‌های حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی قابل توجه بوده و بیانگر قوت روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان ارائه شده توسط پرستلی و همکاران [5] است.

تغییر مکان طبقات

از آنجایی که در این روش اولین معیار برای برآورده شدن اهداف عملکردی، تغییر مکان طبقات تحت زلزله طرح است؛ در ابتدا نتایج تغییر مکانی حاصل از تحلیل‌ها ارائه شده است. بدین منظور ابتدا بیشینه تغییر مکان طبقات به ازای هر رکورد تعیین شد و سپس مقدار میانگین هندسی تغییر مکان‌ها (μ) برای ۴۵ رکورد انتخابی محاسبه گردید. علاوه بر این پراکندگی تغییر مکان‌ها (σ) نیز محاسبه و مقادیر $\mu + \sigma$ برای تغییر مکان طبقات تحت ۴۵ رکورد تعیین شد. در نمودارهای حاصل از تحلیل، پروفیل تغییر



شکل ۵ نتایج پروفیل تغییر مکان برای دیوار برشی ۵ طبقه



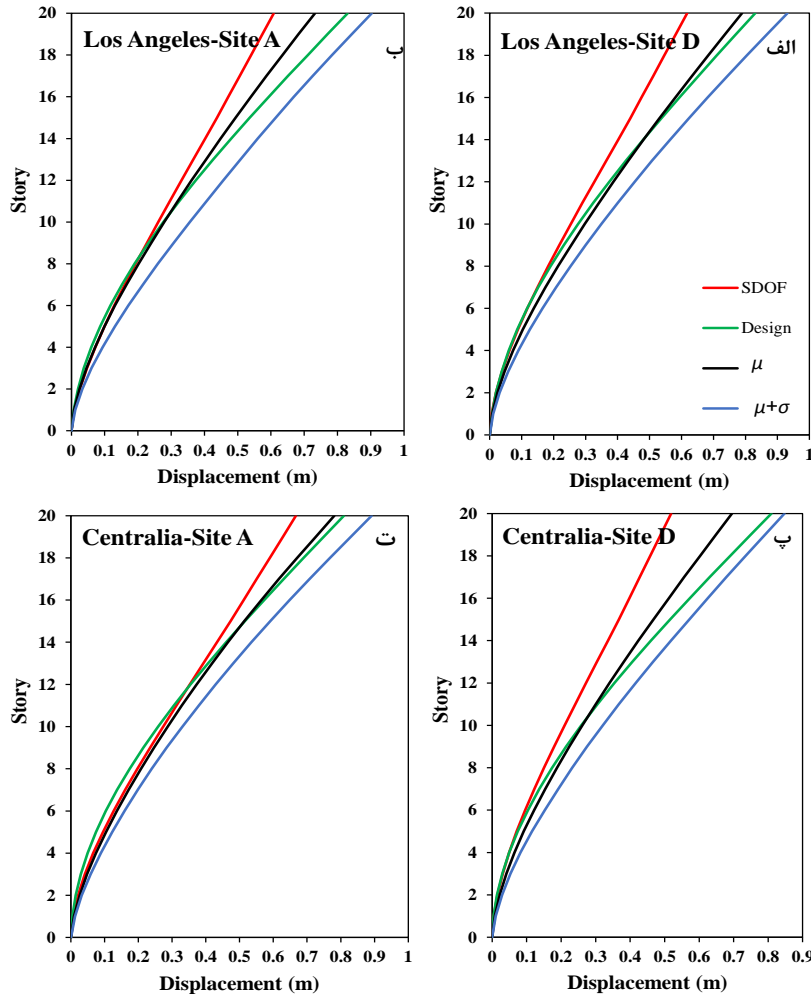
شکل ۶ نتایج پروفیل تغییر مکان برای دیوار برشی ۱۰ طبقه

دست بالا (قوی) طراحی شده‌اند، در حالی که طراحی سازه ۲۰ طبقه مناسب‌تر است.

این موضوع ناشی از افزایش تغییر مکان سازه ۲۰ طبقه در اثر مودهای بالاتر است. چنان که می‌دانیم با افزایش پیوند سازه، اثر مودهای بالاتر و تغییر مکان ناشی از آن افزایش می‌یابد. این افزایش تغییر مکان طبقات در صورت مقایسه میانگین پاسخ سازه (خط مشکی) با میانگین پاسخ سازه تک درجه آزادی (خط قرمز) به خوبی مشهود است. چنان که در شکل ۵ برای سازه ۵ طبقه مشاهده می‌شود، تغییر مکان سازه کمی کمتر از تغییر مکان سازه تک درجه آزادی است. در حالی که در نمودار شکل (۷) مشاهده می‌شود که مقدار تغییر مکان سازه ۲۰ طبقه به مقدار قابل توجهی بیشتر از تغییر مکان سازه تک درجه آزادی است.

بدیهی است که به علت پراکندگی تغییر مکان‌ها در ۴۵ رکورد زلزله، علی‌رغم نزدیک بودن مقادیر میانگین به تغییر مکان طرح، تغییر مکان سازه تحت بعضی از رکوردها کمتر و تحت بعضی دیگر از رکوردها بیشتر از مقادیر تغییر مکان طراحی می‌باشد. بنابراین بررسی نمودارهای $\mu + \sigma$ ، بیانگر مقادیر دست بالای تغییر مکان سازه بوده و در ارزیابی اهداف عملکردی قابل توجه است. بررسی نمودارهای (۵) تا (۷) نشان می‌دهد که این مقادیر دست بالا نیز در حد قابل قبول بوده است.

بررسی جزئیات بیشتر نمودارهای (۵) تا (۷) نشان می‌دهد که در سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه، میانگین نتایج تا حدودی کمتر از تغییر مکان طراحی ولی در سازه ۲۰ طبقه، تقریباً برابر با تغییر مکان طراحی است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که سازه‌های ۵ طبقه و همچنین سازه‌های ۱۰ طبقه در خاک نوع D تا حدودی



شکل ۷ نتایج پروفیل تغییر مکان برای دیوار برشی ۲۰ طبقه

تغییر مکان نسبی طبقه بام و انحنای پای دیوار

چنان که اشاره شد، معیار غیر سازه‌ای در دیوارهای برشی، تغییر مکان نسبی بام می‌باشد که برابر ۲٪ در نظر گرفته شد. بنابراین هدف عملکردی زمانی برآورده می‌گردد که میانگین نتایج مربوط به تغییر مکان نسبی بام حدود ۲٪ بوده و پراکندگی نتایج نیز کم باشد. بر اساس اطلاعات ارائه شده در جدول ۲، میانگین تغییر مکان نسبی بام برای سازه‌های مختلف بین ۱/۶٪ تا ۲٪ بوده که بیانگر عملکرد مناسب سازه‌های طراحی شده به این روش است. ضمناً حداکثر پراکندگی نتایج (σ) نیز در حدود ۲۰٪ می‌باشد و مقادیر $\mu + \sigma$ برای تغییر مکان نسبی بام بین ۲٪ تا ۲/۴٪ قرار گرفته است.

در جدول (۲)، $\Delta_{(\mu)}$ ، $\Delta_{(\mu+\sigma)}$ ، $\theta_{(\mu)}$ ، $\theta_{(\mu+\sigma)}$ به ترتیب تغییر مکان جانبی میانگین نتایج، تغییر مکان جانبی میانگین به اضافه انحراف معیار استاندارد، جابه‌جایی نسبی میانگین نتایج، جابه‌جایی نسبی میانگین به اضافه انحراف معیار استاندارد در

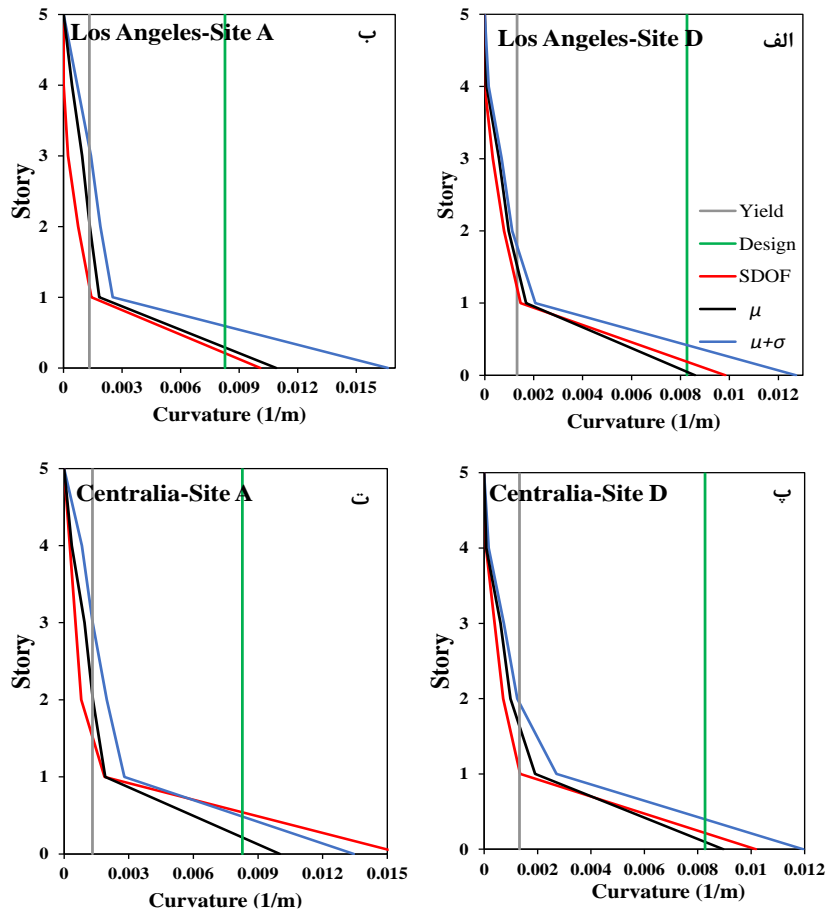
به طور خلاصه می‌توان چنین گفت که روش طراحی ارائه شده توسط پریستلی و همکاران [5]، برای سازه‌های کوتاه مناسب و کمی دست بالا بوده و برای سازه‌های بلند کاملاً مناسب بوده و اثرات افزایش تغییر مکان ناشی از مودهای بالاتر را نیز می‌پوشاند.

در انتها شایان ذکر است که انتظار می‌رود در سازه‌های کوتاه مانند سازه ۵ طبقه که اثر مودهای بالاتر قابل چشم‌پوشی است، تغییر مکان سازه در حد تغییر مکان سازه تک درجه آزادی باشد؛ در حالی که کمتر از آن شده است. علت این موضوع را می‌توان در پروفیل انحنای پروفیل لنگر در ارتفاع دیوار جستجو کرد. چرا که وجود یک جرم متمرکز در سازه تک درجه آزادی موجب تشکیل پروفیل خطی (مثلثی) لنگر در ارتفاع دیوار شده؛ در حالی که پروفیل لنگر در سازه چند درجه آزادی به علت بار گسترده غیر یک‌نواخت زلزله از درجات بالاتری بوده و تغییر مکان کمتری ایجاد می‌کند.

تراز بالاترین نقطه دیوار برشی می‌باشند. نمودارهای (۸) تا (۱۰) نتایج پروفیل انحنا را برای سازه‌های طراحی شده نشان می‌دهد. در این نمودارها ابتدا مقادیر میانگین هندسی (μ) و میانگین به اضافه انحراف معیار ($\mu + \sigma$) انحنای طبقات برای ۴۵ رکورد تعیین و محاسبه گردید. در نمودارهای مذکور پروفیل انحنا سازه تک درجه آزادی (SDOF) و مقدار انحنای تسلیم (Yield) و انحنای طراحی (Design) نیز برای مقایسه و تفسیر بهتر نتایج مشخص شده‌اند.

جدول ۲ نتایج تحلیل‌های دینامیکی برای تغییر مکان و تغییر مکان نسبی بام

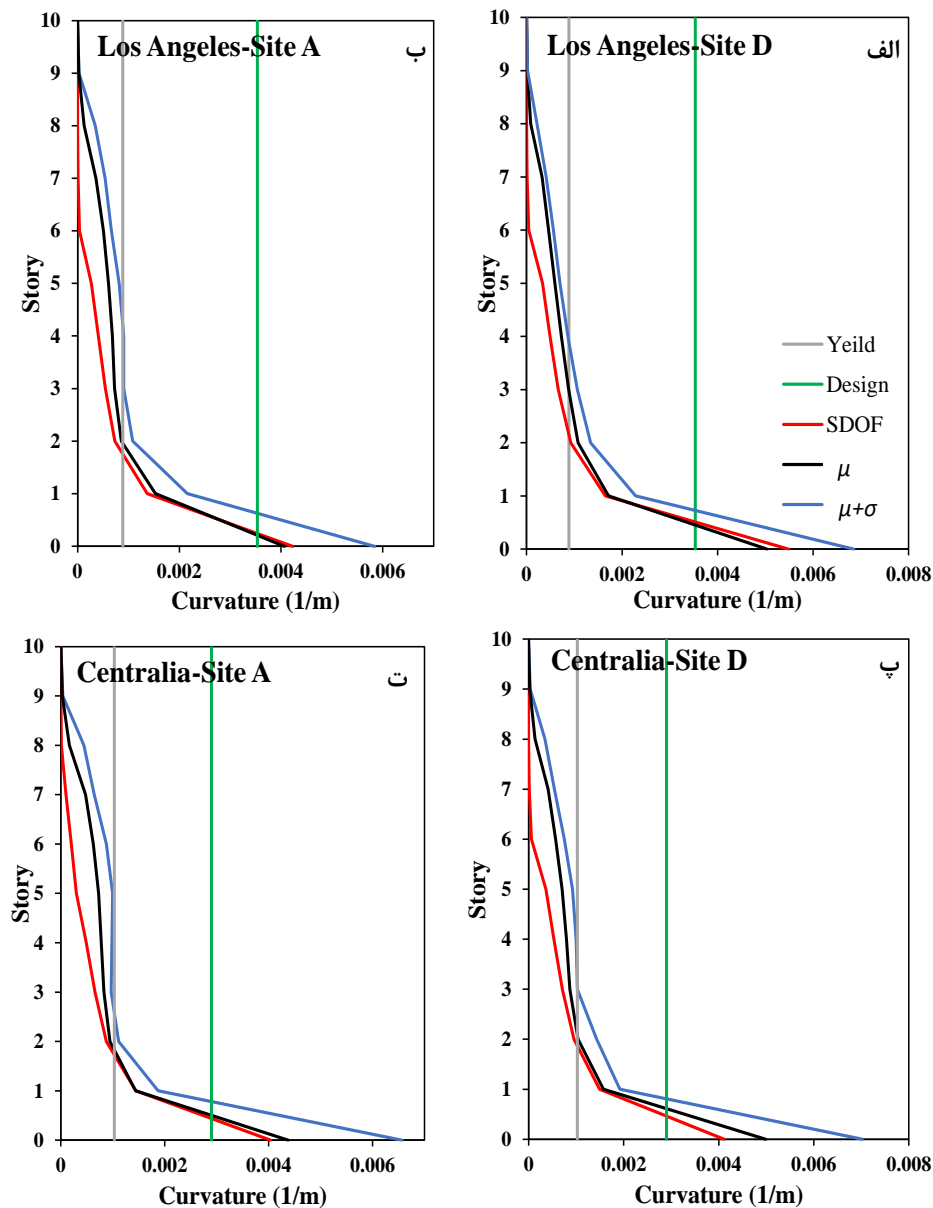
Story	city	soil	$\Delta_D(m)$	$\Delta_{(\mu)}$	$\Delta_{(\mu+\sigma)}$	$\theta_{(\mu)}$	$\theta_{(\mu+\sigma)}$
5	Los Angeles	D	0.18	0.15	0.19	0.017	0.021
		A	0.18	0.15	0.21	0.019	0.024
	Centralia	D	0.18	0.15	0.20	0.018	0.022
		A	0.18	0.14	0.19	0.017	0.022
10	Los Angeles	D	0.32	0.32	0.39	0.020	0.024
		A	0.32	0.25	0.33	0.016	0.020
	Centralia	D	0.30	0.30	0.35	0.019	0.022
		A	0.30	0.27	0.33	0.018	0.021
20	Los Angeles	D	0.54	0.53	0.62	0.018	0.022
		A	0.54	0.49	0.61	0.017	0.021
	Centralia	D	0.53	0.47	0.57	0.016	0.020
		A	0.53	0.51	0.59	0.019	0.022



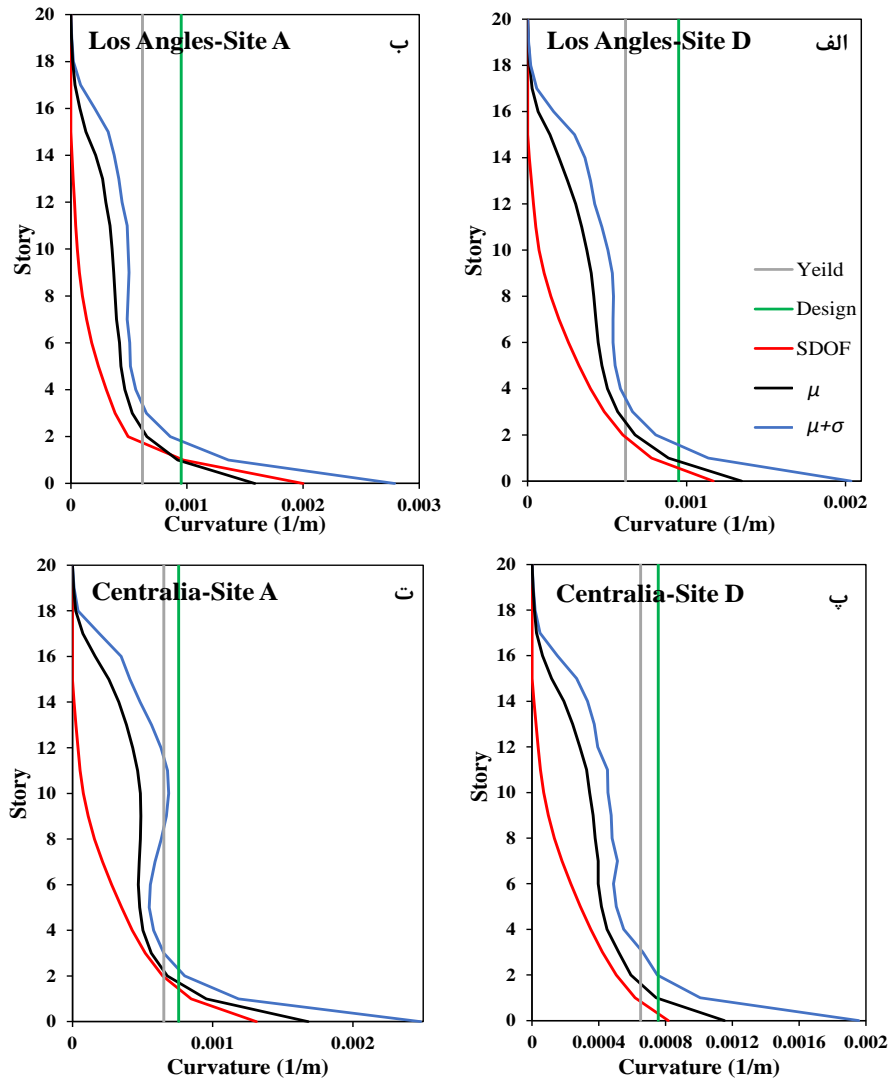
شکل ۸ نتایج پروفیل انحنا برای دیوار برشی ۵ طبقه

دیوار گسترده شده است. به طور مثال شکل (۹) نشان می‌دهد که انحنا دیوار تا دو طبقه بیشتر از انحنا تسلیم بوده و به عبارت دیگر تا دو طبقه از دیوار وارد حوزه غیر خطی شده است. با این حساب جهت مقایسه انحنا پای دیوار باید میانگین انحنا در طول ناحیه غیر خطی مدل با مقادیر انحنا طراحی مقایسه شود. بررسی شکل‌های (۹) و (۱۰) نشان می‌دهد که میانگین انحنا در طول ناحیه غیر خطی با تقریب خوبی، نزدیک به انحنا طراحی است.

همان طور که در شکل (۸) مشاهده می‌شود مقدار انحنا پای دیوار تقریباً با انحنا طراحی برابر است. اما شکل‌های (۹) و (۱۰) نشان می‌دهد که اختلاف بین انحنا طراحی و پاسخ انحنا در سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه قابل توجه است. این موضوع به دلیل تفاوت نوع مدل‌سازی مفصل پلاستیک در این تحقیق با فرضیات روش DDBD است. چرا که در روش DDBD، مفصل پلاستیک به صورت متمرکز فرض شده است ولی در اینجا دیوار به صورت فایبر مدل‌سازی شده که مفصل پلاستیک در ارتفاع



شکل ۹ نتایج پروفیل انحنا برای دیوار برشی ۱۰ طبقه



شکل ۱۰ نتایج پروفیل انحنای دیوار برشی ۲۰ طبقه

شایان ذکر است که در این پژوهش، مقطع دیوار برشی در ارتفاع سازه ثابت فرض شده است. در صورت کاهش مقطع دیوار در ارتفاع که بسیار متداول نیز می‌باشد، احتمال تشکیل مفصل پلاستیک در میانه ارتفاع افزایش می‌یابد. به همین دلیل در بسیاری از آیین‌نامه‌ها و تحقیقات، برای طراحی خمشی، پوش لنگر محافظه‌کارانه‌تری پیشنهاد می‌شود [32].

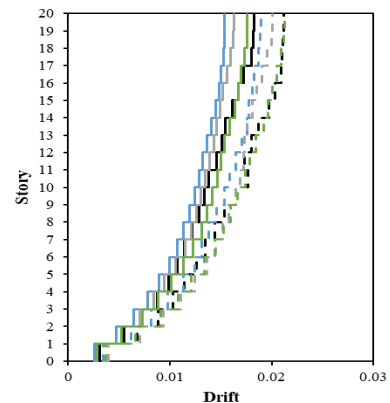
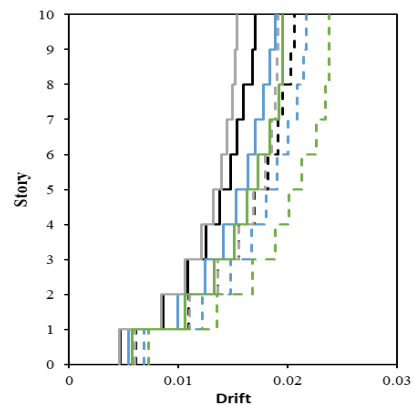
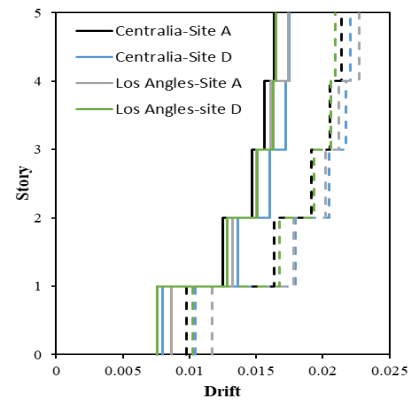
شکل (۱۱) پروفیل جابه‌جایی نسبی طبقات را نشان می‌دهند. این شکل‌ها بیانگر این هستند که جابه‌جایی نسبی طبقات در طبقات برای نتایج میانگین کمتر از ۲ درصد بوده و برای نتایج میانگین به علاوه انحراف معیار در برخی طبقات نیمه بالایی دیوار از ۲ درصد تجاوز می‌کند. به طور کلی می‌توان نتیجه گرفت که این روش طراحی تا حد قابل قبولی جابه‌جایی نسبی طبقات را در حد مطلوب کنترل می‌نماید.

نکته جالب توجه دیگر در نمودارهای (۸) تا (۱۰)، روند تغییرات پروفیل انحنای در ارتفاع سازه می‌باشد. در سازه‌های ۵ طبقه، توزیع انحنای در ارتفاع (خط مشکی) تا حد زیادی به مقدار انحنای سازه تک درجه آزاد (خط قرمز) نزدیک است. ولی با افزایش ارتفاع سازه این نمودارها از یکدیگر فاصله می‌گیرد. تا جایی که در شکل (۱۰) افزایش انحنای ناشی از اثر مودهای بالاتر در سازه ۲۰ طبقه کاملاً مشهود است تا جایی که در شکل‌های (۹) - (ت) و (۱۰ - ت) مشاهده می‌شود که امکان تشکیل مفصل پلاستیک در میانه ارتفاع سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه نیز وجود دارد. از آنجایی که تشکیل مفصل در این نواحی مطابق مکانیزم پیش‌بینی شده دیوار برشی نیست، از طرفی رفتار لرزه‌ای سیستم را تحت تأثیر قرار داده و از طرف دیگر به دلیل تأمین نشدن شکل‌پذیری در این نواحی، خسارت‌هایی را در پی خواهد داشت.

رکوردهای طبیعی

به منظور بررسی و مقایسه رکوردهای طبیعی، در این پژوهش ۱۰ رکورد از FEMA P-695 انتخاب شد و بعد از مقیاس شدن به سازه‌های طراحی شده اعمال گردید. جدول (۳) مشخصات رکوردهای طبیعی انتخاب شده را نشان می‌دهد. نمودارهای (۱۲) تا (۱۴) نتایج تحلیل تاریخچه زمانی برای جابه‌جایی نسبی طبقات، انحنا و تغییر مکان جانبی سازه می‌باشد. در این نمودارها، خط توپر نشان دهنده میانگین پاسخ ۱۰ رکورد طبیعی و خط چین نشان دهنده میانگین به اضافه انحراف استاندارد است. در شکل (۱۲) مشاهده می‌شود که مقادیر میانگین تغییر مکان در اکثر موارد کمتر و یا برابر مقادیر طراحی است. تنها در سازه‌های ۲۰ طبقه منطقه Centralia نتایج میانگین کمی از مقادیر طراحی بیشتر شده‌اند. این موضوع بیانگر این است که میانگین نتایج نیازهای تغییر مکانی سازه را به حد قابل قبولی تأمین کرده است. ولی نتایج میانگین به علاوه انحراف معیار اختلاف قابل توجهی با نتایج میانگین دارد.

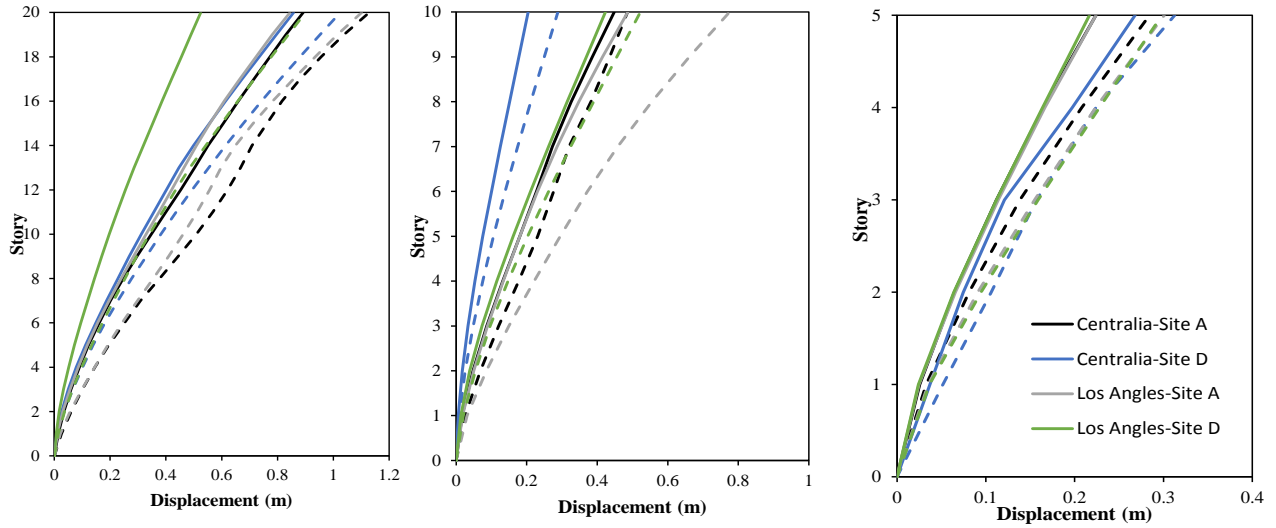
در شکل (۱۳) نتایج انحنا بیانگر این است که در خاک نوع A مقادیر انحنا در پای دیوار و همین‌طور پروفیل ارتفاع نسبت به خاک نوع D قابل توجه می‌باشد. همچنین احتمال تشکیل مفصل پلاستیک در میانه ارتفاع در خاک نوع A بیشتر است. در نمودارهای شکل (۱۴) مشاهده می‌شود که چنان‌که پیش‌بینی می‌شد، جابه‌جایی نسبی طبقات عمدتاً در طبقه بام به بیشترین مقدار خود می‌رسد که در برخی سازه‌ها به مقدار حداکثر ۲ درصد رسیده است. این نتایج برای مقادیر میانگین به علاوه انحراف معیار، در برخی طبقات تا ۲٫۵ درصد نیز می‌رسد. البته مطابق شکل (۱۴)، در سازه ۲۰ طبقه نحوه توزیع جابه‌جایی نسبی در ارتفاع نسبت به تغییر شکل مود اول سازه تا حدی تغییر کرده که این موضوع به علت اثر مودهای بالاتر می‌باشد.



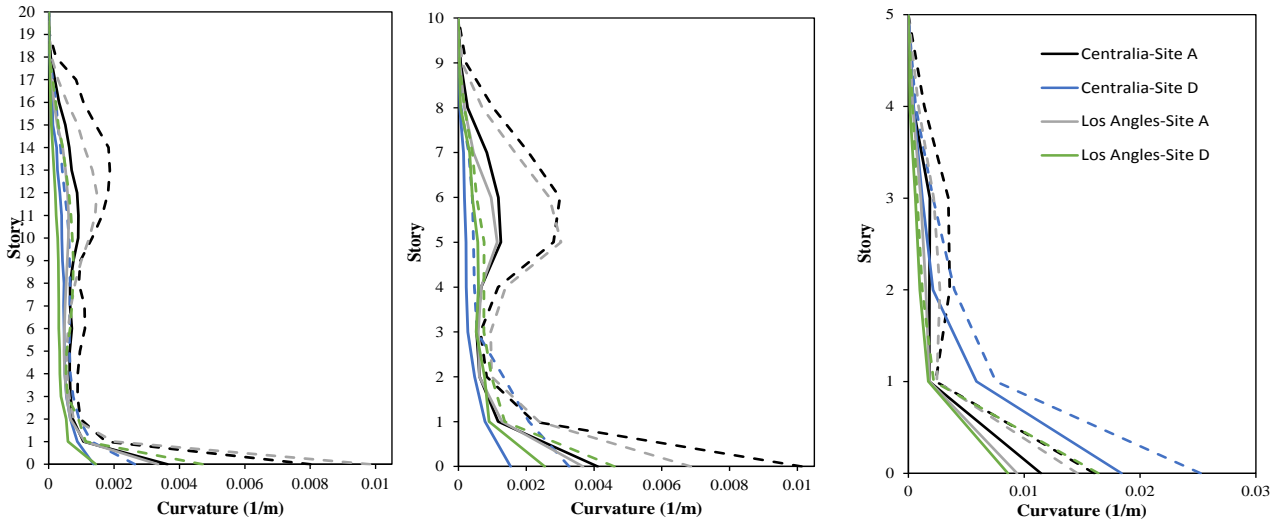
شکل ۱۱ نتایج تغییر مکان نسبی طبقات برای دیوار برشی ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه

جدول ۳ مشخصات رکوردهای طبیعی

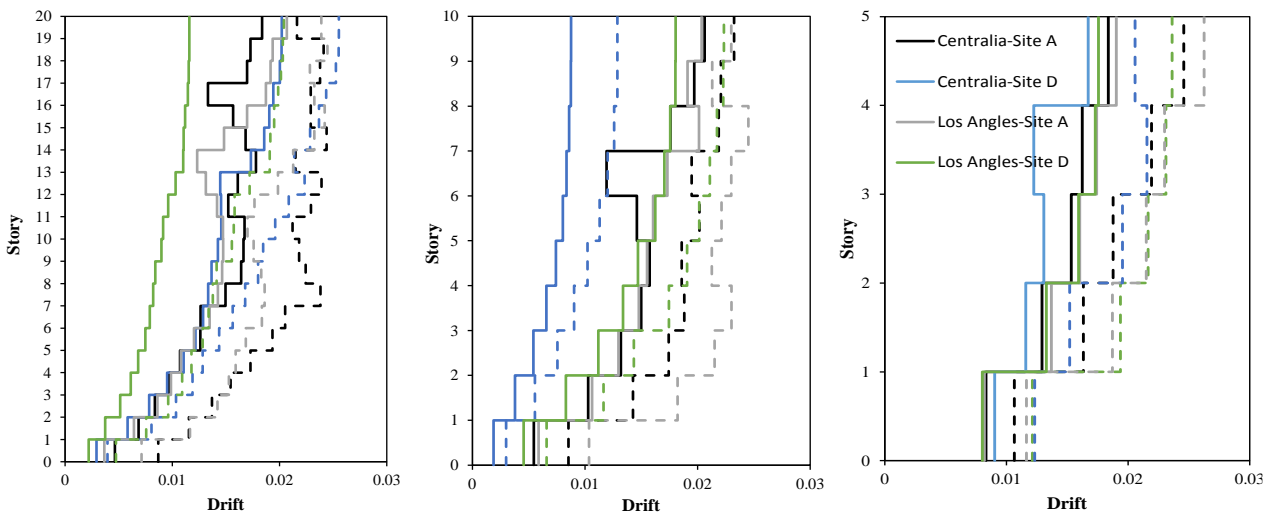
شماره رکورد	نام رکورد	نام ایستگاه	سال	بزرگا	PGA (g)
1	Northridge	Beverly Hills - Mulhol	1994	6.7	0.42
2	Northridge	Canyon Country-WLC	1994	6.7	0.41
3	Duzce, Turkey	Bolu	1999	7.1	0.73
4	Hector Mine	Hector	1999	7.1	0.27
5	Imperial Valley	Delta	1979	6.5	0.24
6	Imperial Valley	El Centro Array #11	1979	6.5	0.36
7	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	1995	6.9	0.51
8	Kobe, Japan	Shin-Osaka	1995	6.9	0.24
9	Kocaeli, Turkey	Duzce	1999	7.5	0.31
10	Kocaeli, Turkey	Arcelik	1999	7.5	0.22



شکل ۱۲ نتایج تغییر مکان جانبی دیوار برشی ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه برای رکوردهای طبیعی



شکل ۱۳ نتایج پروفیل انحنا دیوار برشی ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه برای رکوردهای طبیعی



شکل ۱۴ نتایج تغییر مکان نسبی طبقات در دیوار برشی ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه برای رکوردهای طبیعی

نتیجه گیری

در این مطالعه ابتدا ۱۲ ساختمان دارای سیستم باربر لرزه‌ای دیوار برشی برای سطح عملکردی کنترل خرابی به روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان طراحی شد. سپس مدل غیرخطی دیوارهای برشی در نرم‌افزار اپنسیس ساخته شده و هر یک از مدل‌ها تحت ۴۵ رکورد مصنوعی و ۱۰ رکورد طبیعی مقیاس شده به طیف طرح قرار گرفت. نتایج به دست آمده از این مطالعه را می‌توان در موارد زیر خلاصه کرد:

۱. روش DDBD ارائه شده توسط پریستلی و همکاران [5] به طور مناسبی معیارهای عملکردی را برآورده کرده است. به طوری که در اکثر سازه‌ها، میانگین تغییر مکان جانبی و تغییر مکان نسبی طبقات تقریباً برابر با (و کمی دست پایین‌تر از) تغییر مکان هدف می‌باشد.
۲. میانگین پاسخ‌های تغییر مکانی در ساختمان‌های ۵ و ۱۰ طبقه تا حدودی نسبت به تغییر مکان هدف دست پایین می‌باشد. به عبارت دیگر طراحی سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه، اندکی دست بالا بوده و می‌توان سازه را کمی ضعیف‌تر طراحی کرد.
۳. با افزایش ارتفاع سازه و در نتیجه افزایش اثر مودهای بالاتر، مقادیر بیشینه تغییر مکان و تغییر مکان نسبی بام در ساختمان ۲۰ طبقه افزایش یافته و به هدف عملکردی نزدیک‌تر می‌شود.
۴. افزایش ارتفاع سازه و افزایش اثر مودهای بالاتر، میزان انحنای در نواحی میانی دیوار به میزان قابل توجهی افزایش می‌یابد.

مراجع

- [1] FEMA-356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings American Society of Civil Engineers, 2000.
- [2] ATC-40, Seismic Evaluation and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings: Applied Technology Council, 1996.
- [3] ASCE/SEI (ASCE/Structural Engineering Institute), Minimum design loads for buildings and other structures, ASCE/SEI 7-16, Reston, VA, 2016. [E-book] Available: ascelibrary.org
- [4] S. C. Goel and S. H. Chao, *Performance-based plastic design: earthquake-resistant steel structures*. International Code Council, 2008.
- [5] M. N. Priestley, G. M. Calvi, and M. J. Kowalsky, "Displacement based seismic design of structures," In Iuss Press, 2007.
- [6] T. B. Panagiotakos and M.N. Fardis, "Deformation-Controlled Earthquake-Resistant Design of RC Buildings," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 3 no. 4, pp. 498-518, 1999.

به طوری که احتمال تشکیل مفصل پلاستیک در ارتفاع میانی دیوار وجود دارد که این موضوع در صورت کاهش مقطع دیوار در ارتفاع سازه تشدید می‌شود.

۵. بررسی شاخص $\mu + \sigma$ برای متغیرهای تغییر مکان، تغییر مکان نسبی بام و انحنای نشان می‌دهد که با توجه به پراکندگی ۲۰ تا ۳۰ درصدی این پارامترها، حساسیت آنها نسبت به تغییرات ناشی از رکوردهای زلزله زیاد نبوده و سازه تحت اثر اکثر رکوردهای زلزله عملکرد مناسبی از خود نشان می‌دهد.

واژه‌نامه

طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان

Direct Displacement-Based Design (DDBD)	
Displacement	جابه‌جایی (تغییر مکان)
Inter-story drift	جابه‌جایی نسبی طبقات
Curvature	انحنای
Median	میانگین
Standard deviation	انحراف استاندارد

سپاسگزاری

- [7] J. P. Browning, "Proportioning of Earthquake-Resistant RC Building Structures," *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, vol. 127, no. 2, pp. 145-151, 2001.
- [8] M. A. Aschheim and E. F. Black, "Yield Point Spectra for Seismic Design and Rehabilitation," *Earthquake Spectra*, vol. 16, no. 2, pp. 317-336, 2000.
- [9] A. K. Chopra and R. K. Goel, "Direct Displacement-Based Design: Use of Inelastic vs. Elastic Design Spectra," *Earthquake Spectra*, vol. 17, no. 1, pp. 47-65, 2001.
- [10] S. A. Freeman, "The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design," *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, 1998, pp. 6-11.
- [11] *SEAOC, Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, 7th ed, 1999.
- [12] A. J. Kappos and A. Manafpour, "Seismic Design of R/C buildings with the Aid of Advanced Analytical Techniques," *Engineering Structures*, vol. 23, no. 4, pp. 319-332, 2001.
- [13] T. J. Sullivan, G. M. Calvi, M. J. N. Priestley, and M. J. Kowalsky, "The limitations and performances of different displacement-based design methods," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 7, pp. 201-241, 2003.
- [14] A. Sharma, R. K. Tripathi, and G. Bhat, "Comparative performance evaluation of RC frame structures using direct displacement-based design method and force-based design method," *Asian Journal of Civil Engineering*, vol. 21, no. 3, pp. 381-394, 2020.
- [15] Indian Standard (IS), *Criteria for earthquake resistant design of structures, part-1 general provisions and building sixth revision*, 5th ed., New Delhi: Bureau of Indian standards, 2016.
- [16] Indian Standard (IS) 456, "Code of Practice for Plain and Reinforced Concrete", 4th ed., New Delhi: Bureau of Indian standards, 2000.
- [17] Q. Zhang, M. S. Alam, S. Khan, and J. Jiang, "Seismic performance comparison between force-based and performance-based design as per Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC) 2014," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 43, no 8, pp. 741-748, 2016.
- [18] Canadian Standards Association (CSA), *Canadian Highway Bridge Design Code S6-14.*, Toronto, Canada, 2014.
- [19] S. M. Hosseini and A. Karamodin, "Design and evaluation of zipper-braced frames using Performance-Based Plastic Design," In Proc. of 12th International Congress on Civil Engineering, Mashhad, Iran, 2021. (In Persian)
- [20] M. S. Abdolmohammadi and K. Shakeri, "Investigation of Performance Based Plastic Design method of steel moment frames with RBS connections," *Journal of Steel and Structures*, vol. 9, no. 18, pp. 15-33, 2016. (In Persian)
- [21] O. Bahar and F. Gozasht, "Seismic evaluation of regular MR steel frames designed by Direct Displacement Based Method," *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, vol. 9, no. 18, pp. 47-62, 2015. (In Persian)
- [22] S. M. Razzaz and H. Shariatmadar, "Evaluation of coupled-shear walls subjected to near-field earthquakes," *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 27, no. 1, pp. 1-16, 2016. (In Persian)
- [23] M. Zeynalian and M. Mokhtari, "Displacement control based analytical description of pinching, sliding and degrading hysteretic system," *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 28, no. 2, pp. 39-56, 2017. (In Persian)
- [24] A. Sadeghizadeh and J. Akbari, "Hybrid force-displacement based seismic design method for eccentrically braced steel frames," *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 29, no. 2, pp. 119-130, 2017. (In Persian)

- [25] P. Esmaeiltabar Nesheli, J. Vaseghi Amiri, and H. Khosravi, "Comparison of simplified MVLEM model with Fiber model in nonlinear modeling of RC shear wall," *Journal of Structural and Construction Engineering*, vol. 7, no. 1, pp. 126-140, 2020. (In Persian)
- [26] M. Hajimohammadi, H. Khosravi, and R. Dezvareh, "The influence of ground motion duration on maximum displacement of elasto-plastic SDOFs," *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 35, no. 1, pp. 75-88, 2022. (In Persian)
- [27] F. McKenna, G. L. Fenves, and M. H. Scott, "Open system for earthquake engineering simulation," University of California, Berkeley, CA, 2000.
- [28] J. B. Mander, M. J. Priestley, and R. Park, "Theoretical stress-strain model for confined concrete," *Journal of Structural Engineering*, vol. 114, no. 8, pp. 1804-1826, 1988.
- [29] H. Luu, I. Ghorbanirenani, P. Leger, and R. Tremblay, "Numerical modeling of slender reinforced concrete shear wall shaking table tests under high-frequency ground motions," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 17, no. 4, pp. 517-542, 2013.
- [30] H. Luu, P. Léger, and R. Tremblay, "Seismic demand of moderately ductile reinforced concrete shear walls subjected to high-frequency ground motions," *Canadian journal of civil engineering*, vol. 41, pp. 125-135, 2014.
- [31] ATC72-1, Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings: ATC/PEER, 2010.
- [32] S. Abdi, H. Khosravi, and A. H. Jafarieh, "Seismic force demand on RC shear walls for direct displacement-based design," *Structural Concrete*, vol. 23, no. 3, pp. 1508-1532, 2022.
- [33] G. M. Atkinson, "Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectra," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 36, no. 6, pp. 991-1000, 2009.