

ارزیابی روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان برای قاب‌های EBF

امین محب‌خواه

استادیار مهندسی عمران- سازه، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه ملایر، ملایر، ایران
amoheb@malayeru.ac.ir

سینا فراهانی

کارشناس ارشد مهندسی عمران- سازه، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه ملایر، ملایر، ایران
sina_farahani459@yahoo.com

کلید واژه‌ها: روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان، قاب فولادی مهاربندی شده واگرا، تحلیل دینامیکی تاریخیچه زمانی غیرخطی، سطح عملکرد

چکیده

روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان یکی از روش‌های طراحی لرزه‌ای بر مبنای عملکرد می‌باشد که در دو دهه‌ی گذشته برای طراحی قاب‌های بتن آرمه، دیوارهای برشی و پل‌ها پیشنهاد و توسعه یافته است. در این روش، رفتار یک سیستم چند درجه آزادی توسط یک سازه یک درجه آزادی معادل جایگزین تقریب زده می‌شود. این سازه یک درجه آزاد دارای یک سختی سکانتی معادل در حداکثر تغییر مکان پاسخ و یک میرایی ویسکوز معادل می‌باشد. با معلوم بودن تغییر مکان طراحی هدف و شکل‌پذیری نظیر آن، سختی موثر سازه یک درجه آزاد در تغییر مکان حداکثر و برش پایه طراحی محاسبه شده و در ارتفاع سازه چند درجه آزادی مورد نظر توزیع می‌گردد. با وجود مطالعات متعدد انجام شده در مورد این روش برای انواع سازه‌ها، تا کنون تنها یک روش جامع برای سازه‌های فولادی با مهاربندی واگرا با تیر پیوند کوتاه در ادبیات فنی ارائه شده است. هدف از این مطالعه، ارزیابی روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان برای قاب‌های واگرا با انواع تیر پیوند کوتاه، متوسط و بلند می‌باشد. برای این منظور در این مطالعه سه قاب مهاربندی شده واگرا با تعداد طبقات ۵ طبقه با انواع عملکرد تیرهای پیوند با استفاده از روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان طراحی شده‌اند. پس از اعتبار سنجی روش مدل‌سازی المان محدود، رفتار لرزه‌ای سه قاب واگرای مورد بررسی در این مطالعه تحت تحلیل‌های تاریخیچه زمانی با استفاده از نرم‌افزار OpenSees ارزیابی می‌گردد. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد که روش طراحی مستقیم قاب‌های فولادی واگرا تخمین مناسبی از تغییر مکان نیاز غیرخطی این قاب‌ها به منظور رسیدن به سطح عملکرد مورد نظر ارائه می‌دهد.

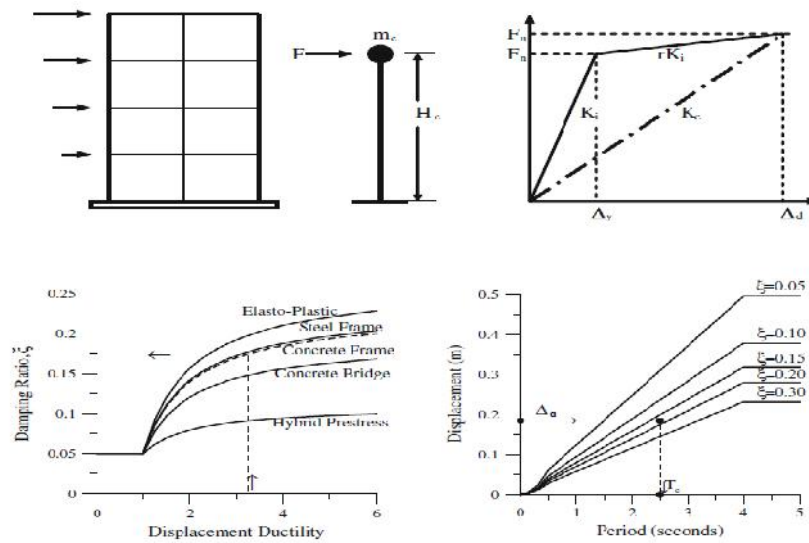
مقدمه

در سال‌های اخیر روش نوینی تحت عنوان روش طراحی بر مبنای عملکرد برای رسیدن به سطح خسارت قابل قبولی در برابر زلزله طرح مورد استفاده قرار می‌گیرد. روش مستقیم طراحی بر مبنای تغییر مکان که توسط پرسیلی و همکاران، ارائه گردیده یکی از مهمترین روش‌ها جهت طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بر مبنای عملکرد می‌باشد. در این روش سازه‌ها برای رسیدن به یک مقدار هدف عملکردی تحت یک شدت لرزه‌ای معین طراحی می‌گردند. بر خلاف روش نیرو که تغییر مکان را بعنوان یک پارامتر ثانویه و کنترلی در نظر می‌گیرد، در روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان، تغییر مکان به عنوان یک پارامتر اصلی در ابتدای روند طراحی در نظر گرفته می‌شود. در این روش در ابتدا یک سطح عملکرد مشخص تعریف می‌شود که به جابجایی متناظر سازه تبدیل می‌شود و در ادامه برش پایه‌ی طراحی براساس همین جابجایی هدف تعیین می‌گردد و با برش پایه‌ی بدست آمده و توزیع آن نیروهای طراحی اعضا بدست آمده و سازه برای سطح عملکرد مورد نظر طرح می‌شود.

پرسیلی در سال ۲۰۰۶ به طور کامل روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان را ارائه کرد که در این روش در ابتدا سازه‌ی مورد نظر به یک سازه‌ی یکدرجه آزادی با جرم و ارتفاع موثر تبدیل می‌شود و با در نظر گرفتن یک سطح عملکرد مورد نظر و بدست آوردن جابجایی هدف، منحنی جابجایی سازه و همین طور دوره تناوب سازه تعیین می‌گردد. در ادامه با داشتن دوره تناوب سازه، برش پایه‌ی طراحی سازه بدست می‌آید (Priestley et al., 2007). در شکل ۱ مراحل روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان نمایش داده شده است (Priestley et al., 2007).



سال ۲۰۱۳ سالیوان به ارائه روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان برای سازه‌های دارای قاب فولادی با مهاربند واگرا با تیر پیوند کوتاه پرداخت. در این روش ظرفیت نهایی جابجایی سازه حاصل از تغییر مکان‌های الاستیک و پلاستیک سازه بدست می‌آید و بوسیله این جابجایی و یک روند خلاقانه برش پایه‌ی طراحی بدست می‌آید و سازه طرح می‌شود (Sullivan, 2013).



شکل ۱: مراحل روش طراحی بر مبنای تغییر مکان (Priestley et al., 2007)

در روش ارائه شده توسط پریسلی بعد از بدست آمدن پریرود موثر سازه از منحنی تغییر مکان، سختی موثر و برش پایه‌ی طراحی سازه و توزیع نیروی جانبی در ارتفاع به ترتیب از روابط (۱) تا (۳) بدست می‌آید.

$$K_e = 4f^2 \frac{m_e}{T_e^2} \quad (1)$$

$$V_b = K_e \Delta_d + C \frac{m_e g \Delta_d}{H_e} \quad (2)$$

$$F_i = \frac{m_i \Delta_i}{\sum m_i \Delta_i} V_b \quad (3)$$

که در رابطه (۲)، قسمت دوم عبارت برش پایه مربوط به در نظر گرفتن اثر P- Δ می‌باشد و C ضریب ثابت می‌باشد که مقدار آن برای سازه‌های فولادی ۱ در نظر گرفته می‌شود. در روابط (۱) تا (۳) ارتفاع موثر H_e و جرم موثر m_e و تغییر مکان مورد انتظار Δ_d از روابط (۴) تا (۶) تعیین می‌گردد.

$$\Delta_d = \frac{\sum m_i \Delta_i^2}{\sum m_i \Delta_i} \quad (4)$$

$$m_e = \frac{\sum m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad (5)$$

$$H_e = \frac{\sum m_i \Delta_i h_i}{\sum m_i \Delta_i} \quad (6)$$



که در روابط (۴) تا (۶)، Δ_i و m_i و h_i به ترتیب تغییرمکان طراحی و جرم لرزه‌ای و ارتفاع در طبقه‌ی i می‌باشند. تاکنون قاب‌های فولادی مهاربندی شده و اگر با تیر پیوند بلند با این روش ارزیابی نشده است. در این مطالعه تعداد سه قاب فولادی مهاربندی شده و اگر با تیر پیوند کوتاه، متوسط و بلند با ارتفاع ۵ طبقه با روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییرمکان طراحی شده‌اند. به منظور ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی، تحت یک دسته شتاب نگاشت اصلاح شده، انجام می‌شود، و در انتها، برای ارزیابی عملکرد روش طراحی بر مبنای تغییرمکان، نمودارهای گریز میان طبقه‌ای، الگوی توزیع تغییرمکان جانبی در طبقات ترسیم و با منحنی تغییرمکان و ظرفیت گریز طبقات مقایسه شده است.

روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییرمکان برای سازه‌های فولادی با مهاربند و اگر

در روش طراحی بر مبنای تغییرمکان که برای سازه‌های فولادی با مهاربند و اگر توسط سالیوان (2013) Sullivan در سال ۲۰۱۲ ارائه شده است، یک رابطه‌ی جدید برای پروفیل طراحی تغییرمکان و همین‌طور یک رابطه به منظور محاسبه‌ی میرایی معادل ارائه شده است. به منظور بدست آوردن میرایی معادل سازه نیاز است که در ابتدا شکل پذیری مورد انتظار بدست آید. رابطه‌ی منحنی طراحی تغییرمکان برای سازه‌های فولادی و اگر با صورت رابطه (۷) ارائه شده است.

$$\Delta_i = \tilde{S}_y n_y h_i + \tilde{S}_c (n_c - n_y) h_i \frac{(2H_n - h_i)}{(2H_n - h_1)} \quad (7)$$

که در رابطه (۷)، h_i ارتفاع طبقه‌ی i از تراز پایه و H_n و h_1 به ترتیب ارتفاع کل سازه و ارتفاع طبقه‌ی اول می‌باشد. \tilde{S}_y ضریب اثر مودهای بالاتر می‌باشد که مقدار آن برای سازه تا ارتفاع ۶ طبقه ۱ در نظر گرفته می‌شود برای سازه با طبقات بالاتر تا ۱۵ طبقه، تا عدد ۰/۶ به صورت خطی کاهش می‌یابد. n_y مقدار حداقل جابجایی نسبی میان طبقه‌ای، و n_c مقدار جابجایی نسبی بحرانی طبقه‌ای می‌باشد که حاصل جمع تغییر شکل‌های خطی و غیرخطی سازه می‌باشد و از رابطه‌ی (۸) می‌آید.

$$n_{c, str, i} = n_{y, i} + n_{p, i} \quad (8)$$

که در رابطه (۸)، $n_{y, i}$ و $n_{p, i}$ به ترتیب جابجایی نسبی خطی و غیرخطی سازه می‌باشد. جابجایی نسبی خطی سازه حاصل جمع تغییرشکل‌های خطی اعضای تیر و ستون و مهاربند می‌باشد و جابجایی نسبی غیرخطی حاصل از عملکرد غیرخطی تیر پیوند می‌باشد و از رابطه‌ی (۹) بدست می‌آید.

$$n_{i, p} = \frac{e_i \cdot X_{p, link, i}}{L_b} \quad (9)$$

که در رابطه (۹)، $X_{p, link, i}$ چرخش مجاز پلاستیک تیر پیوند است که با توجه به سطح عملکرد تعیین می‌شود. e_i و L_b نیز به ترتیب طول تیر پیوند و طول کل دهانه می‌باشد. همچنین میرایی معادل سازه از رابطه‌ی (۱۰) بدست می‌آید.

$$\zeta_{eq} = 0.07 \left(1 + \frac{1.17(\tilde{\sim} - 1)}{1 + e^{(\sqrt{\tilde{\sim}} - 1)}} \right)^2 - 0.02 \quad (10)$$

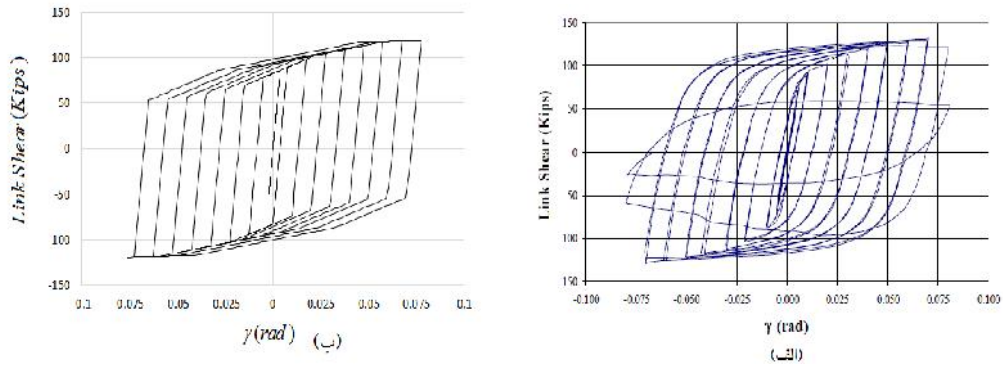
که در رابطه (۱۰)، $\tilde{\sim}$ شکل پذیری مورد انتظار سازه می‌باشد که حاصل تقسیم تغییرمکان نسبی میان طبقه‌ای مورد انتظار به مقدار تسلیم آن می‌باشد و از رابطه‌ی (۱۱) بدست می‌آید.

$$\tilde{\sim}_i = \frac{n_i}{n_{y, i}} \quad (11)$$

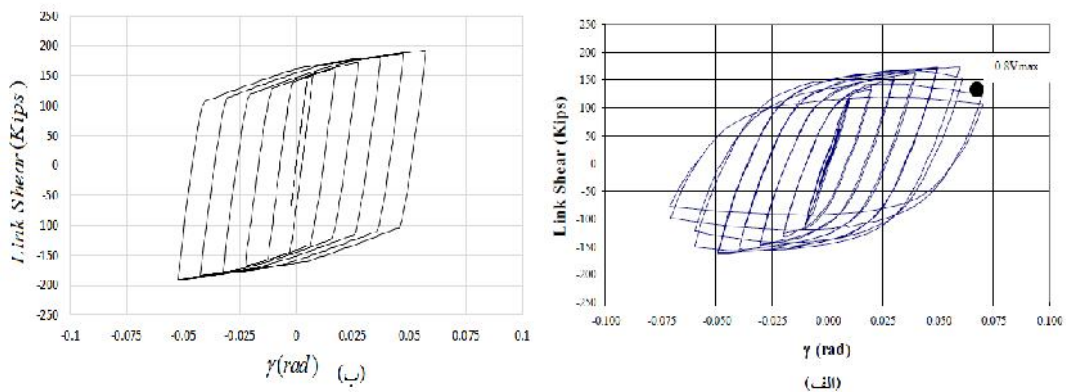


اعتبار سنجی مدل سازی عددی تیر پیوند بلند

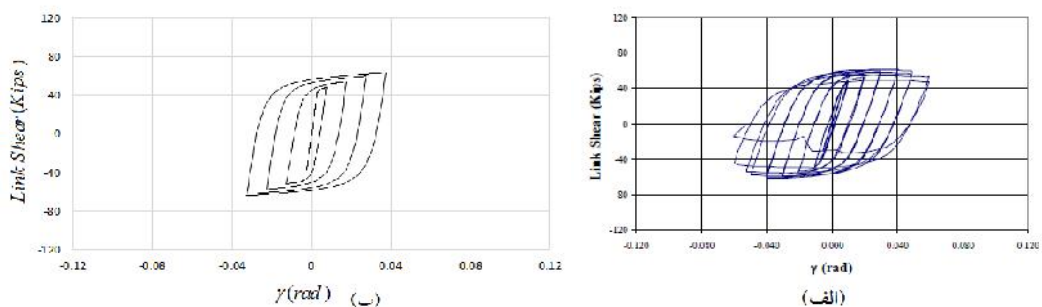
به منظور اعتبارسنجی مدل سازی عددی تیرهای پیوند کوتاه، متوسط و بلند در نرم افزار OpenSees سه نمونه (نمونه‌های UTA4A، UTA 9 و UTA 3 به ترتیب با عملکردهای برشی، برشی-خمشی و خمشی)، از تیرهای آزمایش شده توسط آرسی (2002) Arce، را در نظر گرفته و مدل سازی عددی آن‌ها مطابق با مدل پیشنهادی ریچاردز و یوانگ (2006) Richards and Uang، صورت گرفته است. با توجه به شکل‌های ۲ تا ۴ که نمودارهای چرخه‌ای نیرو-جابجایی مدل‌های عددی و آزمایشگاهی باشند، می‌توان نتیجه گرفت که روش مدل سازی عددی انتخاب شده دارای دقت خوبی در مدل سازی نمونه آزمایشگاهی است.



شکل ۲: نتایج اعتبار سنجی نمونه UTA 4A (الف) منحنی آزمایشگاهی (Arce (2002) ب) منحنی مدل المان محدود



شکل ۳: نتایج اعتبار سنجی نمونه UTA 9 (الف) منحنی آزمایشگاهی (Arce (2002) ب) منحنی مدل المان محدود



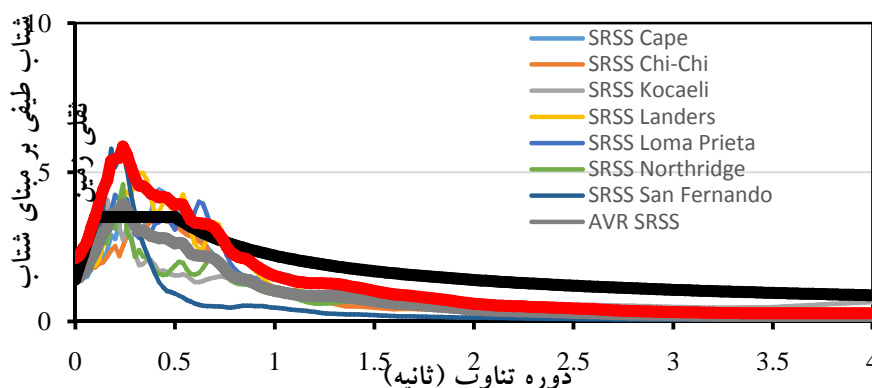
شکل ۴: نتایج اعتبار سنجی نمونه UTA 3 (الف) منحنی آزمایشگاهی (Arce (2002) ب) منحنی مدل المان محدود

ورودی لرزه‌ای برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی

در این مطالعه به منظور تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی از ۱۴ شتاب‌نگاشت زلزله واقعی که متناسب با ساختگاه مورد نظر انتخاب شده‌اند، استفاده شده است. این شتاب‌نگاشت‌ها از پایگاه اطلاعات جنبش قوی زمین دانشگاه برکلی استخراج شده‌اند. از آنجا که خاک محل مورد نظر از نوع



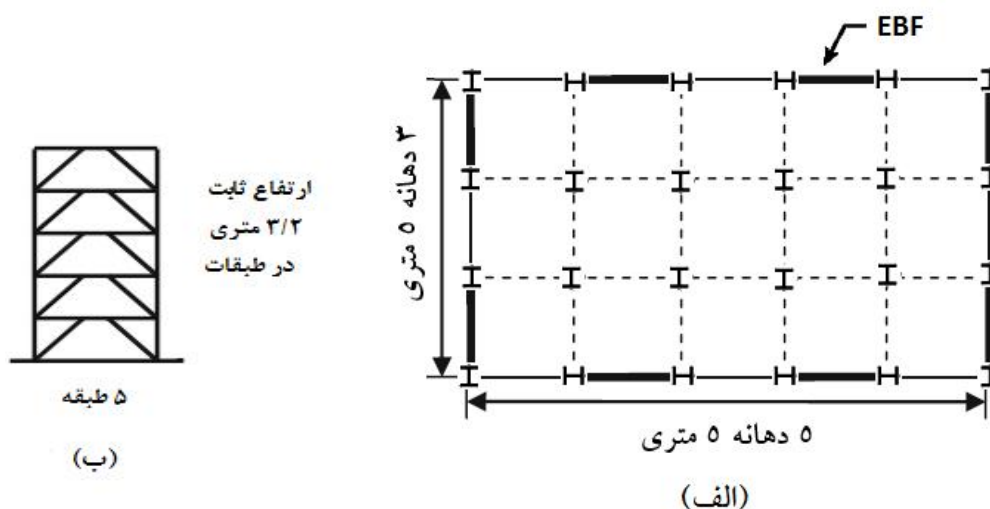
۲ می‌باشد، لذا انتخاب شتاب‌نگاشت‌های مورد بررسی باید در مناطقی باشد که سرعت موج برشی خاک در عمق ۳۰ متری از سطح زمین آن منطقه در محدوده ۳۷۵ تا ۷۵۰ متر بر ثانیه باشد. در ادامه این رکوردها بر اساس روش مقیاس کردن آیین‌نامه (ASCE7 (2010) به طوری مقیاس شده‌اند که طیف میانگین شتاب‌نگاشت‌ها با میرایی ۵ درصد از ۱/۴ برابر طیف استاندارد طراحی ساختمان مورد نظر در بازه ۰/۲ تا ۱/۵ برابر زمان تناوب طبیعی مود اصلی سازه، کمتر نباشد. شکل ۵ طیف مقیاس شده رکوردها را همراه طیف خاک مورد نظر نمایش می‌دهد. شایان ذکر است، تمامی شتاب‌نگاشت‌های انتخابی در این مطالعه دور از گسل انتخاب شده‌اند.



شکل ۵: طیف مقیاس شده رکوردها

فرضیات طراحی قاب‌ها به روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان

در این تحقیق سه قاب فولادی ۵ طبقه با مهاربند واگرای فولادی با طول‌های تیر پیوند کوتاه، متوسط و بلند با استفاده از روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان طراحی شده‌اند. مطابق با شکل ۶ ارتفاع طبقات و طول دهانه به ترتیب ۳/۲ و ۵ متر می‌باشند. فولاد مصرفی از نوع A992 با تنش تسلیم 344Mpa (50ksi) می‌باشد. طراحی اعضا خارج از ناحیه‌ی تیر پیوند به روش طراحی بر مبنای ظرفیت و مطابق با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۲)، صورت گرفته است. بار مرده و زنده طبقات به ترتیب ۵۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است. سازه‌ها بر اساس سطح عملکرد خسارت قابل جبران، طراحی شده‌اند. برای مقاطع تیرها و ستون‌ها و مهاربندها از مقاطع HE اروپایی استفاده شده است. در جدول‌های ۱، ۲ و ۳ مقاطع نهایی طراحی شده و مقادیر گریز میان طبقه‌ای و شکل‌پذیری مورد انتظار هر طبقه‌ی بدست آمده از روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان، ارائه شده است.



شکل ۶: نمای مدل‌های مورد بررسی در این مطالعه (الف) پلان سازه (ب) نمای جانبی قاب‌ها



جدول ۱: نتایج نهایی طراحی قاب ۵ طبقه با تیر پیوند کوتاه

طبقه	مقطع مهاربند	مقطع ستون	مقطع تیر پیوند	طول تیر پیوند (m)	μ_i (%)	$\tilde{\mu}_i$
۱	HE 160 B	HE 240 B	HE 260 B	۰/۶۸	۱/۲۰	۳/۳۱
۲	HE 160 B	HE 200 B	HE 260 B	۰/۶۸	۱/۰۱	۲/۲۱
۳	HE 140 B	HE 140 B	HE 240 B	۰/۶۳	۰/۸۳	۱/۴۷
۴	HE 120 B	HE 100 B	HE 200 B	۰/۵۱	۰/۶۴	۱/۰۴
۵	HE 120 B	HE 100 B	HE 160 B	۰/۴۰	۰/۴۵	۰/۸۱

جدول ۲: نتایج نهایی طراحی قاب ۵ طبقه با تیر پیوند متوسط

طبقه	مقطع مهاربند	مقطع ستون	مقطع تیر پیوند	طول تیر پیوند (m)	μ_i (%)	$\tilde{\mu}_i$
۱	HE 160 B	HE 220 B	HE 240 B	۱/۱۰	۱/۴۹	۲/۳۹
۲	HE 160 B	HE 180 B	HE 240 B	۱/۱۰	۱/۳۰	۱/۷۷
۳	HE 160 B	HE 140 B	HE 240 B	۱/۱۰	۱/۱۰	۱/۳۷
۴	HE 140 B	HE 100 B	HE 200 B	۰/۹۰	۰/۹۱	۱/۰۹
۵	HE 120 B	HE 100 A	HE 160 B	۰/۷۰	۰/۷۱	۰/۹۱

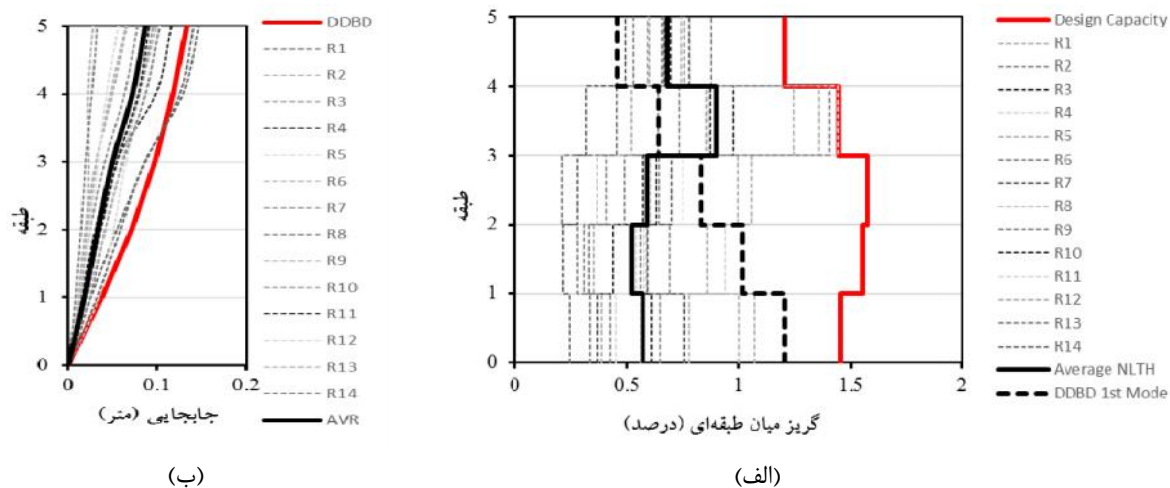
جدول ۳: نتایج نهایی طراحی قاب ۵ طبقه با تیر پیوند بلند

طبقه	مقطع مهاربند	مقطع ستون	مقطع تیر پیوند	طول تیر پیوند (m)	μ_i (%)	$\tilde{\mu}_i$
۱	HE 200 B	HE 240 B	HE 320 B	۲/۰۷	۱/۳۰	۱/۴۸
۲	HE 200 B	HE 200 B	HE 320 B	۲/۰۷	۱/۲۱	۱/۲۳
۳	HE 200 B	HE 140 B	HE 300 B	۱/۹۷	۱/۱۲	۱/۱۱
۴	HE 160 B	HE 100 B	HE 260 B	۱/۷۰	۱/۰۲	۰/۹۸
۵	HE 120 B	HE 100 A	HE 160 B	۱/۰۱	۰/۹۳	۱/۰۳

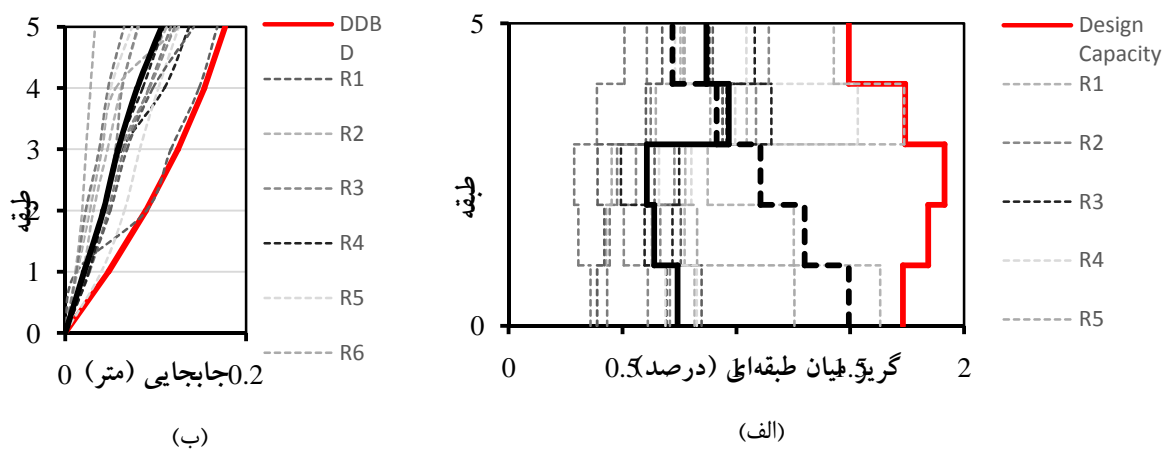
تحلیل و ارزیابی قاب‌های طراحی شده

برای ارزیابی عملکرد سازه‌های طراحی شده با روش طراحی بر مبنای تغییرمکان، از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی بوسیله‌ی نرم افزار OpenSees 2.4.0 استفاده شده است. به منظور مدل‌سازی و رفتار سنجی غیرخطی قاب‌ها برای مقاطع از مقاطع رشته‌ای غیرخطی استفاده شده و برای در نظر گرفتن اثر $P - \Delta$ نیز، ستون‌های ثقیلی طراحی شده‌اند. در شکل‌های ۷، ۸ و ۹ نتایج این تحلیل‌ها که در برگزیده‌ی الگوی توزیع تغییرمکان جانبی در طبقات و گریز میان طبقه‌ای می‌باشند، نشان داده شده است. همان‌طور که نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد، گریزهای میان طبقه‌ای و تغییرمکان‌های طبقات از مقدار ظرفیت آن‌ها که روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییرمکان برای سازه‌ها برآورد کرده است، بیشتر نشده است و این امر نشان می‌دهد که روش طراحی مستقیم قاب‌های فولادی واگرا تخمین مناسبی از تغییرمکان‌های غیرخطی این قاب‌ها به منظور رسیدن به سطح عملکرد مورد نظر ارائه می‌دهد. در شکل ۹-الف مشاهده می‌شود که گریز میانگین رکوردها در طبقه‌ی آخر قاب ۵ طبقه با تیر پیوند بلند از مقدار ظرفیت خود بیشتر شده است. مطابق با رابطه (۷) منحنی تغییرمکان سازه برای قاب‌های ۶ طبقه به بالا به منظور در نظر گرفتن اثر مودهای بالاتر اصلاح می‌شود. این در حالی است که نتایج قاب ۵ طبقه با تیر پیوند بلند نشان می‌دهد این اصلاحیه باید برای قاب‌های ۵ طبقه با تیر پیوند بلند نیز اعمال گردد.

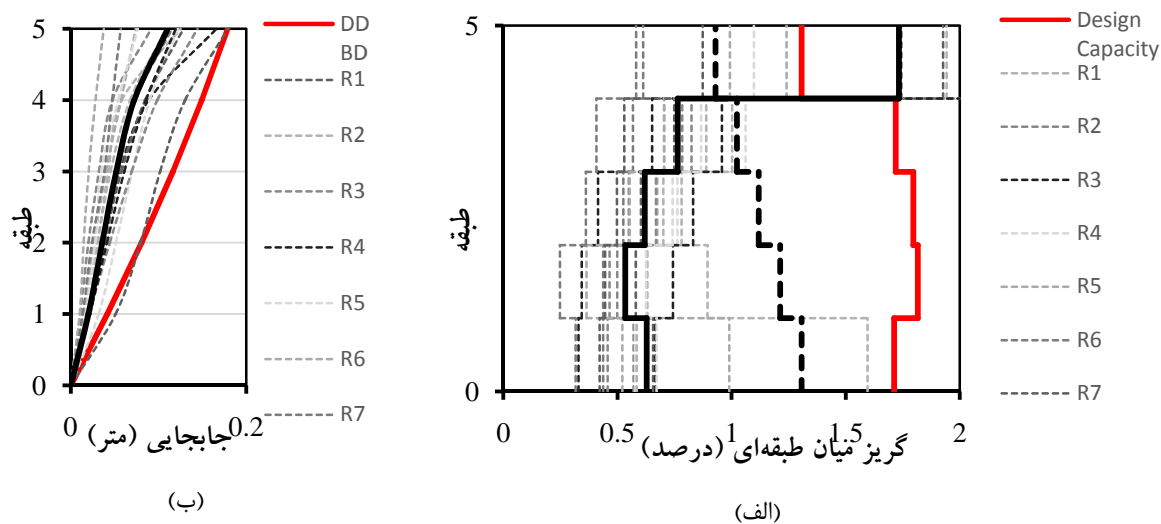




شکل ۷: نتایج سازه ۵ طبقه با تیر پیوند کوتاه (الف) نمودار گریز میان طبقه‌ای (ب) الگوی توزیع تغییر مکان جانبی در طبقات



شکل ۸: نتایج سازه ۵ طبقه با تیر پیوند متوسط (الف) نمودار گریز میان طبقه‌ای (ب) الگوی توزیع تغییر مکان جانبی در طبقات



شکل ۹: نتایج سازه ۵ طبقه با تیر پیوند بلند (الف) نمودار گریز میان طبقه‌ای (ب) الگوی توزیع تغییر مکان جانبی در طبقات



در این مطالعه به ارزیابی سازه‌های فولادی مهاربندی شده واگرا با عملکردهای متفاوت تیر پیوند که با روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییرمکان برای سطح خطر خسارت قابل جبران طراحی شده‌اند، پرداخته شد. جهت طراحی این سازه‌ها از روابط ارائه شده توسط سالیوان (Sullivan (2013)، استفاده گردید. به منظور اعتبار سنجی مدل‌سازی عددی، تیرهای پیوند مدل شده با نتایج آزمایشگاهی آرسی (Arce (2002) صحت‌سنجی شده که نتایج حاصله، دقت مناسب مدل‌سازی عددی را نشان می‌دهد. جهت تحلیل و ارزیابی سازه‌ها از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی بوسیله چهارده رکورد اصلاح شده، استفاده گردید. بر اساس نتایج بدست آمده از تحلیل این سازه‌ها روش طراحی مستقیم قاب‌های فولادی واگرا تخمین مناسبی از تغییرمکان‌های غیرخطی قاب‌های واگرای فولادی با انواع تیرهای پیوند به منظور رسیدن به سطح عملکرد مورد نظر ارائه می‌دهد. به منظور ارزیابی دقیق‌تر روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییرمکان برای قاب‌های واگرا، باید این ارزیابی برای سازه‌ها با تعداد طبقات بالاتر و هندسه متفاوت قاب واگرا در آینده صورت گیرد.

مراجع

Arce G (2002) Impact of higher strength steels on local buckling and overstrength of links in eccentrically braced frames. Masters thesis, Univ. of Texas, Austin, Tex, USA

ASCE7-10 (2010) Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers, Reston.

PEER (2005) Open system for earthquake engineering simulation (OpenSess). Version 2.4.0. Berkeley: Pacific Earthquake Eng. Research Center, Univ. of California; <http://opensees.berkeley.edu>

PEER Strong Motion Database. The Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) is a multi-institutional research and education center with headquarters at the University of California, Berkeley. Available Online at <http://peer.berkeley.edu>

Priestley MJN, Calvi GM and Kowalsky MJ (2007) Displacement-based Seismic Design of Structures, IUSS Press, Pavia, Italy.

Richards PW and Uang (2006) CM Testing Protocol for Short Links in Eccentrically Braced Frames, *Journal of Structural Engineering*, Vol.132, No.8

SULLIVAN TJ (2013) Direct displacement-based seismic design of steel eccentrically braced frame structures, *Journal of the Bull Earthquake Eng*, Springer Science

مقررات ملی ساختمانی ایران (۱۳۹۲) مبحث دهم: طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمانی ایران، ویرایش چهارم

