

یادداشت پژوهشی

چکیده

امروزه روش‌های طراحی بر اساس عملکرد با دو رویکرد مستقیم و غیرمستقیم انجام می‌شوند. در رویکرد مستقیم، ویژگی‌ها و مشخصاتی مثل مکانیسم مطلوب، میزان دوران مفاصل، تغییر مکان نسبی طبقه هدف و محدودیت کرنش مصالح که متناظر با سطح عملکرد مورد نظر هستند از همان ابتدا در فرآیند تحلیل و طراحی گنجانده شده‌اند. یکی از روش‌های طراحی بر اساس عملکرد با رویکرد مستقیم، طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان است که در آن سازه با فرض مکانیسم و عملکرد مطلوب تحلیل و طراحی می‌شود. در این پژوهش ابتدا مبانی روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان بیان شده و سپس قاب‌های خمشی بتنی ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه با روش طراحی بر اساس نیرو و این روش، طراحی شده‌اند که مقایسه‌ی آنها نشان می‌دهد ستون قاب‌های روش تغییر مکان ابعاد بزرگ‌تر یا مساوی و آرماتور خمشی بیشتری نسبت به ستون قاب‌های روش نیرو دارند. علاوه بر این میزان آرماتور وسط دهانه‌ی تیرهای قاب‌های روش تغییر مکان نسبت به دو انتهای آن (محل‌های احتمالی تشکیل مفاصل پلاستیک) بیشتر است. همچنین در ستون قاب‌های طراحی شده با روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان نسبت به طراحی بر اساس نیرو و وزن کل بتن به کار رفته تا ۲۸ درصد و وزن آرماتور به کار رفته ۴۵ تا ۸۲ درصد بیشتر است، حال آن‌که در تیرها وزن بتن به کار رفته تا ۱۸ درصد کمتر و وزن آرماتور به کار رفته ۳ تا ۳۱ درصد بیشتر است.

واژگان کلیدی: طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان، طراحی بر اساس نیرو، قاب خمشی بتنی، برش پایه، مکانیسم مطلوب

تفاوت روش‌های طراحی بر اساس نیرو و تغییر مکان در قاب‌های خمشی بتنی در برابر زلزله

حسن استادحسین (نویسنده مسئول)

استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه کاشان،
hostad@kashanu.ac.ir

سید محمدحسین کامل

کارشناس ارشد مهندسی عمران - سازه، دانشگاه کاشان

مجتبی حنطه

دانشجوی دکتری مهندسی عمران - سازه، دانشگاه سمنان

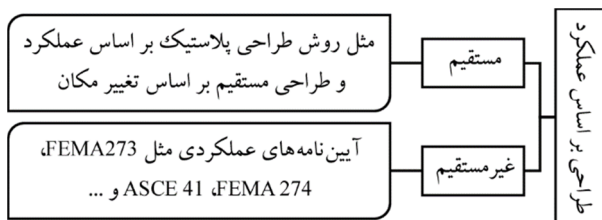
۱- مقدمه

می‌توان مربوط به زمانی دانست که عملکرد سازه به عنوان تابعی از فرآیند طراحی کنترل شد. به دنبال آن جامعه‌ی محققین تلاش کردند تا ظرفیت تغییر مکان غیر الاستیک اعضای سازه‌ای را به‌طور کمی بیان کنند [۱].

در ژانویه‌ی سال ۱۹۹۴ زلزله‌ی ۶/۷ ریشتری نورث ریج^۲ اتفاق افتاد که بیش از ۲۰ میلیارد دلار خسارت به بار آورد، یعنی بیشتر از دو برابر خسارتی که زلزله لوماپریتا داشت. مهندسان و سیاست‌گذاران دولتی نظر یکسانی مبنی بر این داشتند که میزان خسارت در این حوادث نسبتاً مکرر و متوسط، غیرقابل قبول است. اداره‌ی خدمات اورژانسی کالیفرنیا در مواجهه با این مشکل و نیاز به تعمیر، بهسازی (ارتقا) و بازسازی بیش از صدها

دو مفهوم مقاومت و عملکرد تا اواسط دهه‌ی ۷۰ قرن بیستم میلادی یکسان در نظر گرفته می‌شدند اما پس از آن مشخص شد که افزایش مقاومت موجب ارتقای ایمنی و کاهش خرابی‌های سازه نمی‌شود. پیشرفت اصول طراحی بر اساس ظرفیت در دهه‌ی ۷۰ قرن بیستم میلادی در نیوزلند تجلی از این مفهوم بود که توزیع مقاومت در سراسر ساختمان از مقدار مطلق برش پایه مهم‌تر است. همچنین ثابت شد که اگر مقاومت برشی اعضا بیشتر از برش متناظر با مقاومت خمشی آنها باشد و مفاصل پلاستیک در تیرها زودتر از ستون‌ها تشکیل شود، قاب‌های ساختمانی در برابر نیروهای لرزه‌ای عملکرد بهتری خواهند داشت، در واقع پیدایش واقعی طراحی بر اساس عملکرد^۱ را

متناظر با سطح عملکرد مورد نظر هستند از همان ابتدا در فرآیند تحلیل و طراحی گنجانده شده‌اند اما در رویکرد غیرمستقیم پس از تحلیل و طراحی اولیه برای دستیابی به سطح عملکرد مورد نظر ویژگی‌ها و مشخصات مربوط به آن سطح عملکرد با استفاده از تحلیل مناسب کنترل می‌شوند که در صورت جوابگو بودن، طراحی قابل قبول است، در غیر این صورت پس از بازنگری در طراحی این فرآیند تکرار می‌شود تا طراحی قابل قبول حاصل گردد. شکل (۲) فرآیند طراحی بر اساس عملکرد با هر دو رویکرد را نشان می‌دهد.



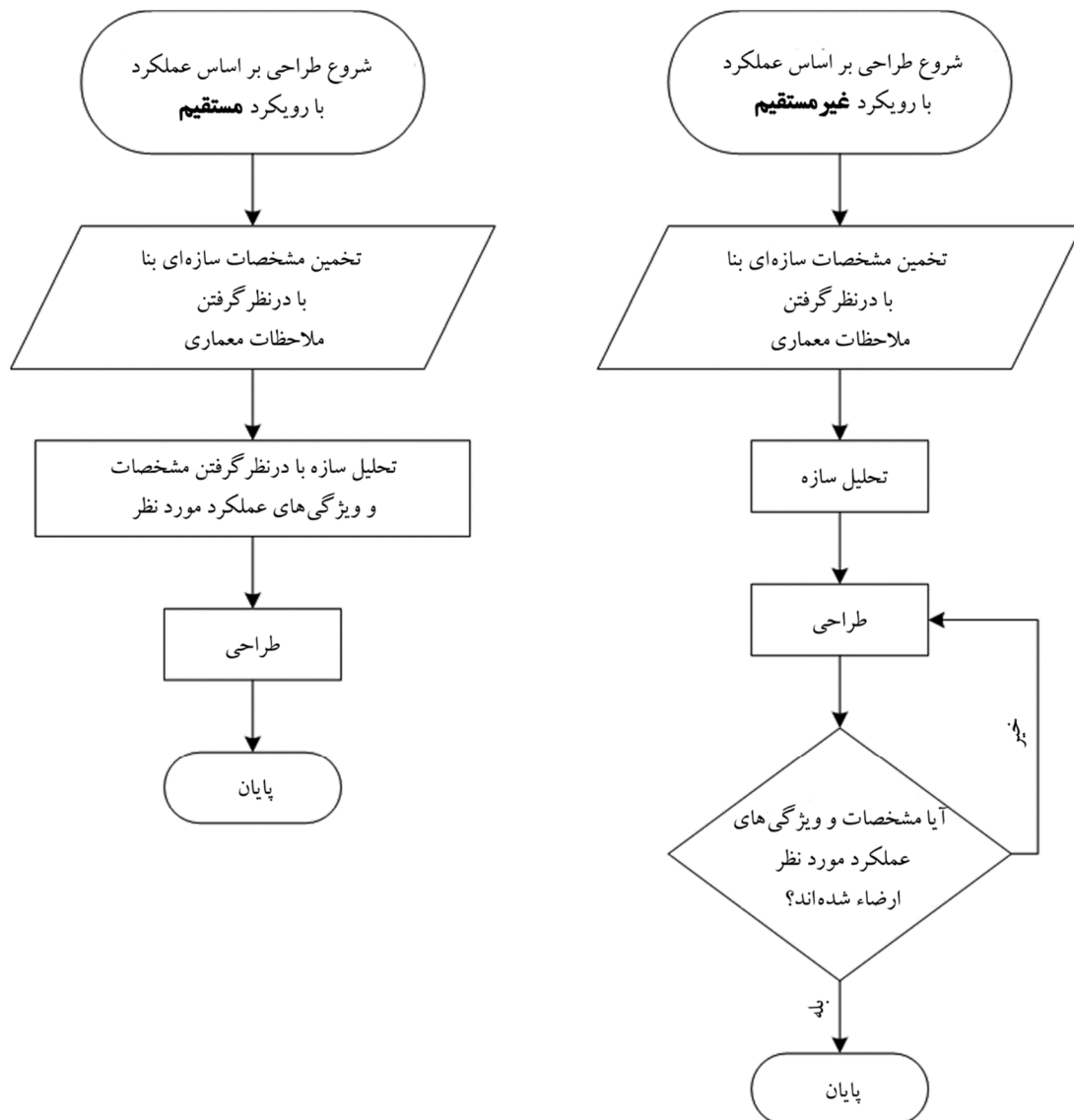
شکل (۱): تقسیم‌بندی روش‌های طراحی بر اساس عملکرد.

اولین بار پرستلی [۵] در سال ۱۹۹۳ اساس روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان را مطرح کرد که مورد توجه بسیاری از محققین قرار گرفت. فلسفه‌ی اساسی این روش، رسیدن سازه به سطح عملکردی مشخص با محدودیت‌های کرنش و یا تغییر مکان نسبی طبقات تحت اثر شدت لرزه‌ای مشخص و از پیش تعریف شده است. اساس این روش استفاده از روش «سازه‌ی جایگزین خطی سازی شده‌ی معادل» است که شیباتا و سوزن ارائه کردند [۶]. در این روش با معادل سازی سازه‌ی چند درجه آزادی با یک سازه‌ی تک درجه آزادی معادل با آن برش پایه محاسبه گردد. این معادل سازی در شکل (۳) نشان داده شده است. سپس دوایری و همکاران [۷] و بلاندون [۸] هر کدام به طور جداگانه رابطه‌ای برای میرایی و اسکوز معادل پیشنهاد دادند. پتینگا و پرستلی [۹] نیز توزیع برش پایه در ارتفاع و شکل مود غیر ارتجاعی پیشنهادی پرستلی را اصلاح کردند. پس از آن به منظور توسعه‌ی این روش طراحی برای سازه‌های مختلف، تحقیقات گسترده‌ای صورت گرفت [۱۰-۱۶].

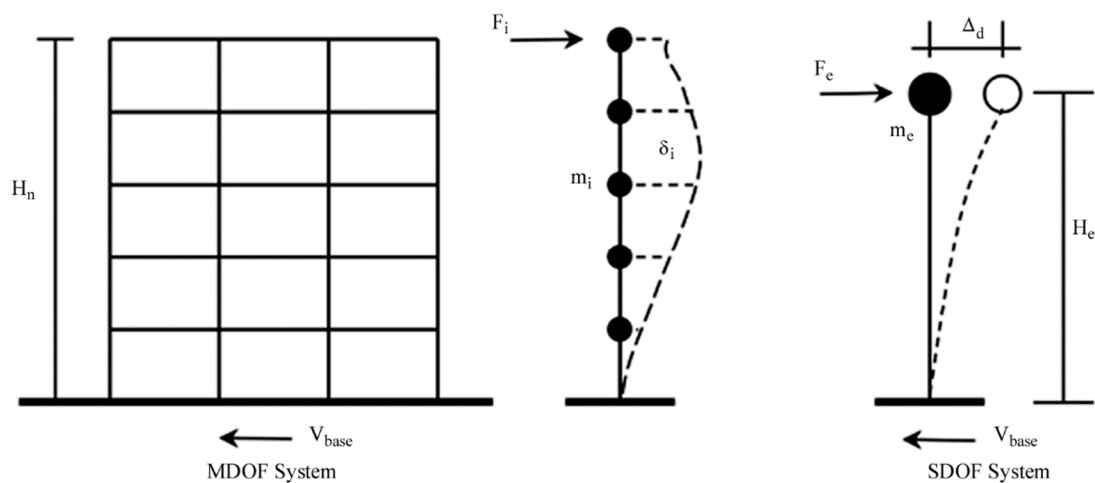
ساختمان با انجمن مهندسين سازه‌ی کالیفرنیا برای توسعه‌ی توصیه‌های طراحی و ساخت با روش‌های مبتنی بر عملکرد که بتوانند بلافاصله مورد استفاده قرار بگیرند قرارداد بست. ظرف مدت یک سال (۱۹۹۵) کمیته‌ی چشم‌انداز ۲۰۰۰ توصیه‌های مهندسی زلزله بر اساس عملکرد را توسعه داد. سپس بازمینی روی مسائل اصلی برای توسعه و اجرای روش طراحی بر اساس عملکرد انجام شد که نه تنها باعث بازمینی منتقدانه دستورالعمل SEAOB برای ساختمان‌های جدید شد بلکه دستورالعمل FEMA 273 و 274 در سال ۱۹۹۷ منتشر شد [۲]. بنابراین سند طراحی اولیه‌ی NEHRP (راهنمایی برای نوسازی ساختمان‌های موجود) یعنی FEMA 273، شامل طیف وسیعی از اهداف عملکردی رسمی شد که به سطوح مشخصی از زمین لرزه ربط داشت. سطوح عملکرد با توصیف حالات آسیب کلی با عناوین «قابل استفاده، اشغال فوری، ایمنی جانی، و جلوگیری از فروریزش» عمومیت پیدا کرد [۳-۴].

در طول دوره‌ی ۱۰ ساله‌ی بعد از انتشار FEMA 273، طرز کار آن مورد بررسی و اصلاح قرار گرفت و سرانجام در سال ۲۰۰۶ تحت عنوان استاندارد بین‌المللی جامعه مهندسين عمران آمریکا^۳ منتشر شد (بهسازی ساختمان‌های موجود، ASCE 41). اگرچه ASCE 41 برای بهسازی ساختمان‌های موجود در نظر گرفته شده بود اما اهداف عملکردی و داده‌های فنی همراه آن برای طراحی ساختمان‌های جدید با اهداف عملکردی بالاتر و یا قابل اطمینان‌تر نسبت به قواعد تجویزی آیین‌نامه‌های در دسترس، با استفاده از روش طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد به کار رفت. ASCE 41 ارائه‌دهنده‌ی اولین نسل از روش‌های طراحی بر اساس عملکرد با رویکرد غیرمستقیم به حساب می‌آید [۳-۴].

همان‌طور که در شکل (۱) نشان داده شده است، رویکرد روش‌های طراحی بر اساس عملکرد به دو دسته‌ی مستقیم و غیرمستقیم تقسیم می‌شود. در رویکرد مستقیم، ویژگی‌ها و مشخصاتی مثل مکانیسم مطلوب، میزان دوران مفاصل، تغییر مکان نسبی طبقات هدف و محدودیت کرنش مصالح و... که



شکل (۲): فرآیند طراحی بر اساس عملکرد با رویکرد مستقیم و غیرمستقیم.



شکل (۳): معادل سازی سازه‌ی چند درجه آزادی با سازه‌ی تک‌درجه آزادی [۹].

منظور ابتدا Δ_i ، تغییر مکان طراحی هر طبقه با استفاده از رابطه (۱) به دست می‌آید:

$$\Delta_i = \omega_0 \delta_i \frac{\Delta_c}{\delta_c} \quad (1)$$

که در آن Δ_c تغییر مکان طبقه‌ی بحرانی است که برای قاب‌ها اکثراً در طبقه اول اتفاق می‌افتد و برابر با ارتفاع طبقه در تغییر مکان جانبی نسبی متناظر با سطح عملکرد مورد نظر برای طراحی است که برای قاب خمشی بتنی بر اساس پیشنهاد آیین‌نامه FEMA 365 برای سطوح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش به ترتیب برابر با ۱، ۲ و ۴ درصد است [۲۰]، δ_c مقدار شکل اولین مود غیر ارتجاعی در طبقه‌ی بحرانی و δ_i شکل اولین مود غیر ارتجاعی است که می‌توان آنها را با تحلیل سازه و یا مستقیماً با استفاده از رابطه (۲) به دست آورد:

$$\delta_i = \begin{cases} \frac{H_i}{H_n} & n \leq 4 \\ \frac{4}{3} \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \cdot \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) & n > 4 \end{cases} \quad (2)$$

که در آن n تعداد طبقات، H_i ارتفاع طبقه‌ی i ام و H_n ارتفاع طبقه‌ی n ام است. در قاب‌های ساختمانی تغییر مکان جانبی نسبی بحرانی در طبقه‌ی اول رخ می‌دهد. ω_0 نیز برای در نظر گرفتن اثر مودهای بالاتر است که با استفاده از رابطه (۳) به دست می‌آید:

$$\omega_0 = 1.15 - 0.0034H_n \leq 1.0 \quad (3)$$

با داشتن پروفیل تغییر مکان طراحی طبقات می‌توان مشخصات سازه‌ی تک‌درجه آزادی را به دست آورد:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (4)$$

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

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} = \frac{\left[\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \right]^2}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)} \quad (6)$$

استاد حسین و همکاران [۱۷] نیز رفتار غیرخطی قاب‌های بتن آرمه‌ی ویژه‌ی طراحی شده با روش نیرو و تغییر مکان را با هم مقایسه کردند و مشخص شد که مکانیسم حاصل در سازه‌های طراحی شده با روش تغییر مکان به مکانیسم مطلوبی که شامل مفاصل خمشی در تیرها قبل از فروریزش کلی می‌باشد، نزدیک‌تر است. همچنین نرم‌افزاری برای این روش توسعه داده شده است که پنگ و گانر [۱۸] نتایج طراحی حاصل از آن را برای قاب‌های بتن آرمه ارزیابی کرده‌اند.

با توجه به تازگی مفاهیم طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان و نیز عدم آشنایی کافی بسیاری از مهندسين با این روش لازم است ابتدا مختصری از فرآیند آن در ادامه شرح داده شود. سپس نتایج طراحی قاب‌های خمشی بتنی با هر دو روش ارائه و بعد از آن عملکرد آنها در برابر زلزله مقایسه و در آخر نتیجه‌گیری شده است. لازم به ذکر است، در این پژوهش به جای عبارات‌های «طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان» و «طراحی بر اساس نیرو» به ترتیب از عبارات‌های اختصاری «روش تغییر مکان» و «روش نیرو» استفاده شده است.

۲- مبانی روش تغییر مکان

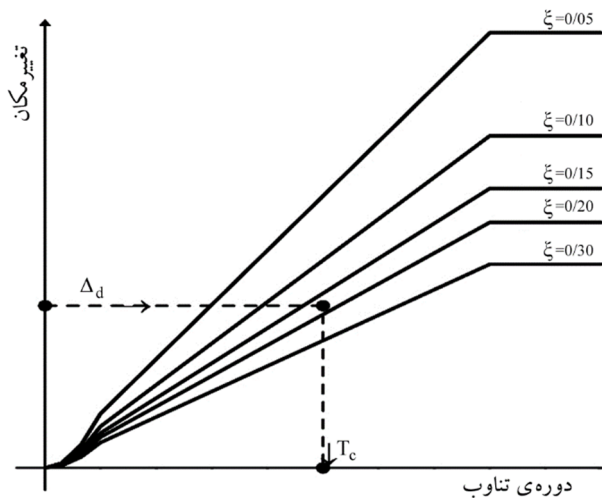
در این بخش مراحل‌ی که باید برای طراحی با استفاده از روش تغییر مکان طی شود شرح داده شده است. در ابتدا روند محاسبه‌ی برش پایه و سپس چگونگی لحاظ نمودن مکانیسم خرابی مطلوب در روند تحلیل و به دست آوردن نیروهای داخلی اعضا به تفصیل بیان شده است.

۲-۱- تخمین برش پایه و توزیع آن در ارتفاع

مراحل گام‌به‌گام تخمین برش پایه با استفاده از این روش به شرح زیر است:

۱. تخمین مشخصات سازه‌ای بنا مثل طول دهانه‌ها، ابعاد تیرها و ستون‌ها، ارتفاع طبقات و غیره با در نظر گرفتن ملاحظات معماری [۱۹].

۲. محاسبه مشخصات سیستم تک‌درجه آزادی معادل: به این



شکل (۴): طیف تغییر مکان طراحی [۵].

در صورتی که طیف تغییر مکان متناظر با میرایی ۵ درصد در اختیار باشد، طیف تغییر مکان متناظر با دیگر نسبت‌های میرایی $(\Delta_{T,\xi})$ ، با استفاده از ضریب اصلاحی (R_ξ) از رابطه (۱۱) محاسبه می‌شود که در این رابطه، برای شرایط معمولی توان $\alpha = 0.5$ و برای نواحی نزدیک گسل $\alpha = 0.25$ استفاده می‌شود [۲۱].

$$\Delta_{T,\xi} = R_\xi \cdot \Delta_{T,5} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{eq}} \right)^\alpha \cdot \Delta_{T,5} \quad (11)$$

۶. تعیین سختی مؤثر: با معکوس کردن رابطه دوره تناوب، سختی مؤثر سازه‌ی تک‌درجه آزادی به دست می‌آید:

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{K_e}} \xrightarrow{\text{معکوس}} K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (12)$$

۷. تعیین برش پایه و توزیع آن در طبقات: با داشتن تغییر مکان و سختی سازه‌ی تک‌درجه آزادی، مطابق رابطه‌ی (۱۳) برش پایه سازه‌ی تک‌درجه آزادی که برابر با برش پایه‌ی سازه چند درجه آزادی است، به دست می‌آید:

$$V_{Base} = K_e \cdot \Delta_d \quad (13)$$

برش پایه‌ی به‌دست‌آمده به نسبت جرم و تغییر مکان طبقات، توزیع و در مرکز جرم طبقات وارد می‌شود.

$$F_n = (1-k) V_{Base} + \frac{k V_{Base} (m_n \Delta_n)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (14)$$

که در این روابط m_i جرم لرزه‌ای طبقه i ام، Δ_d تغییر مکان معادل سازه‌ی تک‌درجه آزادی یا تغییر مکان طراحی، H_e ارتفاع معادل سازه‌ی تک‌درجه آزادی یا ارتفاع مؤثر و m_e جرم مؤثر می‌باشند [۲۱].

۳. تعیین شکل‌پذیری سازه‌ی تک‌درجه آزادی معادل: بر اساس توضیحاتی که در مرجع [۲۱] آمده است انحنای تسلیم اعضای سازه‌ای مثل تیر یا ستون بتنی مستقل از مقاومت و سختی، متناسب با مقاومت خمشی مقطع است. بر این اساس رابطه‌ی (۷) برای تغییر مکان نسبی تسلیم قاب خمشی بتنی ارائه شده است:

$$\theta_y = 0.5 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} \quad (7)$$

که L_b دهانه‌ی تیر و h_b عمق تیر بتنی است. Δ_y یا تغییر مکان تسلیم از تحلیل منطقی سازه و یا رابطه (۸) به‌دست می‌آید که به‌طور منطقی همان تغییر مکان متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در اثر افزایش بار جانبی در تحلیل بار افزون است.

$$\Delta_y = \theta_y H_e \quad (8)$$

با داشتن تغییر مکان تسلیم می‌توان شکل‌پذیری سازه را مطابق رابطه (۹) به دست آورد [۲۱]:

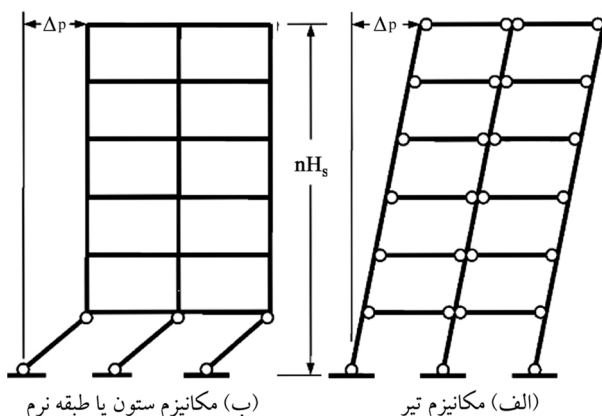
$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (9)$$

۴. تعیین میرایی ویسکوز معادل: در روش تغییر مکان، تعیین درست این پارامتر معمولاً کار دشواری است؛ چرا که ارزیابی نادرست آن منجر به تقاضای شکل‌پذیری غیرواقعی اجزای سازه خواهد شد. چنانچه نسبت میرایی الاستیک فقط ۵ درصد باشد از رابطه ساده شده‌ی (۱۰) می‌توان برای تعیین میرایی ویسکوز معادل قاب بتنی استفاده نمود [۲۱].

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\pi \mu} \right) \quad (10)$$

۵. تعیین دوره تناوب معادل: با داشتن میرایی و تغییر مکان طراحی معادل، می‌توان T_e یا دوره تناوب مؤثر سازه‌ی تک‌درجه آزادی را از روی طیف تغییر مکان طراحی به دست آورد. به‌طور مثال به شکل (۴) توجه کنید.

مکانیسم شکل بگیرد. مقاومت خمشی ستون‌ها باید به قدر کافی باشند تا مفصل پلاستیک در ستون‌ها شکل نگیرد (به غیر از تراز پایه و بام)، در غیر این صورت مکانیسم ستون^۵ که تقاضای دوران زیادی در مفاصل پلاستیک تشکیل شده در ستون‌ها را دارد، به وجود خواهد آمد مطابق شکل (۵-ب). هر دو مکانیسم نشان داده شده در شکل (۵) تغییر مکان جانبی نسبی پلاستیک برابر با Δ_p در تراز بام دارند، اما دوران مفاصل پلاستیک در مکانیسم ستون تقریباً n برابر مکانیسم تیر^۶ است (n تعداد طبقات). همچنین شکست تنها یک ستون می‌تواند منجر به خرابی کل ساختمان شود در صورتی که شکست یک تیر احتمالاً نمی‌تواند بحرانی باشد. مکانیسم ستون یا طبقه^۷ نرم رایج‌ترین شکل خرابی ساختمان‌ها در زمین لرزه‌ها است. همچنین، به دلیل ترد بودن شکست برشی، مقاومت برشی تیرها و ستون‌ها باید به اندازه‌ی کافی باشند تا دچار این نوع شکست نگردند [۲۱]. ادامه مراحل طراحی با استفاده از این روش شرح داده می‌شود.



شکل (۵): مکانیسم‌های مربوط به پاسخ غیر ارتجاعی سیستم [۲۱].

۲-۳- تحلیل سازه بر اساس تعادل

با توجه به شکل (۶) و در نظر گرفتن تعادل در تراز پایه، با وارد شدن نیروهای جانبی لرزه‌ای، لنگر و نیروی محوری در ستون‌های تراز پایه به وجود می‌آید؛ بنابراین لنگر واژگونی کل ناشی از نیروهای جانبی لرزه‌ای در تراز پایه برابر است با:

$$OTM = \sum_{i=1}^n F_i H_i \quad (18)$$

F_i و F_n به ترتیب نیروی جانبی لرزه‌ای تراز بام و نام هستند. در ساختمان‌هایی با سیستم قاب خمشی، به‌ویژه ۱۰ طبقه به بالا، ۱۰ درصد از برش پایه به تراز بام وارد می‌شود تا تغییر مکان نسبی ناشی از مودهای بالاتر کاهش یابد؛ بنابراین $k=0.9$ برای ساختمان‌هایی با سیستم باربر قاب خمشی و $k=1$ برای دیگر ساختمان‌ها استفاده می‌شود [۲۱].

۸ اعمال اثرات $P-\Delta$ وابسته به مقدار شاخص پایداری به کمک پارامتر θ_Δ از رابطه (۱۵) حاصل می‌شود:

$$\theta_\Delta = \frac{P \cdot \Delta_{\max}}{M_D} \quad (15)$$

که در آن P نیروی ناشی از بار ثقلی و Δ_{\max} برابر با Δ_d است. M_D لنگر طراحی در تراز پایه و یا لنگر واژگونی است که از رابطه (۱۶) به دست می‌آید.

$$M_D = \sum_{i=1}^n F_i H_i \quad (16)$$

اگر شاخص پایداری $\theta_\Delta \leq 0.1$ باشد می‌توان از اثرات $P-\Delta$ صرف نظر کرد و با رابطه (۱۳) برش پایه را به دست آورد، در غیر این صورت برش پایه مطابق رابطه (۱۷) اصلاح می‌گردد. برای قاب‌های بتنی ضریب $C=0.5$ است [۲۱].

$$V_{Base} = K_e \cdot \Delta_d + C \frac{P \cdot \Delta_d}{H_e} \quad (17)$$

۲-۲- مکانیسم مطلوب قاب‌ها

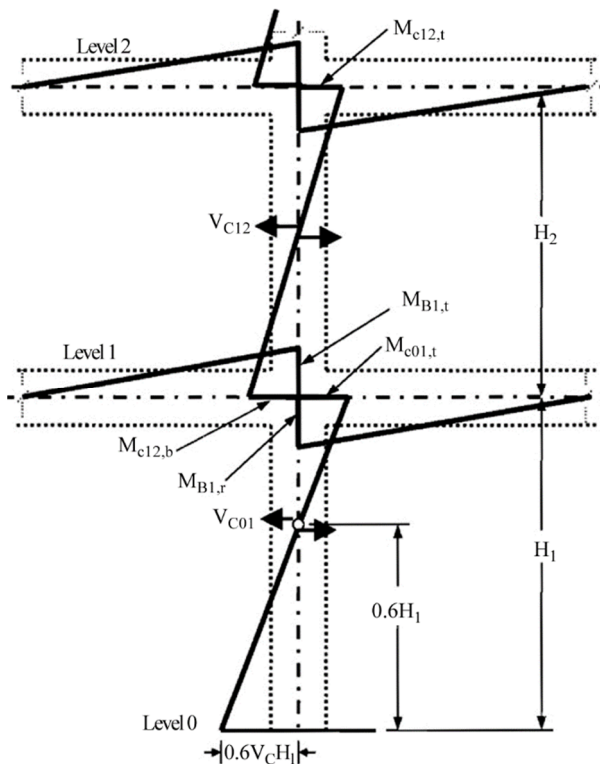
مکانیسم تغییر شکل غیر الاستیک مناسب برای قاب‌ها شامل مفاصل پلاستیک خمشی در انتهای تیرها (به‌جز، احتمالاً در تراز بام)، مفاصل پلاستیک ستون‌های تراز پایه و مفاصل ستون‌های تراز بام (البته در صورتی که در تیرهای تراز بام مفصلی تشکیل نگردد) است. شکل (۵-الف) مکانیسمی را نشان می‌دهد که تشکیل مفصل در تیرها به جای ستون‌های تراز بام بیشترین تعداد نواحی مستهلک کننده انرژی لرزه‌ای را فراهم می‌آورد و باعث می‌شود دوران مفاصل پلاستیک تقریباً برابر با تغییر مکان جانبی نسبی غیر الاستیک طبقات شود [۲۱]. با استفاده از قواعد طراحی ظرفیت^۴، می‌توان مطمئن شد که فقط و فقط این

$$M_{Bi,l} + M_{Bi,r} = V_{Bi} \cdot L_{Bi} \quad (24)$$

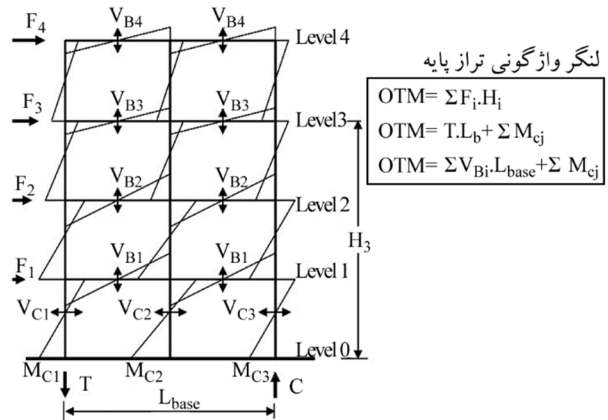
که L_{Bi} دهانه‌ی تیر (مرکز تا مرکز ستون‌ها)، $M_{Bi,l}$ لنگر خمشی در انتهای سمت چپ تیر و $M_{Bi,r}$ لنگر خمشی در انتهای سمت راست تیر است. معمولاً این دو لنگر با هم مساوی نیستند و حتی اگر تقویت خمشی تیر در بالا و پایین مشابه باشد به دلیل اثر تقویت دال، ظرفیت لنگر منفی تیر افزایش می‌یابد. مقدار این دو لنگر با رابطه (25) که وابسته به h_c عرض ستون است کاهش داده می‌شوند تا لنگرهای طراحی در وجه ستون، $M_{Bi,des}$ به دست آید:

$$M_{Bi,des} = M_{Bi} - \frac{V_{Bi} h_c}{2} \quad (25)$$

با تقسیم کل نیروی برشی طبقه با توجه به رابطه (23) به نسبت دو سهم برای هر ستون داخلی و یک سهم برای هر ستون خارجی و معلوم بودن لنگر تیرها، می‌توان لنگر ستون‌ها را به دست آورد. در شکل (7) نحوه‌ی تعیین لنگرهای یک ستون داخلی با استفاده از تعادل حد فاصل ترازهای صفر (تراز زمین) تا 2 نشان داده شده است. در محل اتصال تیر به ستون در تراز 1، با انتخاب $0.6H_1$ به عنوان محل نقطه‌ی عطف ستون‌ها بین دو تراز 0 و 1، مقدار لنگر



شکل (7): تعیین لنگرهای یک ستون داخلی با استفاده از تعادل [21].



شکل (6): تحلیل قاب منظم بر اساس تعادل [21].

بنابراین OTM ، لنگر واژگونی ناشی از نیروهای خارجی باید

با نیروهای داخلی در تعادل باشد:

$$OTM = \sum_{j=1}^m M_{Cj} + T \cdot L_{base} \quad (19)$$

که m تعداد ستون‌ها، M_{Cj} لنگر آیین ستون تراز پایه، T و C به ترتیب نیروی محوری کششی و فشاری لرزه‌ای در ستون‌های بیرونی ($T = C$) و L_{base} فاصله‌ی بین دو نیروی محوری کششی و فشاری T و C است. از طرف دیگر نیروی کششی T (و نیروی فشاری C) برابر با مجموع نیروی برشی تیرها یعنی مجموع V_{Bi} است:

$$T = \sum_{i=1}^n V_{Bi} \quad (20)$$

با ترکیب روابط (18) تا (20) می‌توان مجموع نیروی برشی تیرها را به دست آورد و با توجه به سهم برشی آن را توزیع کرد:

$$\sum_{i=1}^n V_{Bi} = T = \frac{\left(\sum_{i=1}^n F_i H_i - \sum_{j=1}^m M_{Cj} \right)}{L_{base}} \quad (21)$$

$$V_{Bi} = T \cdot \frac{V_{S,i}}{\sum_{i=1}^n V_{S,i}} \quad (22)$$

$$V_{S,i} = \sum_{k=i}^n F_k \quad (23)$$

که در آن $V_{S,i}$ نیروی برشی طبقه‌ی i ام است. در نهایت لنگر طراحی هر تیر ناشی از بارهای جانبی برابر است با:

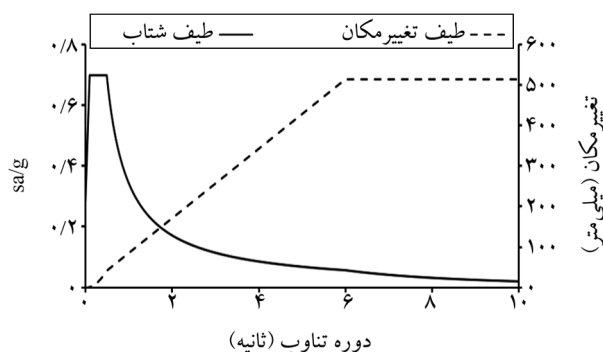
آیین نامه ASCE7-10 در نظر گرفته شده است [۲۳]. طیف مذکور در طراحی بر اساس روش نیرو استفاده شده است. همان گونه که در بخش ۲ این مقاله توضیح داده شد، برای انجام طراحی عملکردی مبتنی بر روش تغییر مکان، نیاز به در اختیار داشتن طیف تغییر مکان است. با عنایت به این که طیف تغییر مکان متناظر با طیف شتاب در نظر گرفته شده در طراحی مبتنی بر نیرو در اختیار نبود، برای حصول طیف تغییر مکان متناظر، با فرض برقراری ارتباط بین طیف تغییر مکان و طیف شتاب در تحریک سینوسی، مطابق رابطه (۱۱) طیف شتاب قابل تبدیل به طیف تغییر مکان است. توضیح اینکه رابطه (۱۱) مبتنی است بر فرض ساده کننده ای که از فقدان اطلاعات کافی از طیف تغییر مکان ناشی می شود. هر چند که رابطه (۱۱) مبنای محاسبه طیف تغییر مکان در برخی آیین نامه ها قرار گرفته است اما روش دقیق تر، استفاده از طیف

تغییر مکانی است که مستقیماً استخراج شده باشد [۲۴].

$$\Delta_{T,S} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a g \quad (29)$$

همچنین تیرهای هر طبقه تحت بار مرده ی ۳۰ کیلونیوتن/متر و بار زنده ی ۱۰ کیلونیوتن/متر است. مقاومت مشخصه ی بتن و فولاد نیز به ترتیب ۲۷/۵۸۷ مگاپاسکال و ۴۱۳/۶۹ مگاپاسکال است. تحلیل و طراحی قاب ها در روش تغییر مکان با استفاده از برنامه نویسی در محیط صفحه گسترده ی Excel 2013 مطابق روش توضیح داده شده در بخش ۲ و در روش نیرو نیز با استفاده از ETABS v15.2.2 انجام شده است.

در نهایت طیف شتاب و طیف تغییر مکان استفاده شده در طراحی ها در شکل (۹) نشان داده شده است.



شکل (۹): طیف شتاب و تغییر مکان طراحی.

بالای ستون در مرکز اتصال $(M_{C01,t})$ برابر است با:

$$M_{C01,t} = 0.4 V_{C01} \cdot H_1 \quad (26)$$

با نوشتن تعادل لنگر در مرکز اتصال تیر و ستون مابین تراز ۱ و ۲ می توان $M_{C12,b}$ لنگر پایین ستون مابین تراز ۱ و ۲ به دست آورد.

$$M_{C12,b} = M_{B1,l} + M_{B1,r} - M_{C01,t} \quad (27)$$

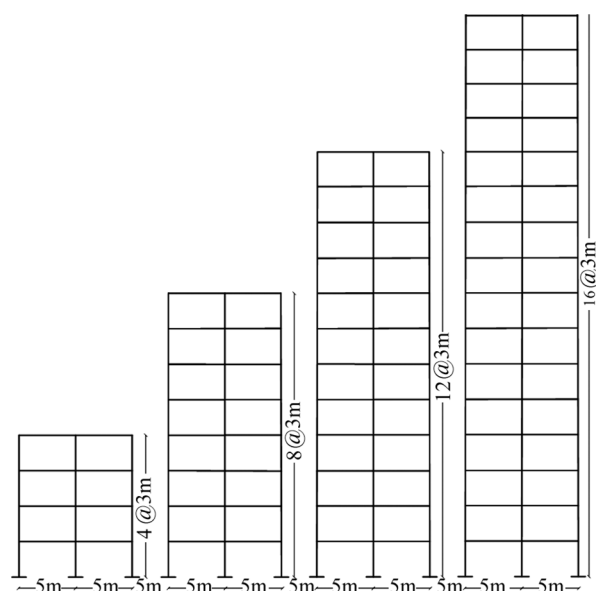
با توجه به رابطه (۲۳)، V_{C12} برش ستون مابین ترازهای ۱ و ۲ معلوم است، بنابراین $M_{C12,t}$ لنگر بالای ستون مابین ترازهای ۱ و ۲ نیز مستقیماً به دست می آید:

$$M_{C12,t} = V_{C12} \cdot H_2 - M_{C12,b} \quad (28)$$

روند تحلیل شرح داده شده با استفاده از تعادل در اتصالات تراز ۲ و سپس برای بقیه ی ترازها تا تراز بام ادامه می یابد [۲۱].

۳- معرفی هندسه و بارگذاری قاب های مورد مطالعه

قاب های خمشی ویژه ی بتنی ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه، با دو دهانه ی ۵ متری و ارتفاع طبقات ۳ متر در شکل (۸) نشان داده شده است که بر اساس آیین نامه ی ACI318-14 و مطابق پیشنهاد مرجع [۲۲] به منظور حصول سطح عملکرد ایمنی جانی، برای تغییر مکان نسبی ۲ درصد در سطح زلزله مورد نظر طراحی شده اند. طیف شتاب طراحی برای خاک نوع D و مطابق با



شکل (۸): نمایش شماتیک قاب ها.

یکدیگر از نظر توزیع برش پایه در ارتفاع، مقاطع قاب‌ها و مصالح مصرفی مقایسه شده‌اند.

۵-۱- پارامترهای طراحی اولیه قاب‌های روش تغییر مکان

جدول (۲) مقادیر به کار رفته در روند تحلیل قاب‌ها در روش تغییر مکان را نشان می‌دهد. نکته‌ی جالب توجه میزان شکل‌پذیری سازه‌ی تک‌درجه آزادی معادل قاب ۱۶ طبقه است که مقدار آن در مقایسه با سازه‌ی تک‌درجه آزادی معادل با قاب

۴- صحت‌سنجی روش به کار رفته در تحقیق

به منظور صحت‌سنجی روش تحقیق، قاب میانی ساختمان چهار طبقه‌ای مطابق شکل (۱۰) با استفاده از روش تغییر مکان برای $PGA = 0.35g$ و تغییر مکان نسبی طبقه ۲/۵ درصد طراحی شد که با نتایج ارائه شده در مراجع [۲۱، ۲۵ و ۲۶] تطابق داشت. بخشی از نتایج این طراحی در قالب جدول (۱) آورده شده است.

جدول (۱): نتایج قاب طراحی شده با استفاده از روند این تحقیق.

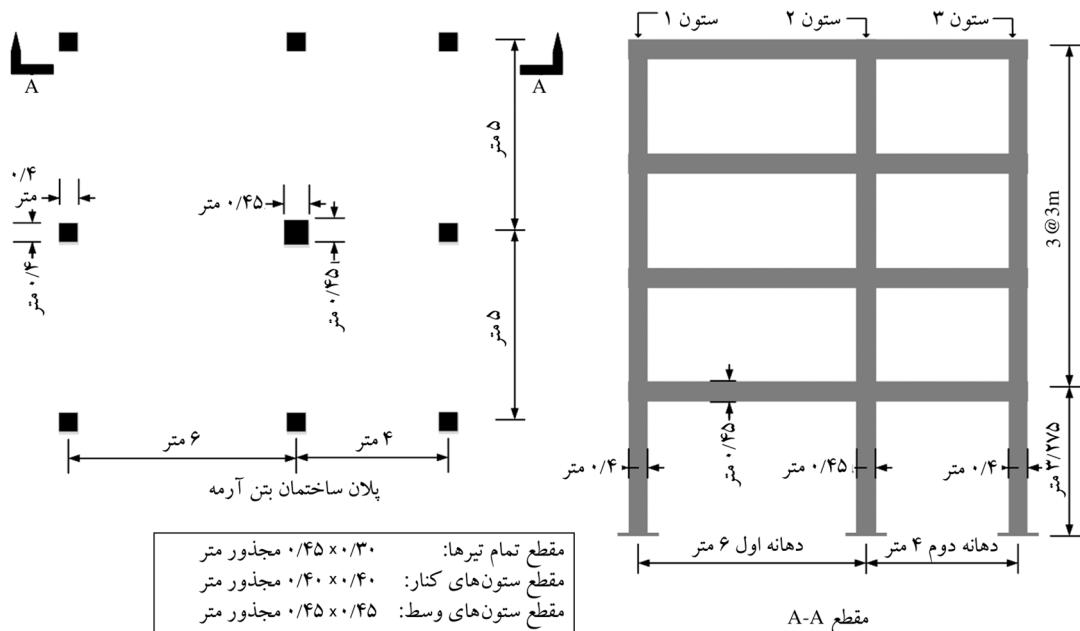
طبقه m _i	H _i (m)	m _i (ton)	δ _i	Δ _i (m)	m _i Δ _i	m _i Δ _i ²	m _i Δ _i H _i
۴	۱۲/۲۷۵	۴۶/۵۹	۱	۰/۳۰۷	۱۴/۳۰	۴/۳۹	۱۷۵/۵۰
۳	۹/۲۷۵	۴۶/۵۹	۰/۷۶	۰/۲۳۲	۱۰/۸۰	۲/۵۰	۱۰۰/۲۰
۲	۶/۲۷۵	۴۶/۵۹	۰/۵۱	۰/۱۵۷	۷/۳۱	۱/۱۵	۴۵/۸۶
۱	۳/۲۷۵	۴۶/۹۵	۰/۲۷	۰/۰۸۲	۳/۸۴	۰/۳۱	۱۲/۵۹
مجموع							۳۳۴/۱۵

جدول (۲): پارامترهای طراحی اولیه‌ی قاب‌ها در روش تغییر مکان.

طبقه ۱۶	طبقه ۱۲	طبقه ۸	طبقه ۴	
۰/۵۱۵	۰/۳۹۹	۰/۲۷۳	۰/۱۷۹	Δ _d (m)
۳۱/۶۲	۲۴/۱۲	۱۶/۴۳	۸/۹۳	H _e (m)
۵۴۴/۳۵	۴۰۴/۵۰	۲۶۷/۱۶	۱۳۱/۲۷	M _e (ton)
۰/۴۰۹	۰/۳۲۵	۰/۲۲۵	۰/۱۳۲	Δ _y (m)
۱/۱۲	۱/۲۳	۱/۲۲	۱/۳۶	μ
۸/۷۳	۸/۳۰	۸/۲۷	۹/۷۴	ξ _{seq} (%)
۶	۵/۷	۳/۹	۲/۷	T _c (sec)
۵۹۶/۹۵	۴۹۹/۳۶	۷۰۴/۵۹	۷۰۸/۷۶	K _e (KN/m)
۲۷۲/۳	۱۹۹/۲	۱۹۲/۶	۱۲۶/۶	V _b (KN)
۳۲۶/۶	۲۸۰/۰	۲۱۹/۰	۱۴۲/۳	V _{b, P-Δ} (KN)

۵- مقایسه‌ی نتایج طراحی قاب‌ها

در ابتدای این بخش پارامترهایی که در روند طراحی با روش تغییر مکان حاصل می‌شوند آورده شده است و سپس تمام قاب‌هایی که با دو روش تغییر مکان و نیرو طراحی شده‌اند با

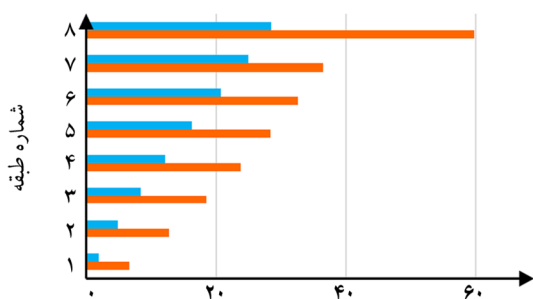


شکل (۱۰): ساختمان چهار طبقه بتنی مورد نظر در صحت‌سنجی روش.

است که متناظر با مود اول غیر ارتجاعی سازه است که این موضوع اثر آن چنان زیادی در جواب نهایی نخواهد داشت؛ اما در روش طراحی بر اساس نیرو اولین تقریب مربوط به به دست آوردن دوره تناوب سازه است که اثر مودهای بالاتر در آن لحاظ نمی شود که اثر آن بر قاب های بلندتر بیشتر خواهد بود. دومین تقریب مربوط به ضریب رفتار قاب هاست که برای همه $R=8$ در نظر گرفته شده است؛ در صورتی که طبق تحقیقات این ضریب تابعی از سیستم باربر جانبی، خصوصیات مصالح و البته ارتفاع سازه (تعداد طبقات) است. لازم به ذکر است که در تحقیقات انجام شده بر روی مقایسه رفتار غیرخطی سازه های طراحی شده با روش نیرو و تغییر مکان، نشان داده شده که مکانیسم سازه های طراحی شده با روش تغییر مکان به مکانیسم مطلوب (مفصل خمشی در تیرها قبل از فروریزش کلی) در قاب های خمشی نزدیک تر است [۱۷].

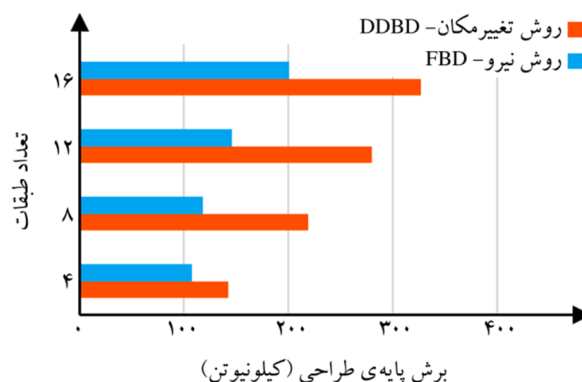
۵-۲- توزیع برش پایه طراحی در ارتفاع

توزیع نیروی طراحی در ارتفاع قاب های طراحی شده با هر دو روش در شکل (۱۲) نشان داده شده است. تفاوت آشکار در توزیع نیرو در ارتفاع میان دو روش طراحی اعمال اثر نیروی شلاقی است، به طوری که این موضوع با توجه به رابطه (۱۴) در روش تغییر مکان کاملاً مشهود است اما در روش متداول نیرویی این اثر با توان K در رابطه $F_i = w_i h_i^K / \sum_i^n w_i h_i^K \times V_{base}$ به گونه ای یکنواخت تر در طبقات بالایی لحاظ شده است.



نیروی طراحی توزیع شده در ارتفاع (کیلونیوتن)

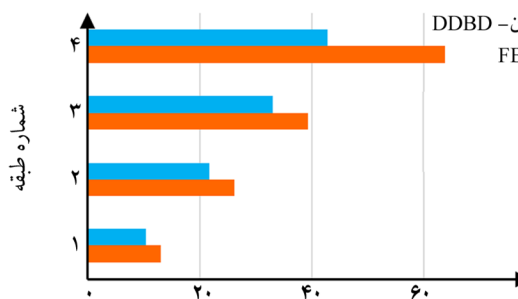
(ب) قاب های ۸ طبقه



برش پایه طراحی (کیلونیوتن)

شکل (۱۱): مقایسه بین برش پایه طراحی دو روش نیرو و تغییر مکان.

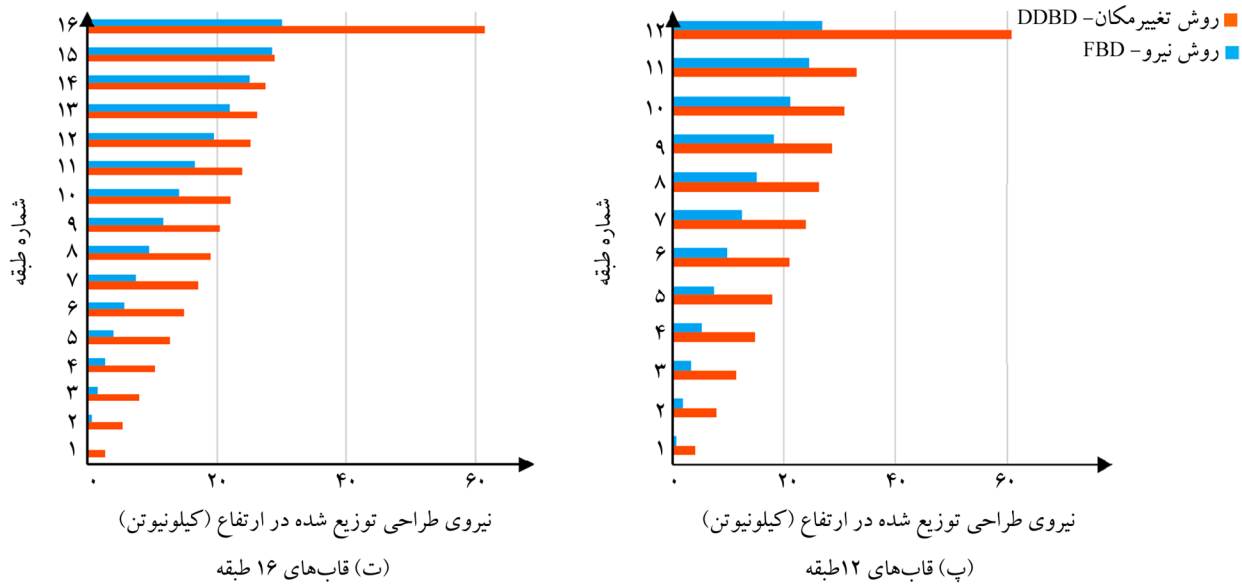
۱۲ طبقه کمتر است و این نشان دهنده نیاز به سختی بیشتر نسبت به شکل پذیری در قاب های بلندتر است. نتایج جدول (۲) به خوبی نشان می دهد که اثرات $P-\Delta$ در قاب های بلندتر بیشتر از قاب کوتاه ۴ طبقه است. شکل (۱۱) برش پایه طراحی به دست آمده از دو روش را نشان می دهد. همان گونه که مشاهده می شود برش پایه طراحی برآورد شده قاب ها در روش تغییر مکان همواره بیش از مقدار متناظر در روش نیرو است. همچنین با افزایش تعداد طبقات قاب ها از ۴ به ۱۶ طبقه، اختلاف برش پایه برآورد شده دو روش روند رو به رشد داشته و از حدود ۳۲ درصد به ۶۳ درصد بالغ می گردد. بدیهی است که چنین افزایشی می تواند عموماً منجر به بزرگ شدن مقاطع طراحی و مقادیر مصالح مصرفی در روش تغییر مکان شود. در روش تغییر مکان تخمین یا تقریبی که در فرآیند به دست آوردن برش پایه زده می شود مربوط به پروفیل تغییر مکان



نیروی طراحی توزیع شده در ارتفاع (کیلونیوتن)

(الف) قاب های ۴ طبقه

شکل (۱۲): مقایسه نیروی طراحی توزیع شده در ارتفاع قاب ها بر اساس دو روش نیرو و تغییر مکان.



ادامه شکل (۱۲).

۵-۳- مقاطع قاب‌ها

بزرگ‌تر یا برابر ستون قاب‌های روش تغییر مکان نسبت به ستون قاب‌های روش نیرو و نیز ابعاد کوچک‌تر یا برابر تیر قاب‌های روش تغییر مکان نسبت به تیر قاب‌های روش نیرو است که در طبقات پایینی قاب‌ها واضح‌تر است. دومین نتیجه میزان آرماتور

در جدول (۳) تا جدول (۱۰) مقاطع و آرماتورهای خمشی ستون‌ها و تیرهای قاب‌های ۴ تا ۱۶ طبقه آمده است. اولین نتیجه‌ای که با توجه به این جداول می‌توان بیان کرد ابعاد

جدول (۳): مقاطع و آرماتورهای خمشی ستون‌های قاب ۴ طبقه.

طبقه‌ی نام	روش نیرو		روش تغییر مکان	
	ستون وسط	ستون کنار	ستون وسط	ستون کنار
۴	۸ Φ ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۴ Φ ۱۶-۴۰۰×۴۰۰
۳	۸ Φ ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۰ Φ ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۴ Φ ۱۶-۴۰۰×۴۰۰
۲	۸ Φ ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۰ Φ ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۴ Φ ۱۶-۴۰۰×۴۰۰
۱	۸ Φ ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۰ Φ ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۴ Φ ۱۶-۴۰۰×۴۰۰

 جدول (۴): مقاطع و آرماتورهای خمشی تیرهای قاب ۴ طبقه. آرماتورهای Φ ۲۰ استفاده شده است.

طبقه‌ی نام	روش نیرو				روش تغییر مکان			
	مقطع (b×h)	راست	وسط	چپ	مقطع (b×h)	راست	وسط	چپ
۴	۳۵۰×۳۵۰	۴	۲	۴	۳۵۰×۳۵۰	۴	۲	۳
		۲	۳	۲		۲	۵	۲
۳	۳۵۰×۳۵۰	۵	۲	۵	۳۵۰×۴۰۰	۴	۲	۴
		۳	۳	۳		۲	۵	۲
۲	۳۵۰×۴۰۰	۵	۲	۵	۳۵۰×۴۰۰	۴	۲	۴
		۳	۲	۳		۲	۵	۲
۱	۳۵۰×۴۰۰	۴	۲	۴	۳۵۰×۴۰۰	۴	۲	۴
		۲	۲	۲		۲	۵	۲

بیشتر یا برابری است که تیر و ستون قاب‌های روش تغییر مکان نسبت به تیر و ستون قاب‌های روش نیرو دارند و سومین آنها مربوط به میزان آرماتور بیشتر وسط دهانه نسبت به دو انتهای تیرها می‌باشد که می‌توان آن را مربوط به اطمینان از تشکیل مفاصل پلاستیک احتمالی فقط در دو سر انتهایی تیرها مطابق با مکانیسم مطلوب که در شکل (۵) نشان داده شده است، دانست.

جدول (۵): مقاطع و آرماتورهای خمشی ستون‌های قاب ۸ طبقه.

طبقه‌ی نام	روش نیرو		روش تغییر مکان	
	ستون وسط	ستون کنار	ستون وسط	ستون کنار
۸	۸ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۴ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰
۷	۸ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۲ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۴ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰
۶	۸ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۲ Ø۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۱۴ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰
۵	۸ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۲ Ø۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۱۴ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰
۴	۸ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۶ Ø۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۱۶ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰
۳	۸ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۶ Ø۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۱۶ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰
۲	۱۰ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۲۰ Ø۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۲۰ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰
۱	۱۸ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۲۰ Ø۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۲۰ Ø۱۶-۴۰۰×۴۰۰

جدول (۶): مقاطع و آرماتورهای خمشی تیرهای قاب ۸ طبقه. آرماتورهای Ø۲۰ استفاده شده است.

طبقه‌ی نام	روش نیرو				روش تغییر مکان			
	مقطع (b×h)	راست	وسط	چپ	مقطع (b×h)	راست	وسط	چپ
۸	بالا	۴	۲	۴	۳۵۰×۳۵۰	۴	۲	۴
	پایین	۲	۳	۲				
۷	بالا	۴	۲	۴	۳۵۰×۳۵۰	۴	۲	۴
	پایین	۲	۳	۲				
۶	بالا	۳	۲	۴	۳۵۰×۴۵۰	۴	۲	۴
	پایین	۲	۲	۲				
۵	بالا	۴	۲	۴	۳۵۰×۴۵۰	۴	۲	۴
	پایین	۲	۲	۲				
۴	بالا	۴	۲	۴	۳۵۰×۴۵۰	۴	۲	۴
	پایین	۲	۲	۲				
۳	بالا	۴	۲	۴	۴۰۰×۴۵۰	۵	۲	۴
	پایین	۲	۲	۳				
۲	بالا	۴	۲	۵	۴۰۰×۴۵۰	۵	۲	۴
	پایین	۲	۲	۳				
۱	بالا	۴	۲	۴	۴۰۰×۴۵۰	۴	۲	۴
	پایین	۲	۲	۲				

جدول (۷): مقطع و آرمانتورهای خمشی ستون‌های قاب ۱۲ طبقه.

روش تغییر مکان		روش نیرو		طبقه‌ی نام
ستون کنار	ستون وسط	ستون کنار	ستون وسط	
۱۲ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۲
۱۲ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۱۲ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۱
۱۲ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۱۲ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۰
۱۲ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۱۴ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۹
۱۲ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۱۴ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸
۱۲ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۱۴ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۷
۱۲ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۱۶ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۰ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۶
۱۶ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۱۸ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۲ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۵
۱۶ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۲۲ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۲ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۴
۱۶ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۲۲ Φ۱۶-۵۵۰×۵۵۰	۱۲ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۶ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۳
۲۲ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۲۲ Φ۱۶-۵۵۰×۵۵۰	۱۶ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۶ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۲
۲۲ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۲۲ Φ۱۶-۵۵۰×۵۵۰	۱۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۲۰ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۱

جدول (۸): مقاطع و آرمانتورهای خمشی تیرهای قاب ۱۲ طبقه. آرمانتورهای Φ۲۰ استفاده شده است.

روش تغییر مکان				روش نیرو				طبقه‌ی نام	
چپ	وسط	راست	مقطع (b×h)	چپ	وسط	راست	مقطع (b×h)		
۴	۲	۴	۳۵۰×۳۵۰	۴	۲	۴	۳۵۰×۳۵۰	بالا	۱۲
۲	۵	۲		۲	۳	۲		پایین	
۴	۲	۳	۳۵۰×۴۰۰	۵	۲	۴	۳۵۰×۳۵۰	بالا	۱۱
۲	۵	۲		۳	۳	۲		پایین	
۴	۲	۴	۳۵۰×۴۰۰	۵	۲	۴	۳۵۰×۳۵۰	بالا	۱۰
۲	۵	۲		۳	۳	۲		پایین	
۵	۲	۴	۳۵۰×۴۰۰	۴	۲	۴	۳۵۰×۴۵۰	بالا	۹
۳	۵	۳		۲	۲	۲		پایین	
۵	۲	۵	۳۵۰×۴۰۰	۵	۲	۴	۳۵۰×۴۵۰	بالا	۸
۳	۵	۳		۳	۲	۲		پایین	
۵	۲	۴	۳۵۰×۴۵۰	۴	۲	۴	۳۵۰×۵۰۰	بالا	۷
۳	۵	۳		۲	۲	۲		پایین	
۵	۲	۵	۳۵۰×۴۵۰	۴	۲	۴	۳۵۰×۵۰۰	بالا	۶
۳	۵	۳		۲	۲	۲		پایین	
۵	۲	۵	۳۵۰×۴۵۰	۴	۲	۴	۳۵۰×۵۰۰	بالا	۵
۳	۵	۳		۲	۲	۲		پایین	
۵	۲	۵	۴۰۰×۴۵۰	۵	۲	۴	۴۰۰×۵۰۰	بالا	۴
۳	۶	۳		۳	۲	۲		پایین	
۵	۲	۵	۴۰۰×۴۵۰	۴	۲	۵	۴۰۰×۵۰۰	بالا	۳
۴	۶	۴		۲	۲	۳		پایین	

ادامه جدول (۸).

روش تغییر مکان				روش نیرو				طبقه‌ی نام	
چپ	وسط	راست	مقطع (b×h)	چپ	وسط	راست	مقطع (b×h)	بالا	پایین
۵	۲	۵	۴۰۰×۴۵۰	۴	۲	۵	۴۰۰×۵۰۰	۲	بالا
۴	۶	۴		۲	۲	۳		پایین	
۵	۲	۵	۴۰۰×۴۵۰	۴	۲	۴	۴۰۰×۵۰۰	۱	بالا
۴	۶	۴		۲	۲	۲		پایین	

جدول (۹): مقاطع و آرما توره‌های خمشی ستون‌های قاب ۱۶ طبقه.

روش تغییر مکان		روش نیرو		طبقه‌ی نام
ستون کنار	ستون وسط	ستون کنار	ستون وسط	
۱۶ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۶
۱۶ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۲ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۵
۱۶ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۶ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۴
۱۶ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۶ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۳
۱۶ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۱۶ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۲
۱۶ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۱۶ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۸ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۱
۱۶ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۲۰ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۱۰ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۰ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۰
۱۶ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۲۰ Φ۱۶-۵۵۰×۵۵۰	۱۰ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۲ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۹
۱۶ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۲۰ Φ۱۶-۵۵۰×۵۵۰	۱۲ Φ۱۶-۴۰۰×۴۰۰	۱۲ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۸
۱۶ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۲۰ Φ۱۶-۶۰۰×۶۰۰	۱۲ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۱۲ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۷
۱۶ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۲۰ Φ۱۶-۶۰۰×۶۰۰	۱۲ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۱۴ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۶
۱۶ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۲۲ Φ۱۶-۶۵۰×۶۵۰	۱۲ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۱۴ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۵
۱۶ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۲۲ Φ۱۶-۶۵۰×۶۵۰	۱۶ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۲۰ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۴
۱۶ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۲۶ Φ۱۶-۶۵۰×۶۵۰	۲۰ Φ۱۶-۴۵۰×۴۵۰	۲۰ Φ۱۶-۵۵۰×۵۵۰	۳
۲۴ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۳۴ Φ۱۶-۶۵۰×۶۵۰	۲۰ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۲۰ Φ۱۶-۵۵۰×۵۵۰	۲
۲۴ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۳۴ Φ۱۶-۶۵۰×۶۵۰	۲۰ Φ۱۶-۵۰۰×۵۰۰	۳۰ Φ۱۶-۵۵۰×۵۵۰	۱

جدول (۱۰): مقاطع و آرما توره‌های خمشی تیرهای قاب ۱۶ طبقه. آرما توره‌های Φ20 استفاده شده است.

روش تغییر مکان				روش نیرو				طبقه‌ی نام	
چپ	وسط	راست	مقطع (b×h)	چپ	وسط	راست	مقطع (b×h)	بالا	پایین
۴	۲	۴	۳۵۰×۳۵۰	۴	۲	۳	۳۵۰×۳۵۰	۱۶	بالا
۲	۵	۲		۲	۳	۲		پایین	
۴	۲	۳	۳۵۰×۴۰۰	۴	۲	۳	۳۵۰×۴۵۰	۱۵	بالا
۲	۵	۲		۲	۲	۲		پایین	
۴	۲	۴	۳۵۰×۴۰۰	۴	۲	۳	۳۵۰×۴۵۰	۱۴	بالا
۲	۵	۲		۲	۲	۲		پایین	
۵	۲	۴	۳۵۰×۴۰۰	۵	۲	۳	۳۵۰×۴۵۰	۱۳	بالا
۳	۵	۲		۳	۲	۲		پایین	

ادامه جدول (۱۰).

روش تغییر مکان				روش نیرو				طبقه‌ی n ام	
چپ	وسط	راست	مقطع (b×h)	چپ	وسط	راست	مقطع (b×h)	بالا	پایین
۴	۲	۴	۳۵۰×۴۵۰	۵	۲	۳	۴۰۰×۵۰۰	بالا	۱۲
۲	۵	۲		۳	۲	۲		پایین	
۵	۲	۴	۳۵۰×۴۵۰	۵	۲	۴	۴۰۰×۵۰۰	بالا	۱۱
۳	۵	۳		۳	۲	۲		پایین	
۵	۲	۵	۳۵۰×۴۵۰	۵	۲	۴	۴۰۰×۵۵۰	بالا	۱۰
۳	۵	۳		۳	۳	۳		پایین	
۵	۲	۵	۳۵۰×۴۵۰	۵	۲	۴	۴۰۰×۵۵۰	بالا	۹
۳	۵	۳		۳	۳	۳		پایین	
۵	۲	۵	۴۰۰×۴۵۰	۵	۲	۴	۴۰۰×۵۵۰	بالا	۸
۳	۶	۳		۳	۳	۳		پایین	
۵	۲	۵	۴۰۰×۴۵۰	۵	۲	۴	۴۰۰×۵۵۰	بالا	۷
۴	۶	۴		۳	۳	۳		پایین	
۶	۲	۵	۴۰۰×۴۵۰	۵	۲	۴	۴۰۰×۵۵۰	بالا	۶
۴	۶	۴		۳	۳	۳		پایین	
۶	۲	۶	۴۰۰×۴۵۰	۵	۲	۴	۴۰۰×۵۵۰	بالا	۵
۴	۶	۴		۳	۳	۳		پایین	
۶	۲	۶	۴۰۰×۴۵۰	۵	۲	۵	۴۰۰×۵۵۰	بالا	۴
۴	۶	۴		۳	۳	۳		پایین	
۵	۲	۵	۴۰۰×۵۰۰	۵	۲	۵	۴۰۰×۵۵۰	بالا	۳
۴	۶	۴		۳	۳	۳		پایین	
۵	۲	۵	۴۰۰×۵۰۰	۵	۲	۵	۴۰۰×۵۵۰	بالا	۲
۴	۶	۴		۳	۲	۳		پایین	
۵	۲	۵	۴۰۰×۵۰۰	۴	۲	۴	۴۰۰×۵۵۰	بالا	۱
۴	۶	۴		۳	۲	۳		پایین	

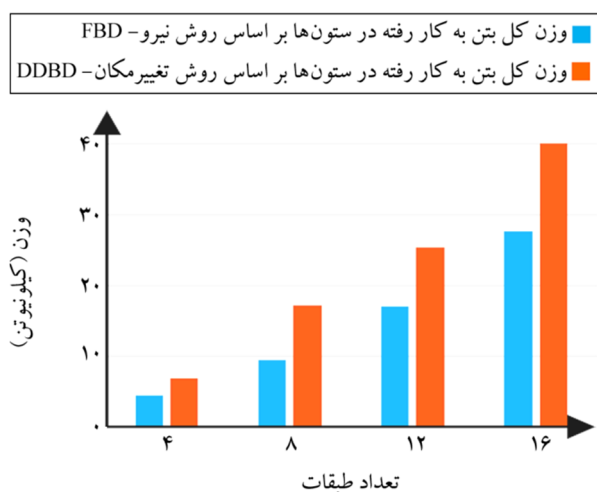
۵-۴- وزن مصالح مصرفی اعضای قاب‌ها

با توجه به شکل‌های (۱۳) تا (۱۶) و انتظاری که مطابق نتایج قسمت قبل می‌رفت وزن بتن و آرماتور به کار رفته در ستون قاب‌های روش تغییر مکان نسبت به ستون قاب‌های روش نیرو بیشتر است. همچنین مطابق شکل‌های (۱۴) و (۱۷) وزن بتن و آرماتور به کار رفته در تیر قاب‌های روش تغییر مکان نسبت به تیر قاب‌های روش نیرو به ترتیب کمتر و بیشتر است. در ضمن یکی از الزامات آیین‌نامه کنترل قاعده‌ی تیر ضعیف-ستون قوی یعنی $\sum M_c \geq 1.2 \sum M_b$ است [۲۲]. با توجه به

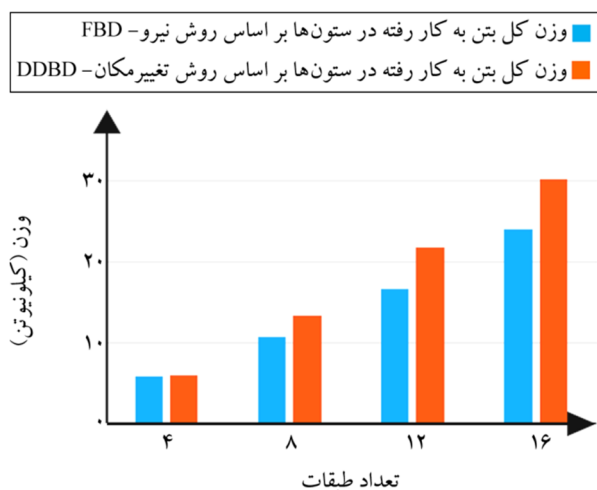
وزن بیشتر ستون و وزن کمتر تیر قاب‌های روش تغییر مکان نسبت به ستون و تیر قاب‌های روش نیرو می‌توان انتظار داشت که قاب‌های روش تغییر مکان حاشیه‌ی ایمن تری دارند و با ایده‌ی زنجیر ایمن پائولی [۲۷] سازگارترند. شکل‌های (۱۵) و (۱۸) به خوبی نشان می‌دهند که به ترتیب وزن بتن و آرماتور به کار رفته در قاب‌های روش تغییر مکان بیشتر از روش نیرو می‌باشد. شکل (۱۹) نشان می‌دهد که وزن قاب‌های ۴ و ۸ طبقه روش تغییر مکان و نیرو تقریباً برابرند و قاب‌های ۱۲ و ۱۶ طبقه‌ی روش تغییر مکان با اختلاف اندکی سنگین‌ترند. در



شکل (۱۵): مقایسه‌ی وزن کل بتن به کار رفته در قاب‌های هر دو روش.



شکل (۱۶): مقایسه‌ی وزن کل آرماتور به کار رفته در ستون‌های هر دو روش نیرو و تغییر مکان.

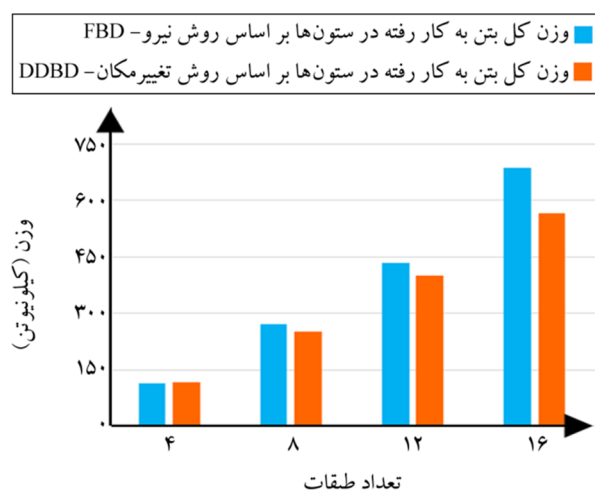


شکل (۱۷): مقایسه‌ی وزن کل آرماتور به کار رفته در تیرهای هر دو روش نیرو و تغییر مکان.

مجموع می‌توان گفت روش تغییر مکان برای دست‌یابی به مکانیسم مطلوب، با افزایش ابعاد مقطع یا بتن به کار رفته و آرماتور، ستون‌ها را قوی‌تر لحاظ کرده است. همچنین به منظور حفظ شکل‌پذیری در حالی از مقدار بتن به کار رفته کاسته که مقدار آرماتور مصرفی را افزایش داده است، به بیان دیگر می‌توان گفت تیرهای قاب‌های روش تغییر مکان بیشتر از جنس فولاد که شکل‌پذیری بیشتری نسبت به بتن دارند می‌باشند که این موضوع کمک شایانی به عملکرد شکل‌پذیر قاب‌ها و تشکیل مفاصل خمشی در تیرها و نه ستون‌هایی که بسیار قوی طراحی شده‌اند، می‌نماید [۱۷].



شکل (۱۸): مقایسه‌ی وزن کل بتن به کار رفته در ستون‌های هر دو روش نیرو و تغییر مکان.



شکل (۱۹): مقایسه‌ی وزن کل بتن به کار رفته در تیرهای هر دو روش نیرو و تغییر مکان.

تغییر مکان نسبت به روش نیرو بیشتر بوده و اختلاف برش پایه‌ی طراحی روش‌های مذکور با افزایش تعداد طبقات قاب‌ها زیاد می‌شود.

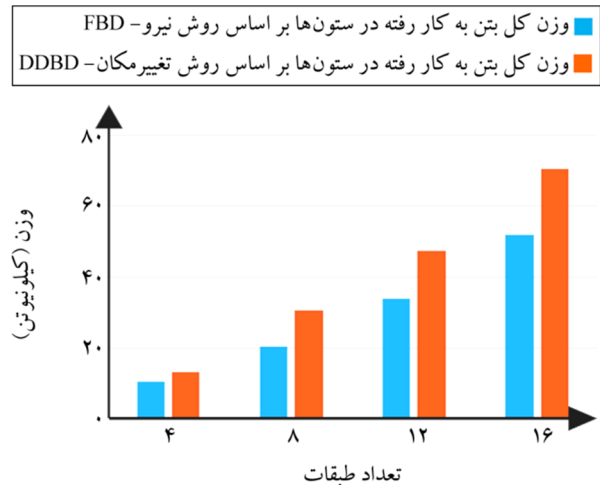
۳. ابعاد بزرگ‌تر یا برابر ستون قاب‌های روش تغییر مکان نسبت به ستون قاب‌های روش نیرو و نیز ابعاد کوچک‌تر یا برابر تیر قاب‌های روش تغییر مکان نسبت به تیر قاب‌های روش نیرو مشاهده می‌شود که در طبقات پایینی قاب‌ها واضح‌تر است.

۴. میزان آرماتورهای ستون‌ها و وسط دهانه‌ی تیرها در روش تغییر مکان، بیشتر از روش نیرو است که این به دلیل لحاظ نمودن مکانیسم مورد نظر در فرآیند تحلیل و طراحی است تا مفاصل فقط در دو انتهای تیرها تشکیل شود و مفصلی در ستون‌ها شکل نگیرد.

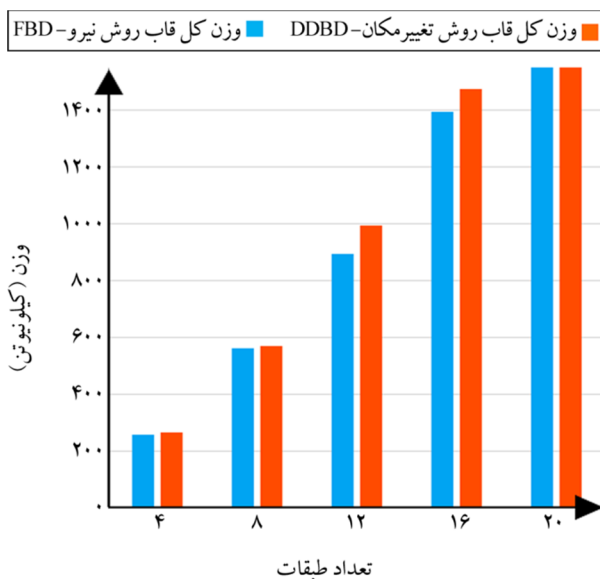
در ستون قاب‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه‌ی طراحی شده با روش تغییر مکان نسبت به روش نیرو وزن کل بتن به کار رفته به ترتیب ۰، ۶، ۲۷/۶ و ۲۷/۷ درصد و نیز وزن کل آرماتور به کار رفته ۵۶، ۸۲، ۴۸ و ۴۵ درصد افزایش داشته است. حال آن‌که در تیرها وزن کل بتن به کار رفته به ترتیب ۰، ۷، ۸ و ۱۸ درصد کاهش و وزن کل آرماتور به کار رفته ۳، ۲۵، ۳۱ و ۲۶ درصد افزایش و همچنین وزن کل بتن به کار رفته در این قاب‌ها به ترتیب ۲، ۰، ۱۰ و ۵ درصد و وزن کل آرماتور به کار رفته ۲۶، ۵۲، ۴۰ و ۳۶ درصد نسبت به روش نیرو افزایش نشان می‌دهند. در مجموع وزن کلی این قاب‌ها ۲/۵، ۱/۶، ۱۱ و ۷/۵ درصد سنگین‌ترند.

مراجع

1. Priestley, M. (2000) Performance based seismic design. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33, 325-346.
2. Bertero, V.V. (2000) Performance-based seismic engineering: conventional vs. innovative approaches. *Proc. Memorias 12vo Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica*.
3. GCR, N. (2009) *Research Required to Support Full Implementation of Performance-Based Seismic*



شکل (۱۸): مقایسه‌ی وزن کل آرماتور به کار رفته در قاب‌های هر دو روش.



شکل (۱۹): مقایسه‌ی وزن کل قاب‌های هر دو روش.

۶- نتیجه‌گیری

در این تحقیق پس از اعتبارسنجی روش مورد استفاده در طراحی با روش تغییر مکان، نتایج طراحی قاب‌های خمشی ویژه‌ی بتنی ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ طبقه با روش‌های تغییر مکان و نیرو با یکدیگر مقایسه شده است. اهم نتایج مقایسه‌ی مذکور فهرست‌وار در ادامه آورده شده است.

۱. صحت‌سنجی انجام شده در این تحقیق نشان می‌دهد که روندی که برای طراحی با روش تغییر مکان استفاده شده قابل اعتماد است.

۲. در همه قاب‌های مورد بررسی، برش پایه‌ی طراحی در روش

- Development of a displacement-based design method for steel dual systems with buckling-restrained braces and moment-resisting frames. *Journal of Earthquake Engineering*, **14**, 106-140.
15. Sullivan, T. and Lago, A. (2012) Towards a simplified direct DBD procedure for the seismic design of moment resisting frames with viscous dampers. *Engineering Structures*, **35**, 140-148.
 16. Sullivan, T.J. (2013) Direct displacement-based seismic design of steel eccentrically braced frame structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **11**, 2197-2231.
 17. Ostad Hossein, H., Kamel, S., and Henteh, M. (2017) Performance of concrete moment resisting frames of direct displacement based against force based design. *Journal of Structural and Construction Engineering* (in Persian).
 18. Peng, C. and Guner, S. (2018) Direct displacement-based seismic assessment of concrete frames. *Computers and Concrete*, **21**, 355-365.
 19. Priestley, M., Grant, D.N., and Blandon, C.A. (2007) Direct displacement-based seismic design. *Proc. 2005 NZSEE Conference*.
 20. FEMA, P. (2000) 'Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings'. In: *Book Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Washington, DC.
 21. Priestley, M., Calvi, G., and Kowalsky, M. (2007) *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. 1st edn. IUSS Press, Pavia, Italy.
 22. ACI (2014) *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)*. American Concrete Institute.
 23. ASCE (2010) *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-10)*. American Society of Civil Engineers.
 24. Bommer, J.J. and Elnashai, A.S. (1999) Displacement spectra for seismic design. *Journal of Earthquake Engineering*, **3**, 1-32.
 25. Massena, B., Bento, R., Degée, H., and ICIIST, R. (2010) 'Direct Displacement Based Design of a RC Design. Washington, DC.
 4. Sejal, D.P., Vasanwala, S., and Desai, A. (2011) Performance based seismic design of structure: A review. *International Journal of Civil and Structural Engineering*, **1**, 795.
 5. Priestley, M.J.N. (1993) Myths and Fallacies in Earthquake Engineering – Conflicts Between Design and Reality. *Bulletin NZSEE*, **26**(3), 329-341.
 6. Shibata, A. and Sozen, M.A. (1976) Substitute-structure method for seismic design in R/C. *Journal of the Structural Division*, **102**, 1-18.
 7. Dwairi, H.M., Kowalsky, M.J., and Nau, J.M. (2007) Equivalent damping in support of direct displacement-based design. *Journal of Earthquake Engineering*, **11**, 512-530.
 8. Blandon, C.A. (2004) *Equivalent Viscous Damping Equations for Direct Displacement Based Design*. Master, Rose School.
 9. Pettinga, J.D. and Priestley, M.N. (2005) *Dynamic Behaviour of Reinforced Concrete Frames Designed with Direct Displacement-Based Design*. Master, Rose School.
 10. Della Corte, G. and Mazzolani, F. (2008) Theoretical developments and numerical verification of a displacement-based design procedure for steel braced structures. *Proc. Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, 12-17.
 11. Pennucci, D., Calvi, G., and Sullivan, T. (2009) Displacement-based design of precast walls with additional dampers. *Journal of Earthquake Engineering*, **13**, 40-65.
 12. Sullivan, T.J. (2009) Direct displacement-based design of a RC wall-steel EBF dual system with added dampers. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, **42**, 167.
 13. Garcia, R., Sullivan, T.J., and Corte, G.D. (2010) Development of a displacement-based design method for steel frame-RC wall buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, **14**, 252-277.
 14. Maley, T.J., Sullivan, T.J., and Corte, G.D. (2010)

Frame-Case of Study'. In: *Direct Displacement Based Design of a RC Frame-Case of Study*.

26. Massena, B., Bento, R., and Degée, H. (2012) Assessment of direct displacement-based seismic design of reinforced concrete frames. *Proc. 15th WCEE Conference*.
27. Paulay, T. (1995) The philosophy and applications of capacity design. *2nd International Conference on Seismology and Earthquake Engineering*, Tehran, Sharif University of Technology.

واژه‌نامه

Performance Based-Seismic Design (PBSD)	۱- طراحی بر اساس عملکرد عملکرد
Northridge	۲- نورثریج
ASCE	۳- جامعه مهندسين عمران آمریکا
Capacity Design	۴- طراحی ظرفیت
Column-Sway Mechanism	۵- مکانیسم ستون
Beam-Sway Mechanism	۶- مکانیسم تیر
Soft Story Mechanism	۷- طبقه‌ی نرم