

طراحی بر اساس تغییر مکان برای سازه‌های نامنظم پیچشی با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی در دو جهت

Original Article

محمد نابت راسخ (کارشناس ارشد)

فرهاد بهنام‌فر* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

در آیین‌نامه‌ی موجود برای طراحی بر اساس تغییر مکان (DBD۱۲) ^۱ رابطه‌ی برای در نظر گرفتن اثرات پیچش در سازه‌ها بیان شده است. این رابطه با فرض رفتار غیرخطی در جهت اعمال حرکت زمین و رفتار خطی در جهت متعامد تنظیم شده است. در این پژوهش رابطه‌ی فوق برای حالت اعمال زلزله در دو جهت متعامد اصلاح می‌شود. به این منظور، سازه‌های فولادی با تعداد طبقات معمول (۳، ۷ و ۱۰ طبقه)، خروج از مرکزیت‌های مختلف با سیستم قاب خمشی و رفتار غیرخطی تحت رکوردهای ۱۱ زلزله تحلیل می‌شوند. مقادیر چرخش طبقات برای زلزله‌های مختلف محاسبه شده و در نتیجه رابطه‌ی آیین‌نامه با اعمال ضرایب اصلاح مناسب برای اثر زلزله با دو مؤلفه‌ی افقی متعامد اصلاح می‌شود. در این تحقیق نشان داده شده که مقادیر دقیق زاویه‌ی پیچش طبقه می‌تواند تا دو برابر مقادیر حاصل از روابط آیین‌نامه باشد. این در حالی است که با استفاده از رابطه‌ی اصلاح شده در این تحقیق، بیشترین اختلاف نسبی این دو دسته مقادیر به کمتر از ۱۰٪ کاهش می‌یابد.

واژگان کلیدی: طراحی بر اساس تغییر مکان، ساختمان پیچشی، DBD۱۲،

تحلیل دینامیکی غیرخطی، اصلاح.

s.s.rasekh@yahoo.com
farhad@cc.iut.ac.ir

۱. مقدمه

در رویکردهای طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، ابتدا بر اساس عملکرد مورد نیاز برای سازه، تغییر مکان هدف (بیشینه تغییر مکانی که سازه قادر به تحمل آن است) تعیین می‌شود. سپس سازه‌ی مربوطه به یک سیستم یک درجه آزادی معادل تبدیل شده و خصوصیات سازه‌ی جایگزین به وسیله‌ی سختی سکانتی در جابه‌جایی بیشینه و میرایی معادل (مجموع میرایی کشسانی و هیستریزس) بیان می‌شود. با در دست داشتن سختی و جابه‌جایی سیستم یک درجه آزادی، برش پایه به راحتی حساب شده و پس از توزیع مناسب بین طبقات و با تحلیل سازه تحت این نیروها، طراحی اعضا انجام می‌شود.

در روش‌های طراحی بر اساس نیرو، استفاده از فرضیاتی مانند سختی اولیه و ضریب کاهش نیروی ثابت (بدون توجه به ابعاد و مشخصات اعضا و ... و صرفاً بر اساس سیستم سازه‌ی) باعث می‌شود برش پایه و به تبع آن نیروهای داخلی اعضا ارتباط مستقیمی با عملکرد درخواستی نداشته باشند. این در حالی است که در روش‌های مبتنی بر تغییر مکان با استفاده از تغییر مکان هدف، سختی سکانتی به جای سختی اولیه و با حذف ضریب رفتار، محدودیت‌های ذاتی روش نیرویی تا حد زیادی برطرف شده است.

روش‌های طراحی مبتنی بر تغییر مکان عمدتاً بر پایه‌ی روش «سازه‌ی جایگزین» که نخستین بار توسط شیپاتا و سزن پیشنهاد شد^[۱] بنا شده است. همچنین تحقیقات

به‌طور کلی بارهای وارده بر سازه‌های متداول به دو دسته بارهای ثقلی و جانبی تقسیم می‌شود. برای تحلیل سازه تحت نیروی جانبی، روش‌های گوناگونی همچون روش‌های مبتنی بر نیرو و بر اساس عملکرد پیشنهاد شده است. از آن‌جا که «تغییر مکان» پارامتر مناسبی برای تعیین عملکرد است، روش‌های طراحی مبتنی بر تغییر مکان در رسته‌ی روش‌های طراحی مبتنی بر عملکرد، از اهمیت ویژه‌ی برخوردار است.

امروزه برای تحلیل و طراحی سازه‌ها تحت بار جانبی، غالباً از روش‌های نیرویی استفاده می‌شود. در این روش‌ها ابتدا با فرض ابعاد و سختی کشسانی (عمدتاً سختی اولیه) اعضای باربر، زمان تناوب سازه تخمین زده می‌شود. در ادامه برش پایه محاسبه شده و پس از اعمال ضریب کاهش نیرو، برش پایه‌ی اصلاح شده بین اعضا توزیع و اعضا بر اساس این نیروها طراحی و در انتها جابه‌جایی‌های سازه کنترل می‌شود. در صورتی که جابه‌جایی‌ها جوابگو نباشد، دستورالعمل مشخصی برای اصلاح طراحی وجود ندارد و مراحل طراحی باید دوباره و با فرضیات جدید تکرار شود.

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۶/۱۱/۱۳۹۶، اصلاحیه ۲۳/۳/۱۳۹۷، پذیرش ۲۳/۴/۱۳۹۷.

DOI:10.24200/J30.2018.5713.2269

Archive of SID

منجر شده و در سازه‌های کوتاه مرتبه، منجر به طرح اقتصادی‌تری در مقایسه با روش نیرویی مرسوم شده است. گیلور و گارسیا به مقایسه‌ی عملکرد لرزه‌ی سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی فولادی مهاربندی شده که یک بار بر اساس نیرو و بار دیگر بر اساس تغییر مکان طراحی شده بود، پرداختند^[۱۲] و مزایای استفاده از طراحی مبتنی بر تغییر مکان را طرح کردند.

همچنین وگا و کوالسکی در زمینه‌ی پاسخ‌های مختلفی مانند تغییر مکان نسبی طبقه، کرنش نهایی و شکل‌پذیری ساختمان‌های بتنی، مقایسه‌ی بین روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان و طراحی مبتنی بر نیرو انجام دادند.^[۱۳] در این تحقیق ۶ سازه‌ی قاب خمشی بتن‌آرمه با تعداد طبقات ۴ تا ۱۲، با روش تغییر مکان طراحی شده و سپس تحلیل تاریخی‌چرخه‌ی زمانی غیرخطی تحت اعمال ۷ شتاب‌نگاشت سازگار انجام شده است. مطابق مشاهدات محققین، مقدار متوسط تغییر مکان نسبی طبقه‌ی محاسبه شده توسط آیین‌نامه‌های روش نیرو اختلاف فاحشی با متوسط تغییر مکان نسبی طبقه‌ی حاصل از تحلیل تاریخی‌چرخه‌ی زمانی غیرخطی داشته ولی در مورد سازه‌های طرح شده با روش تغییر مکان، تغییر مکان‌های نسبی سازه تا حد بسیار زیادی به تغییر مکان‌های طراحی نزدیک است.

در ادامه، کاربرد روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان توسط محققین به سازه‌های مختلفی تعمیم داده شد. در همین راستا روشی برای تعیین ابعاد و مشخصات اولیه‌ی اعضا در روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان برای سازه‌های بتنی ارائه شد^[۱۴] که طی آن سازه‌ها به دو دسته‌ی کنترل شونده با تغییر شکل نسبی طبقات و کنترل شونده با شکل‌پذیری تقسیم شد؛ برای تعیین جزئیات اولیه نیز دو روش طراحی بر اساس مقاومت و طراحی بر اساس سختی مورد استفاده قرار گرفت. همچنین بولاند و عامور در مورد استفاده از روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان برای سازه‌های بتن‌آرمه مطالعات جامعی انجام دادند.^[۱۵] ملک‌پور و همکاران این روش را برای طراحی قاب‌های فولادی منظم گسترش دادند.^[۱۶] همچنین ملک‌پور و دشتی از این روش در طراحی انواع مختلف سازه‌های بتنی بهره بردند.^[۱۷] مطابق این تحقیق استفاده از روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان برای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه، سیستم‌های دوگانه‌ی قاب خمشی و دیوار برشی بتنی و همچنین قاب‌های بتنی با مهاربند فولادی بسیار مؤثر است. روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان برای ساختمان‌های فولادی با مهاربند واگرا توسط سولویان مورد بررسی قرار گرفته است.^[۱۸] در این تحقیق چگونگی استفاده از این روش در سیستم سازه‌ی مذکور به تفصیل بیان شده و سپس مثال‌هایی از کاربرد آن در سازه‌های منظم ۱ تا ۱۵ طبقه ارائه شده است. نتایج تحقیق نشان داده که استفاده از DBD در این سیستم سازه‌ی مزایای بسیاری برخوردار است.

با گسترش تحقیقات انجام شده در حوزه‌ی طراحی تغییر مکانی، پرستلی و همکاران کتاب جامعی در این زمینه منتشر کردند.^[۱۹] متعاقب آن، نخستین آیین‌نامه‌ی پیشنهادی برای طراحی بر اساس تغییر مکان (DBD۰۹) در سال ۲۰۰۹ منتشر شد.^[۲۰] ویرایش دوم این آیین‌نامه با عنوان DBD۱۲ نیز در سال ۲۰۱۲ منتشر شد.^[۲۱]

پائولی برای نخستین بار این روش را برای ساختمان‌های پیچشی مورد استفاده قرار داد.^[۲۲] در نتیجه‌ی فعالیت‌های او، پیشنهاد شد اثر پیچش با اصلاح تغییر مکان هدف در محاسبات دخیل شود. می‌توان گفت اساس رابطه‌ی ارائه شده در آیین‌نامه‌ی DBD۱۲ برای سازه‌های پیچشی برگرفته از همین تحقیق است. مازا اثر نامنظمی در پلان^[۲۳] را در طراحی بر اساس تغییر مکان بررسی کرد. همچنین او و همکارانش اثر نامنظمی در ارتفاع^[۲۴] را در طراحی بر اساس تغییر

گولکان و سزن در مورد ارائه‌ی روابطی برای میرایی و سختی سازه‌ی یک درجه آزادی معادل با سازه‌ی چند درجه آزادی، کمک شایانی در پدید آمدن این روش کرده است.^[۲۱] کوالسکی و همکاران در سال ۱۹۹۴ در قالب گزارشی، روند طراحی لرزه‌ی مبتنی بر تغییر مکان را که برای سازه‌های بتنی یک درجه آزادی توسعه داده شده بود^[۲۱] بیان کردند. همچنین پرستلی و کوالسکی مراحل گام به گام طراحی سازه‌های بتنی بر اساس تغییر مکان را با ارائه‌ی مثال‌های کاربردی تشریح کردند.^[۲۴] مدهکار و کندی، نظریه و کاربرد روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان را در دو نوشتار جداگانه مفصل تشریح کردند.^[۲۵] آنها در نوشتار اول در مورد محدودیت‌های روش طراحی بر اساس نیرو که در آیین‌نامه‌های متداول کاربرد دارد، بحث کرده و به مزایای طراحی مبتنی بر تغییر مکان پرداختند. در این نوشتار همچنین چگونگی استفاده از این روش در سازه‌های چند درجه آزادی تشریح شده است. ایشان در نوشتار دوم برای نخستین بار این روش را در طراحی یک سازه‌ی فولادی اعمال کرده و نتایج را با روش نیرویی مقایسه کردند. در این تحقیق دو سازه‌ی ۲ و ۸ طبقه فولادی، با مهاربند همگرایی فولادی طراحی و تحلیل قرار گرفت. از جمله نتایج این تحقیق اهمیت بیشتر شکل‌پذیری طلب مهاربند در مقایسه با مقدار تغییر مکان نسبی هدف سقف طبقات است. همچنین در این تحقیق، لزوم پژوهش در رابطه با طیف تغییر مکان، روابط محاسبه‌ی میرایی معادل و کاربرد روش تغییر مکانی در دیگر سیستم‌های باربر جانبی فولادی مورد تأکید قرار گرفته است.

چوبرا و گوئل اثر استفاده از طیف طرح ارتجاعی را در مقابل استفاده از طیف طرح غیرارتجاعی در طراحی مبتنی بر تغییر مکان، مورد بررسی و مقایسه قرار دادند.^[۲۶] آنها نشان دادند که استفاده از طیف غیرارتجاعی برای محاسبه‌ی بیشینه واکنش سیستم یک درجه آزادی معادل به برآورد دقیق‌تری از تغییر مکان و ضریب شکل‌پذیری این سیستم انجامیده و به طرز مطمئن‌تری به کنترل بیشینه دوران خمیری سیستم می‌انجامد.

ژو و چن روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان را به‌عنوان شاخه‌ی از روش‌های طراحی بر اساس عملکرد توسعه دادند.^[۸] در مطالعه‌ی ژو، چگونگی استفاده از طیف ظرفیت، در این ارتباط بررسی شد که به موجب آن دیگر نیاز به استفاده از سازه‌ی معادل با رفتار خطی نبود و مستقیماً سازه با رفتار غیرخطی مورد مطالعه و طراحی قرار گرفت.^[۹] با توجه به اهمیت طیف تغییر مکان در طراحی بر اساس تغییر مکان، تاکنون تحقیقات بسیاری به منظور مطالعه‌ی این موضوع انجام شده است. از این میان تحقیق بورزی و همکاران مورد اشاره است.^[۱۰] در این تحقیق پس از انتخاب ۳۶۴ رکورد زلزله با بزرگای متفاوت که روی خاک‌های مختلف ثبت شده بود، طیف‌های تغییر مکان غیرکشناسی برای دو مدل رفتاری الاستوپلاستیک کامل و سخت‌شدگی - نرم‌شدگی هیستریزس ترسیم شده است. همچنین به‌منظور ایجاد امکان مقایسه‌ی عوامل گوناگون تأثیرگذار بر طیف‌های ترسیم شده، اثر بزرگای زلزله، جنس خاک و فاصله از محل، روی شکل و دامنه‌ی طیف مورد بررسی قرار گرفته است.

پس از توسعه‌ی اولیه‌ی روش «طراحی مبتنی بر تغییر مکان»، لزوم مقایسه‌ی این روش با روش نیرویی بیش از پیش احساس شد. بر همین اساس، رحمان و سرتاران روش‌های نیرویی و تغییر مکانی را به صورت ویژه برای ساختمان‌های پیش‌ساخته‌ی پس‌کشیده‌ی بتنی با سیستم دیوار برشی مقایسه کردند.^[۱۱] بر این اساس استفاده از روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان در طراحی سازه‌های پیش‌ساخته‌ی پس‌کشیده به نحو مناسبی متضمن رسیدن سازه به سطح عملکردی مورد نظر است. همچنین استفاده از این روش در این تحقیق به برش پایه‌ی کمتری در مقایسه با روش نیرویی

که در آن $\omega\theta$ ضریب کاهش جابه‌جایی برای در نظر گرفتن اثر مودهای بالاتر، $\Delta_{i,LS}$ تغییر مکان جانبی تراز i در حالت حدی (یا سطح عملکرد) مورد نظر (در اینجا: ایمنی جانی)، $\theta_{N,i}$ زاویه ی پیچش تراز i در هنگام پیشینه جابه‌جایی طبقه و x_{CP-CM} فاصله ی بین سیستم باربر بحرانی و مرکز جرم طبقه است. برای تعیین $\Delta_{i,LS}$ در سازه‌های قاب خمشی، آیین نامه رابطه ی ۲ را ارائه کرده است:

$$\Delta_{i,LS} = \frac{(4H_n - h_i)}{(4H_n - h_n)} \cdot \theta_c \cdot h_i \quad (2)$$

که در آن h_i ارتفاع تراز i از تراز پایه، H_n ارتفاع کل سازه و θ_c نسبت تغییر مکان نسبی طبقه ی مجاز است. همچنین، $\omega\theta$ برای سازه‌های تا ۶ طبقه برابر واحد بوده و برای سازه‌های ۱۶ طبقه به بالا مساوی ۰/۸۵ است. برای حالات بینابینی از درون‌یابی خطی استفاده می‌شود.

زاویه ی پیچش طبقه، $\theta_{N,i}$ از تقسیم لنگر پیچشی طبقه بر سختی پیچشی آن به دست می‌آید:

$$\theta_i = \frac{V_i \cdot e_R}{J_{R,\mu}} \quad (3)$$

که در آن V_i برش طبقه (موازی z)، e_R خروج از مرکزیت (فاصله مراکز جرم و سختی) و $J_{R,\mu}$ سختی پیچشی طبقه است که از رابطه ی ۴ قابل محاسبه است:

$$J_{R,\mu} = \sum_{j=1}^m \frac{k_{xj}}{\mu_j} \cdot d_{xj}^2 + \sum_{j=1}^n k_{yj} \cdot d_{yj}^2 \quad (4)$$

که در آن x و y محورهای پلان بوده و زلزله در راستای x وارد می‌شود. همچنین، m و n تعداد سیستم‌های باربر جانبی در تراز i به ترتیب در امتداد x و y بوده و k_{xj} و k_{yj} سختی جانبی سیستم باربر j ام در تراز i در دو امتداد فوق است. d_{xj} و d_{yj} به ترتیب فاصله ی سیستم باربر j ام واقع در امتداد موازی x و y از مرکز سختی طبقه بوده و μ_j ضریب شکل‌پذیری مورد نیاز برای سیستم باربر جانبی j ام واقع در امتداد موازی زلزله است که آن را می‌توان پس از محاسبه ی ضریب شکل‌پذیری مؤثر طبق گام چهارم با قضاوت مهندسی تعیین کرد؛ مثلاً می‌توان μ_j را مساوی μ_e فرض کرد.

در این جا دو نکته قابل ذکر است:

۱. طبق رابطه ی ۴، آیین‌نامه فرض کرده که در ساختمان پیچشی رفتار غیرارتجاعی فقط در امتداد زلزله ایجاد شده و رفتار در امتداد عمود بر آن ارتجاعی است. این در حالی است که به علت وجود هم‌زمان مؤلفه ی متعامد، رفتار می‌تواند به طور هم‌زمان در هر دو جهت غیرخطی باشد. بنابراین چنین فرضی نمی‌تواند صحیح باشد و باید به نحوی نسبت به اصلاح آن اقدام شود.

۲. برای محاسبه ی زاویه ی پیچش طبقه، طبق رابطه ی ۳ لازم است از برش طبقه و طبق رابطه ی ۴ از شکل‌پذیری مورد نیاز استفاده شود که در ابتدا معلوم نیستند. بنابراین محاسبات برای ساختمان‌های پیچشی به صورت تکرارشونده خواهد بود. طوری که در دور اول، زاویه ی پیچش در رابطه ی ۱ مساوی صفر فرض می‌شود. پس از محاسبه ی نیروهای جانبی و برش طبقات در انتهای محاسبات دور اول (رابطه ی ۱۶)، زاویه ی پیچش هر طبقه طبق رابطه ی ۳ تعیین شده و محاسبات مطابق رابطه ی ۱ مجدداً تکرار می‌شود.

مکان برای سازه‌های قاب خمشی بتنی مقاوم‌سازی شده با مهاربندی بررسی کردند. با توجه به تحقیقات انجام پذیرفته، اغلب مقالات موجود در دو دسته ی کلی بیان فلسفه و نظری روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان و کاربرد این روش برای سازه‌های دویعدی با سیستم‌های باربر مختلف تقسیم‌بندی می‌شود. کاربرد این روش برای ساختمان‌های نامتقارن سه‌بعدی با عملکرد پیچشی بسیار کمتر مورد بحث واقع شده است. علاوه بر این در آیین‌نامه ی مربوطه، اثر رفتار غیرخطی ناشی از پیچش فقط در راستای یک مؤلفه ی زلزله در نظر گرفته شده و از اثر مؤلفه ی متعامد صرف‌نظر شده است. با توجه به رفتار غیرخطی هم‌زمان سازه در دو راستای متعامد در زلزله‌های قوی، اصلاح ضوابط تحلیل پیچش در آیین‌نامه لازم به نظر می‌رسد. انجام این کار، هدف این پژوهش است.

۲. تحلیل و طراحی سازه‌ها بر اساس تغییر مکان

در رویکرد مورد بحث، با تکیه بر بیشترین تغییر مکان، یا خسارت مورد انتظار از سازه در زلزله طرح، با طی مراحل برش پایه محاسبه شده و در ارتفاع توزیع می‌شود. سپس سازه تحت این نیروها تحلیل و طراحی می‌شود. چنان که مشاهده می‌شود، روال کار مشابه آیین‌نامه‌های سنتی نیرویی است اما تفاوت اصلی در چگونگی محاسبه برش پایه خواهد بود. در آیین‌نامه‌های نیرویی، تغییر مکان پارامتری است که در انتهای روند طراحی، کنترل می‌شود و تحلیل به صورت خطی است. برعکس، در طراحی بر اساس تغییر مکان، تغییر مکان طرح بر پایه ی خسارت قابل قبول از ابتدا انتخاب شده و برش پایه متناسب با آن با تحلیل غیرخطی شبه استاتیکی سازه ی مکانیکی به دست می‌آید. در این روش برای محاسبه ی برش پایه، ابتدا بسته به میزان خسارت یا سطح عملکرد مورد قبول، مقدار تغییر مکان نسبی متناظر که در فصل دوم آیین‌نامه ی DBD۱۲ برای انواع سازه‌ها و سطوح عملکرد ارائه شده، انتخاب می‌شود. پس از آن تغییر مکان هر طبقه به صورت تابعی از تغییر مکان نسبی و ارتفاع طبقه محاسبه می‌شود. روابط مربوطه در فصل ششم آیین‌نامه برای سازه‌های مختلف از جمله سازه‌های موضوع این تحقیق ارائه شده است. برای سازه‌های پیچشی، در مرحله ی بعد با محاسبه ی زاویه ی پیچش هر طبقه، تغییر مکان متناظر در سیستم‌های باربر طبقه اصلاح می‌شود. سپس با استفاده از مقادیر فوق، مشخصات سازه ی یک درجه آزادی معادل برای سیستم باربر بحرانی محاسبه شده و با استفاده از طیف طرح تغییر مکان، زمان تناوب و سختی مؤثر سازه با احتساب رفتار غیرخطی استخراج می‌شود. با استفاده از این مقادیر، به راحتی می‌توان برش پایه ی سازه را محاسبه کرد.

در ادامه، روابط آیین‌نامه‌یی مربوط به مراحل فوق به صورت گام به گام ارائه می‌شود:

گام ۱. تعیین نسبت تغییر مکان نسبی طبقه مجاز یا طرح: با توجه به آیین‌نامه مقدار نسبت تغییر مکان نسبی طرح تعیین می‌شود. این مقدار برای سازه‌های مورد بررسی در سطح ایمنی جانی برابر ۰/۲۵ خواهد بود.

گام ۲. تعیین تغییر مکان جانبی سیستم باربر بحرانی در هر طبقه: در سازه‌های پیچشی، سیستم باربر بحرانی در هر طبقه معمولاً دورترین سیستم باربر جانبی از مرکز جرم طبقه در سمت مرکز مقاومت (موسوم به مرکز سختی در محاسبات ارتجاعی) است. تغییر مکان جانبی این سیستم در تراز سقف طبقه ی i (یا خلاصه: تراز i)، Δ_i از رابطه ی ۱ به دست می‌آید:

$$\Delta_i = \omega\theta\Delta_{i,LS} - \theta_{N,i} \cdot x_{CP-CM} \quad (1)$$

Archive of SID

محاسبه‌ی برش پایه: در این مرحله برش پایه (V_b) با صرف نظر از اثر $P - \Delta$ از رابطه‌ی ۱۵ قابل محاسبه است:

$$V_b = K_e \Delta_e \quad (15)$$

گام ۹. محاسبه‌ی نیروی جانبی معادل (F_i) در هر طبقه، که آیین‌نامه روابط داده شده در قالب رابطه‌ی ۱۶ را برای سازه‌های قاب خمشی ارائه کرده است: برای تمام طبقات به جز طبقه‌ی آخر:

$$F_i = 0.9 V_b (m_i \Delta_i) / \sum_{j=1}^N m_j \Delta_j \quad (1-16)$$

برای طبقه‌ی آخر:

$$F_N = 0.9 V_b + 0.9 V_b (m_N \Delta_N) / \sum_{j=1}^N m_j \Delta_j \quad (2-16)$$

نقطه‌ی اثر نیروهای جانبی فوق در مرکز جرم هر طبقه است.

۳. طراحی سازه‌های مورد مطالعه

۱.۳. فرضیات طراحی

با توجه به این‌که دامنه‌ی این پژوهش به ساختمان‌های حداکثر ۱۰ طبقه محدود است، برای انجام این تحقیق سازه‌هایی با تعداد طبقات چهار، هفت و ده با ارتفاع هر طبقه برابر ۳٫۳ متر و با ابعاد پلان 15×15 متر که شامل سه دهانه‌ی ۵ متری در هر جهت هستند انتخاب شدند. خروج از مرکزیت‌های صفر، ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰، ۳۰ درصد بعد پلان و به اندازه برابر در هر دو راستا در نظر گرفته شده است. سازه‌ها از لحاظ هندسی کاملاً متقارن بوده و مرکز سختی بر مرکز سطح پلان سازه منطبق در نظر گرفته می‌شود. در این صورت نیازی به تغییر طراحی اعضا هر بار برای یک خروج از مرکزیت خاص نبوده و مبنای مقایسه در تمامی حالات یکسان خواهد بود. خروج از مرکزیت‌های در نظر گرفته شده با فرض جابه‌جایی مرکز جرم به دلیل توزیع غیریکنواخت بار زنده ایجاد می‌شود. تمامی سازه‌ها در منطقه با لرزه‌خیزی بسیار زیاد مفروض شده‌اند. این سازه‌ها، فولادی با سیستم سازه‌ی قاب خمشی ویژه و به دلیل معمولاً در مناطق با زلزله‌خیزی بسیار شدید از سیستم‌های ویژه استفاده می‌شود. دیافراگم طبقات صلب فرض شده است. سیستم سقف سازه‌ها تیرچه بلوک در نظر گرفته شده که البته به دلیل صلبیت دیافراگم‌ها تأثیری در نتایج نداشته و صرفاً به دلیل محاسبه‌ی بار مرده و جرم سازه اهمیت دارد. سازه‌ها به ترتیبی که در بند بعد ذکر خواهد شد بر اساس آیین‌نامه‌ی DBD۱۲ طراحی شده است. جزییات مقاطع اعضا در ادامه ذکر شده است. خاک بستر سازه‌ها از نوع III طبق استاندارد ۲۸۰۰ است. [۲۵]

۲.۳. نتایج طراحی سازه‌ها

با توجه به این‌که نرم‌افزارهای تجاری موجود قابلیت طراحی سازه به روش تغییر مکان را ندارند، ابتدا سازه‌ها به صورت دستی با استفاده از روال ذکر شده در بند ۲ بر اساس تغییر مکان تحلیل می‌شوند. برای محاسبات رابطه‌ی ۴، از فرضیات معقولی برای ابعاد اعضا و نرم افزار تحلیل سازه، مثلاً ETABS استفاده می‌شود. سپس نیروهای جانبی محاسبه شده طبق رابطه‌ی ۱۶، به نرم‌افزار ETABS معرفی شده و بر سازه‌ها اعمال می‌شوند. از این‌جا به بعد، تحلیل و طراحی سازه‌ها به روال معمول انجام خواهد شد.

گام ۳. محاسبه‌ی تغییر مکان مؤثر، Δ_e ، جرم مؤثر، m_e و ارتفاع مؤثر، H_e سیستم یک درجه آزادی معادل: در این محاسبه از روابط ۵ تا ۷ استفاده می‌شود:

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

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \Delta_i}{\Delta_e} \quad (6)$$

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

که در آن m_i جرم طبقه i و N تعداد طبقات است.

گام ۴. تعیین ضریب شکل پذیری مؤثر (μ_e) از رابطه‌ی ۸ قابل محاسبه است.

$$\mu_e = \Delta_e / \Delta_y \quad (8)$$

Δ_y در این رابطه معرف تغییر مکان مؤثر تسلیم است که از رابطه‌ی ۹ محاسبه می‌شود.

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

در این رابطه θ_y نسبت تغییر مکان نسبی طبقه‌ی تسلیم است که طبق آیین‌نامه، برای قاب‌های خمشی فولادی از رابطه‌ی ۱۰ محاسبه می‌شود:

$$\theta_y = 0.65 \varepsilon_y L_b / h_b \quad (10)$$

که در آن L_b و h_b به ترتیب طول متوسط دهانه‌های قاب و ارتفاع متوسط مقطع تیرهای طبقه است. همچنین، ε_y کرنش تسلیم فولاد است.

گام ۵. تعیین نسبت میرایی مؤثر، ζ_e : طبق آیین‌نامه، برای قاب‌های خمشی فولادی می‌توان از رابطه‌ی ۱۱ استفاده کرد:

$$\zeta_e = 0.05 + 0.077 \left(\frac{\mu_e - 1}{\pi \mu_e} \right) \quad (11)$$

گام ۶. تعیین زمان تناوب مؤثر T_e از رابطه‌ی ۱۲ قابل محاسبه است:

$$T_e = \left(\frac{\Delta_e}{\Delta_D} \right) \cdot T_D \quad (12)$$

که در آن T_D زمان تناوب گوشه (نقطه‌ی شروع بخش مسطح) طیف طرح تغییر مکان بوده و Δ_D تغییر مکان بیشینه در طیف طرح تغییر مکان برای زمان تناوب‌های بزرگ‌تر از T_D به ازای نسبت میرایی مؤثر است که از رابطه‌ی ۱۳ تعیین می‌شود:

$$\Delta_e = \left(\frac{0.7}{0.2 + \zeta_e} \right)^{0.5} \cdot \Delta_{0.5} \quad (13)$$

که در آن، $\Delta_{0.5}$ تغییر مکان بیشینه در طیف طرح تغییر مکان برای زمان تناوب‌های بزرگ‌تر از T_D به ازای نسبت میرایی ۰٫۵ است. لازم به ذکر است که طیف طرح تغییر مکان به ازای نسبت میرایی ۰٫۵ را می‌توان با تقسیم کردن طیف طرح شتاب بر مجذور فرکانس در هر نقطه به دست آورد.

گام ۷. محاسبه‌ی سختی مؤثر سیستم یک درجه آزادی (K_e) از رابطه‌ی ۱۴ محاسبه می‌شود.

$$k_e = \frac{4 \pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (14)$$

جدول ۱. کمیت‌های اصلی تحلیل بر اساس تغییر مکان.

تعداد طبقه	تغییر مکان مؤثر $\Delta_e(m)$	تغییر مکان تسلیم $\Delta_y(m)$	ضریب شکل‌پذیری (μ_e)	نسبت میرایی مؤثر ζ_e	زمان تناوب مؤثر $T_e(sec)$
۴	۰٫۱۹۸	۰٫۰۹	۲٫۲۱	۰٫۱۴۸	۲٫۵۸
۷	۰٫۳۲۳	۰٫۱۳۹	۲٫۳۳	۰٫۱۵۲	۴٫۰۹
۱۰	۰٫۴۳۹	۰٫۱۷۵	۲٫۵	۰٫۱۵۸	۵٫۴۶

جدول ۲. مشخصات زلزله‌های مورد استفاده.

سال وقوع	PGA (g)	بزرگا (ریشتر)	نام زلزله
۱۹۷۱	۰٫۴۳	۶٫۶۱	San Fernando
۱۹۸۰	۰٫۱۳	۶٫۹۰	Irpinia, Italy - ۰۱
۱۹۸۹	۰٫۵۱	۶٫۹۳	Loma Prieta
۱۹۹۲	۰٫۳۷	۷٫۰۱	Cape Mendocino
۱۹۹۹	۰٫۳۳	۷٫۶۲	Chi - Chi, Taiwan
۱۹۹۹	۰٫۰۵	۷٫۱۴	Duzce, Turkey
۱۹۹۲	۰٫۳۰	۷٫۲۷	Landers
۲۰۰۴	۰٫۳۳	۶٫۶۳	Niigata, Japan
۲۰۰۷	۰٫۶۱	۶٫۸۰	Chuetsu - Oki, Japan
۲۰۰۸	۱٫۰۴	۶٫۹۰	Iwate, Japan
۲۰۱۰	۰٫۲۳	۷	Darfield, New Zealand

اهم مقادیر به دست آمده طبق بند ۲ برای خروج از مرکزیت صفر به شرح جدول ۱ است. لازم به ذکر است که طبق محاسبات انجام شده، خروج از مرکزیت تأثیر چندانی در مقدار این کمیت‌ها ندارد.

برش پایه‌ی رابط‌های ۱۵ برای سازه‌های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه به ترتیب مساوی ۴۵۶، ۴۹۸ و ۵۸۵ کیلونیوتن تعیین شده است. مقاطع تیرها برای سازه‌ی ۴ طبقه از IPE۲۴۰ تا IPE۳۳۰ و برای سازه‌های ۷ و ۱۰ طبقه تا IPE۴۰۰ به دست آمده است. همچنین، مقاطع ستون‌ها برای سازه‌ی ۴ طبقه از Box۲۰۰ × ۱۷٫۵ تا Box۳۰۰ × ۱۷٫۵ و برای سازه‌های ۷ و ۱۰ طبقه تا Box۳۴۰ × ۱۷٫۵ حاصل شده است.

۴. تحلیل دینامیکی غیر خطی

۱.۴. مدل سازی غیرخطی

برای مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی سازه‌ها از نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است. در این مدل، هریک از تیرها و ستون‌ها در دو انتهای خود به یک فنر چرخشی غیرخطی متمرکز (به طول صفر) ختم می‌شوند. رفتار غیرخطی این فنر با فرض تشکیل مقطع عرضی عضو از تعداد زیادی تار (یا فایبر) طولی از جنس فولاد St۳۷ با رفتار دوخطی در کشش به دست می‌آید. مشخصات این رفتار دوخطی مشابه رفتار میلگردهای فولادی در نواحی ارتجاعی و خمیری است.

۲.۴. شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

در این مطالعه از ۱۱ جفت شتاب‌نگاشت استفاده شده که طبق آیین‌نامه‌های جاری^[۲۶] حداقل تعداد لازم برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی و استفاده از میانگین نتایج است. برای استخراج داده‌ها از پایگاه اینترنتی PEER^[۲۷] استفاده شد که در آن بزرگای زلزله‌ها از ۶٫۵ تا ۷٫۵، فاصله تا ۵۰ کیلومتر و خاک از نوع ۳ در نظر گرفته شد. به این ترتیب ۵۷ زلزله استخراج شد که تعداد آنها با دو معیار کاهش داده شد. یکی این که از داده‌های فقط یک ایستگاه (با حداکثر شتاب بزرگ‌تر) برای هر زلزله استفاده شود و دیگر این که برای هر سازه از ۱۱ رکوردی استفاده شود که ضریب مقیاس آنها به یک نزدیک‌تر است.

ضریب مقیاس برای هر زلزله و سازه عبارت است از عددی که اگر در میانگین طیف‌های پاسخ زلزله‌ها ضرب شود، طیف حاصل در هیچ نقطه‌ی در بازه $0/2T$ تا $1/5T$ پایین‌تر از طیف طرح قرار نگیرد که در آن T زمان تناوب سازه‌ی مورد نظر است.^[۲۶] ضریب مقیاس زلزله‌ها برای هر سه ساختمان بین ۱٫۴ تا ۱٫۵ به دست آمده و زلزله‌های مربوطه طبق جدول ۲ است. لازم به ذکر است که با اعمال معیارهای فوق، زلزله‌های یکسانی برای هر سه ساختمان با اندکی تفاوت در برخی ایستگاه‌ها به دست آمده است.

با توجه به بحث ارائه شده پس از رابط‌های ۴، تمرکز این تحقیق بر اصلاح رابط‌های

مزبور و اعمال اثر رفتار غیرخطی هم‌زمان در هر دو جهت است. با توجه به عدم اعمال اثر هم‌زمانی در رابط‌های ۵، پیش‌بینی می‌شود که زاویه‌ی پیش‌محاسبه شده طبق رابط‌های ۳ دارای خطای زیادی باشد. به این ترتیب لازم است زاویه‌ی پیش‌محاسبه شده از رابط‌های ۳ محاسبه شده و با میانگین مقادیر حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی مقایسه شود. این محاسبه در این تحقیق انجام شده و نتایج حاصل در شکل‌های ۱ تا ۱۵ نشان داده شده‌اند. همان‌گونه که دیده می‌شود، اختلاف زیادی بین مقادیر حاصل از رابط‌های آیین‌نامه با نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی وجود دارد. این موضوع، پیش‌بینی قبلی را در مورد این اختلاف تأیید می‌کند. برای اصلاح روال طراحی مبتنی بر تغییر مکان، لازم است این اختلاف به نحوی برطرف شود.

۵. اصلاح رابط‌های محاسبه‌ی زاویه‌ی پیش‌محاسبه طبقه

ابتدا لازم است برآورد شود شدت رفتار غیرخطی در دو جهت متعامد به چه نسبت است. برای این کار سازه‌ها تحت هر دو مؤلفه‌ی متعامد افقی زلزله‌ها به طور هم‌زمان قرار داده می‌شوند. برای هر سازه تحت هر زلزله، مجموع مقادیر مطلق چرخش مفاصل خمیری اعضای سازه در هر لحظه در هر راستا محاسبه می‌شود. بیشینه‌ی این مقدار بین لحظات مختلف در هر زلزله برای هر سازه در هر راستا استخراج شده و میانگین آن بین زلزله‌های مختلف در هر دو راستا محاسبه می‌شود.

دو کمیت ذکر شده در بالا برای هر سازه در خروج از مرکزیت‌های مختلف محاسبه شده و نتایج آن در جداول ۳ تا ۵ برحسب رادیا بیان شده است. به طور دلخواه، شتاب‌نگاشت با PGA بزرگ‌تر در راستای x وارد شده است.

از جداول ۳ تا ۵ دو نتیجه‌ی مهم گرفته می‌شود. اولاً پیش‌بینی وجود رفتار غیرخطی قابل توجه در امتداد عمود بر جهت مؤلفه‌ی بزرگ‌تر زلزله مطابق با واقعیت است. ثانیاً به نحو جالبی نسبت رفتار غیرخطی در دو راستا برای موارد مطالعه شده

جدول ۳. میانگین بیشینه‌ی مجموع قدرمطلق چرخش مفاصل خمیری در دو راستا و نسبت آن‌ها، سازه‌ی ۴ طبقه.

$e = \%30$	$e = \%20$	$e = \%15$	$e = \%10$	$e = \%5$	$e = \%0$	
۰٫۲۴۸	۰٫۲۵۸	۰٫۲۶۳	۰٫۲۶۸	۰٫۲۸۳	۰٫۲۷۳	راستای x
۰٫۱۸۶	۰٫۱۸۶	۰٫۱۹۰	۰٫۱۹۵	۰٫۲۰۷	۰٫۲۰۱	راستای y
۰٫۷۵	۰٫۷۲	۰٫۷۲	۰٫۷۳	۰٫۷۳	۰٫۷۴	y/x

جدول ۴. میانگین بیشینه‌ی مجموع قدرمطلق چرخش مفاصل خمیری در دو راستا و نسبت آن‌ها، سازه‌ی ۷ طبقه.

$e = \%30$	$e = \%20$	$e = \%15$	$e = \%10$	$e = \%5$	$e = \%0$	
۰٫۷۸۴	۰٫۷۸۴	۰٫۷۷۷	۰٫۷۶۹	۰٫۷۹۰	۰٫۸۰۷	راستای x
۰٫۵۰۸	۰٫۴۹۳	۰٫۵۰۵	۰٫۵۱۷	۰٫۵۷۴	۰٫۶۰۵	راستای y
۰٫۶۵	۰٫۶۳	۰٫۶۵	۰٫۶۷	۰٫۷۳	۰٫۷۵	y/x

جدول ۵. میانگین بیشینه‌ی مجموع قدرمطلق چرخش مفاصل خمیری در دو راستا و نسبت آن‌ها، سازه‌ی ۱۰ طبقه.

$e = \%30$	$e = \%20$	$e = \%15$	$e = \%10$	$e = \%5$	$e = \%0$	
۰٫۷۵۸	۰٫۷۷۴	۰٫۷۸۷	۰٫۸۲۸	۰٫۸۶۹	۰٫۸۹۳	راستای x
۰٫۵۶۳	۰٫۵۵۴	۰٫۵۵۹	۰٫۵۸۹	۰٫۶۱۹	۰٫۶۵۶	راستای y
۰٫۷۴	۰٫۷۱	۰٫۷۱	۰٫۷۱	۰٫۷۲	۰٫۷۳	y/x

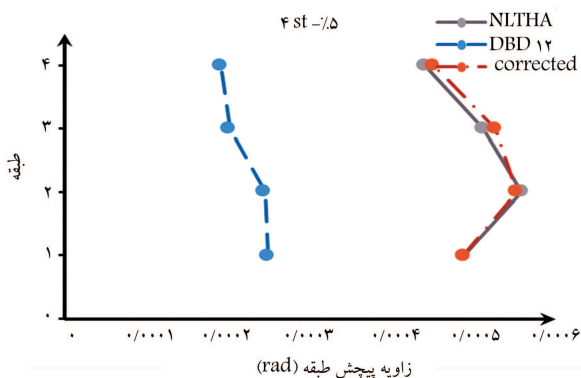
که در آن b بعد پلان عمود بر زلزله است. به این ترتیب طبق رابطه‌ی ۱۹ برای هر طبقه ضریب اصلاح متفاوتی به دست خواهد آمد.

با استفاده از برازش مقادیر آیین‌نامه‌ی زاویه‌ی پیش با مقادیر دقیق حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی (رجوع به شکل‌های ۱ تا ۱۵)، مقادیر زیر برای ضرایب $a - d$ به دست می‌آید.

$$a = -0/071, b = 0/385, c = -0/65, d = 1 \quad (21)$$

در شکل‌های ۱ تا ۱۵، اثر ترکیبی اصلاحات رابطه‌ی محاسبه‌ی زاویه‌ی پیش طبقه طبق روابط ۱۷ و ۱۸ نشان داده شده است. در نمودارهای زیر، مقدار خروج از مرکزیت به صورت بر چسب شکل ذکر شده و NLTHA به مفهوم تحلیل دینامیکی غیرخطی است.

همان‌طور که در نمودارهای فوق دیده می‌شود، رویکرد پیشنهادی برای اصلاح رابطه‌ی پیش آیین‌نامه برای محاسبه‌ی زاویه‌ی پیش طبقه موفقیت‌آمیز بوده و خطای موجود را به حد قابل‌قبولی کاهش داده است.



شکل ۱. اثر اصلاح زاویه‌ی پیش طبقه؛ سازه‌ی ۴ طبقه با خروج از مرکزیت ۵٪.

تغییرات بسیار کمی دارد و بیشینه‌ی آن در حدود ۰٫۷۵ است. در این مطالعه، همین نسبت برای ضریب شکل‌پذیری دو راستای متعامد در نظر گرفته می‌شود. بنابراین پیشنهاد می‌شود رابطه‌ی ۴ چنین اصلاح شود:

$$J_{R,\mu} = \sum_{j=1}^m \frac{k_{xj}}{\mu_j} \cdot d_{xj}^2 + \sum_{j=1}^n \frac{k_{yj}}{0.75\mu_j} \cdot d_{yj}^2 \quad (17)$$

از سوی دیگر، در رابطه‌ی ۳ به این نکته‌ی مهم توجه نشده که هم‌زمان با ورود سازه به ناحیه غیرخطی در حین واکنش دینامیکی، مقدار خروج از مرکزیت آن نیز افزایش می‌یابد. از آنجایی‌که ساختمان‌های مورد مطالعه قاب‌های خمشی ویژه‌ی هستند که مرکز مقاومت و سختی آنها بر مرکز سطح طبقه منطبق بوده و مرکز جرم در یک سمت پلان است، قاب‌های واقع در سمت مرکز جرم زودتر وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند. در نتیجه مرکز مقاومت به سمت دیگر پلان جابه‌جا شده و مقدار خروج از مرکزیت افزایش می‌یابد و پیش طبقه تشدید می‌شود. در آیین‌نامه‌های نیرویی به این نکته با اعمال ضریب تشدید پیش تصادفی توجه شده است. هرچه تعداد طبقات (و در نتیجه تعداد مفاصل خمیری) و نسبت خروج از مرکزیت بیشتر باشد، این اثر بیشتر مشهود خواهد بود.

با توجه به بحث فوق، رابطه‌ی زیر به‌عنوان جایگزین رابطه‌ی ۳ پیشنهاد می‌شود:

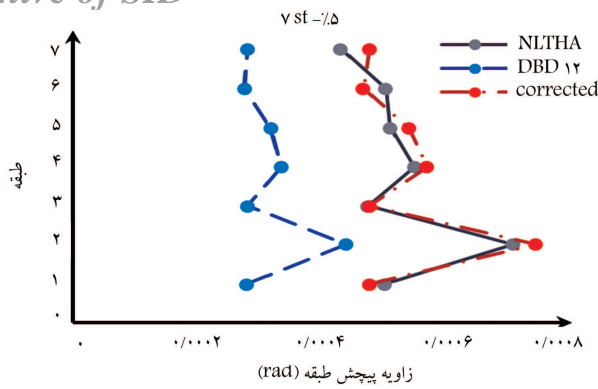
$$\theta_{Ni} = \frac{V_i \cdot \alpha_i \cdot e_R}{J_{R,\mu}} \quad (18)$$

که در آن α_i ضریب تشدید خروج از مرکزیت در تراز i است که از رابطه‌ی ۱۹ به دست می‌آید:

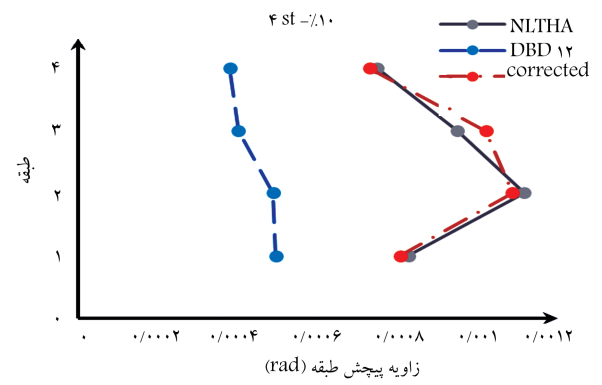
$$\alpha_i = \alpha X_i^2 + b X_i + c X_i + d \quad (19)$$

که در آن ضرایب $a - d$ مقادیر ثابتی هستند که باید با برازش به دست آیند. شکل ریاضی رابطه‌ی ۱۹ با سعی و خطا به دست آمده است. همچنین پارامتر X_i بی‌بعدی است که طبق رابطه‌ی ۲۰ محاسبه می‌شود:

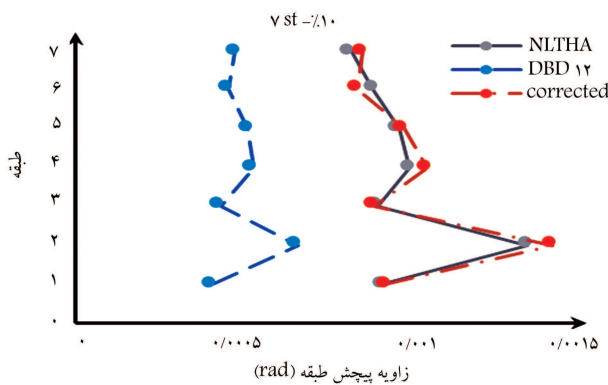
$$X_i = \frac{h_i N e_R}{H b} \quad (20)$$



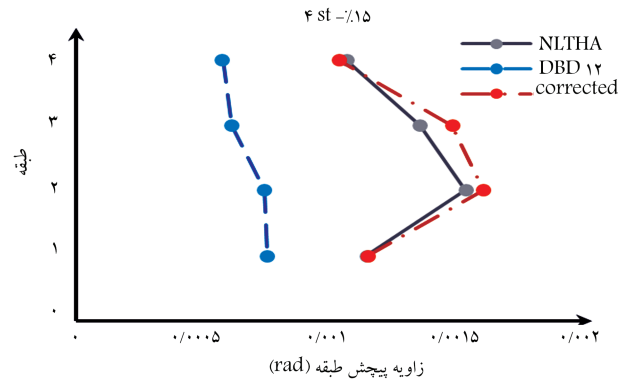
شکل ۶. اثر اصلاح زاویه‌ی پیچش طبقه؛ سازی ۷ طبقه با خروج از مرکزیت ۵٪.



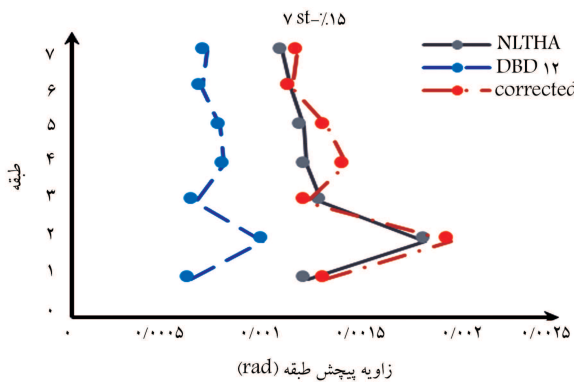
شکل ۲. اثر اصلاح زاویه‌ی پیچش طبقه؛ سازی ۴ طبقه با خروج از مرکزیت ۱۰٪.



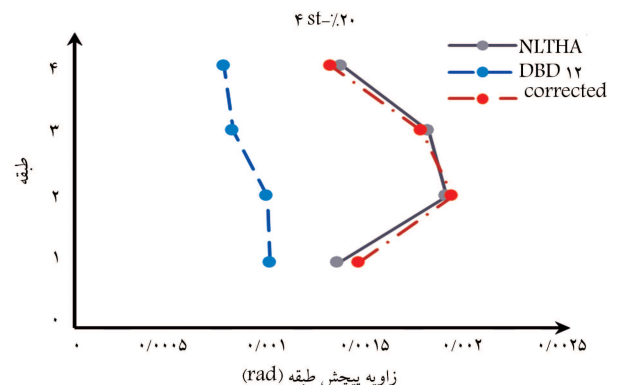
شکل ۷. اثر اصلاح زاویه‌ی پیچش طبقه؛ سازی ۷ طبقه با خروج از مرکزیت ۱۰٪.



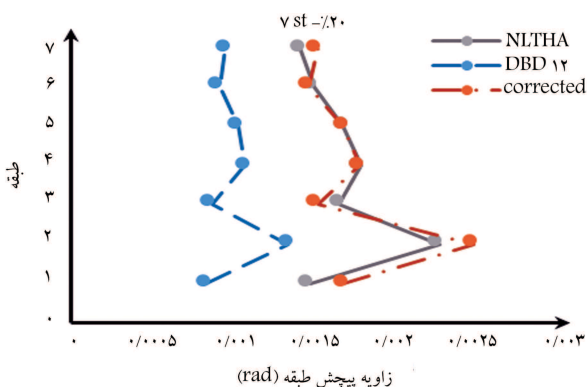
شکل ۳. اثر اصلاح زاویه‌ی پیچش طبقه؛ سازی چهار طبقه با خروج از مرکزیت ۱۵٪.



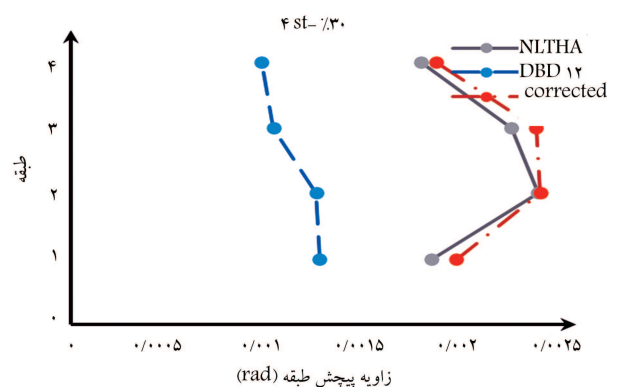
شکل ۸. اثر اصلاح زاویه‌ی پیچش طبقه؛ سازی ۷ طبقه با خروج از مرکزیت ۱۵٪.



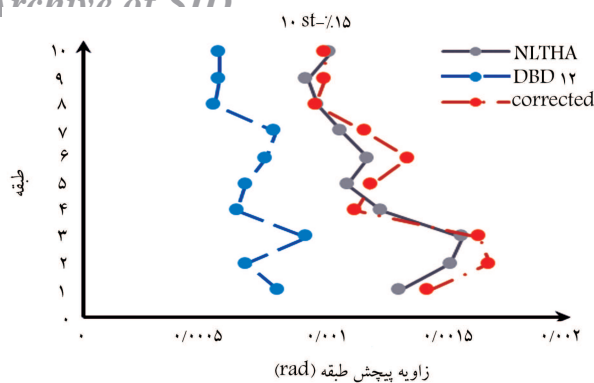
شکل ۴. اثر اصلاح زاویه‌ی پیچش طبقه؛ سازی ۴ طبقه با خروج از مرکزیت ۲۰٪.



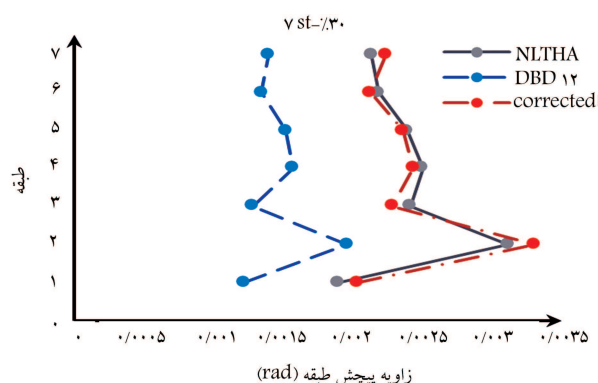
شکل ۹. اثر اصلاح زاویه‌ی پیچش طبقه؛ سازی ۷ طبقه با خروج از مرکزیت ۲۰٪.



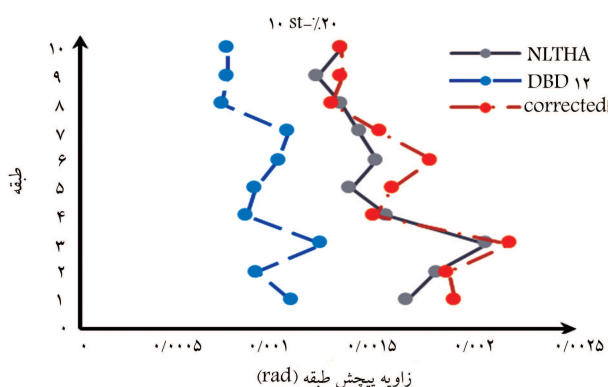
شکل ۵. اثر اصلاح زاویه‌ی پیچش طبقه؛ سازی ۴ طبقه با خروج از مرکزیت ۳۰٪.



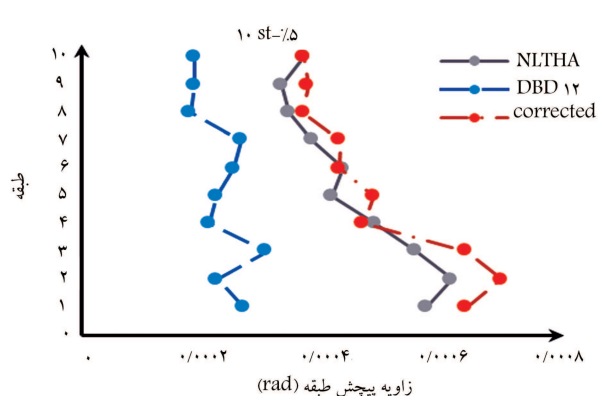
شکل ۱۳. اثر اصلاح زاویه‌ی پیشش طبقه؛ سازه‌ی ۱۰ طبقه با خروج از مرکزیت ۱۵٪.



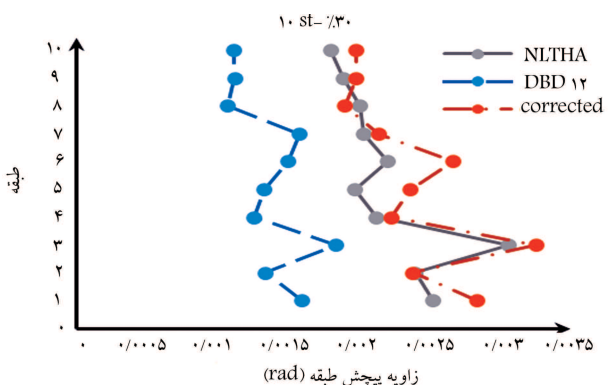
شکل ۱۰. اثر اصلاح زاویه‌ی پیشش طبقه؛ سازه‌ی ۷ طبقه با خروج از مرکزیت ۳۰٪.



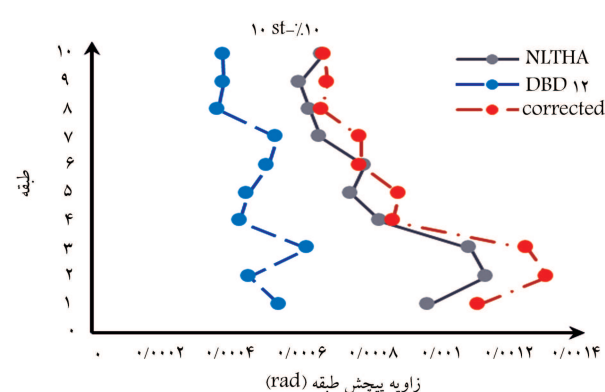
شکل ۱۴. اثر اصلاح زاویه‌ی پیشش طبقه؛ سازه‌ی ۱۰ طبقه با خروج از مرکزیت ۲۰٪.



شکل ۱۱. اثر اصلاح زاویه‌ی پیشش طبقه؛ سازه‌ی ۱۰ طبقه با خروج از مرکزیت ۵٪.



شکل ۱۵. اثر اصلاح زاویه‌ی پیشش طبقه؛ سازه‌ی ۱۰ طبقه با خروج از مرکزیت ۳۰٪.



شکل ۱۲. اثر اصلاح زاویه‌ی پیشش طبقه؛ سازه‌ی ۱۰ طبقه با خروج از مرکزیت ۱۰٪.

این اصلاحات شامل اعمال اثر تغییرشکل‌های غیرخطی در راستای مولفه ضعیف‌تر زلزله و ملحوظ کردن اثر تشدید خروج از مرکزیت در حین رفتار غیرخطی سازه بود. نمودارهای تغییرات زاویه‌ی پیشش طبقه نشان دادند که روش پیشنهادی به طور موفقیت‌آمیزی بیشینه‌ی زاویه‌ی پیشش طبقه را اصلاح کرده است.

باید توجه داشت که روش پیشنهادی تنها برای سازه‌های قاب خمشی فولادی ویژه‌ی کوتاه و میان‌مرتبه تحت زلزله‌ی طرح (با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله) روی خاک نوع سه در مناطق با زلزله‌خیزی شدید ارزیابی شده است. قبل از تحقیقات بیشتر، نتایج مقاله فقط در همین چارچوب قابل کاربرد خواهند بود.

۶. نتیجه‌گیری

در این مقاله، روند طراحی مبتنی بر تغییر مکان برای سازه‌های پیشش با سیستم باربر جانبی قاب خمشی بررسی شد و با تحلیل دقیق به روش دینامیکی غیرخطی نشان داده شد که با روند آیین‌نامه‌ی، تحلیل سازه و محاسبه‌ی زاویه‌ی پیشش طبقه خطای زیادی خواهد داشت. سپس بر اساس نتایج دقیق و با لحاظ کردن رفتار فیزیکی سیستم، رابطه‌ی محاسبه‌ی پیشش در دو مرحله مورد اصلاح قرار گرفت.

1. displacement based design

منابع (References)

1. Shibata, A. and Sozen, M.A. "Substitute-structure method for seismic design in R/C", *Journal of the Structural Division*, ASCE, **102**(1), pp.1-18 (1976).
2. Gulkan, P. and Sozen, M. "Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motions", *ACI J*, **71**(12), pp. 604-610 (1974).
3. Kowalsky, M.J., Priestly, M.J.N. and MacRae, G.A. "Displacement-based design a methodology for seismic design applied to single degree of freedom reinforced concrete structures", Report No. SSRP-94/16, Structural System Research, University of California, San Diego (1994).
4. Priestley, M.J.N. and Kowalsky, M.J. "Direct displacement-based seismic design of concrete buildings", *Bull NZSEE*, **33**(4), pp. 421-444 (2000).
5. Medhekar, M.S. and Kennedy, D.J.L. "Displacement-based seismic design of buildings-theory", *Engineering Structures*, **22**(3), pp. 201-209 (2000).
6. Medhekar, M.S. and Kennedy, D.J.L. "Displacement-based seismic design of buildings-application", *Engineering Structures*, **22**(3), pp. 210-221 (2000).
7. Chopra, A.K. and Goel, R.K. "Direct displacement based design: use of inelastic vs. elastic design spectra", *Earthquake Spectra*, **17**(1), pp. 47-64 (2001).
8. Xue, Q. and Chen, C.C. "Performance-based seismic design of structures: a direct displacement-based approach", *Engineering Structures*, **25**(14), pp. 1803-1813 (2003).
9. Xue, Q. "A direct displacement-based seismic design procedure of inelastic structures", *Engineering Structures*, **23**(11), pp. 1453-1460 (2001).
10. Borzi, B., Calvi, G.M., Elnashai, A.S. and et al. "Inelastic spectra for displacement-based seismic design", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **21**(1), pp. 47-61 (2001).
11. Ataur Rahman, M. and Sri Sritharan. "An evaluation of force-based design vs. direct displacement-based design of jointed precast post-tension wall systems", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, **5**(2), pp. 285-296 (2006).
12. Gilmore, A.T. and Garcia, J.R. "Comparative seismic performance of steel frames retrofitted with buckling-restrained braces through the application of force-based and displacement-based approaches", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **31**(3), pp. 478-490 (2011).
13. Vidot-Vega, A.L. and Kowalsky, M.J. "Drift, strain limits and ductility demands for RC moment frames designed with displacement-based and force-based design methods", *Engineering Structures*, **51**, pp. 128-140 (2013).
14. Xue, Q. and Wu, C.W. "Preliminary detailing for displacement-based seismic design of buildings", *Engineering Structures*, **28**(3), pp. 431-440 (2006).
15. Boulaouad, A. and Amour, A. "A displacement-based seismic design for reinforced concrete structures", *KSCE Journal of Civil Engineering*, **15**(3), pp. 507-516 (2011).
16. Malekpour, S., Ghaffarzadeh, H. and Dashti, F. "Direct displacement based design of regular steel moment resisting frames", *Procedia Engineering*, **14**, pp. 3354-3361 (2011).
17. Malekpour, S. and Dashti, F. "Application of the direct displacement based design methodology for different types of RC structural systems", *International Journal of Concrete Structures and Materials*, **7**(2), pp. 135-153 (2013).
18. Sullivan, T.J. "Direct displacement-based seismic design of steel eccentrically braced frame structures", *Bull Earthquake Eng*, **11**, pp. 2197-2231 (2013).
19. Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J. "Displacement based seismic design of structures", IUSS Press, Pavia, Italy, 721 pp (2007).
20. Sullivan, T.J., Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. (Eds.). "DBD09: a model code for the displacement-based seismic design of structures", IUSS Press (2009).
21. Sullivan, T.J., Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. (Eds.). "DBD12: a model code for the displacement-based seismic design of structures", First Revised Version of DBD09, IUSS Press (2012).
22. Paulay, T. "Displacement-based design approach to earthquake-induced torsion in ductile buildings", *Engineering Structures*, **19**(9), pp. 699-707 (1997).
23. Mazza, F. "Displacement-based seismic design of hysteretic damped braces for retrofitting in-plan irregular RC framed structures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **66**, pp. 231-240 (2015).
24. Mazza, F., Mazza, M. and Vulcano, A. "Displacement-based seismic design of hysteretic damped braces for retrofitting in- elevation irregular RC framed structures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **69**, pp. 115-124 (2015).
25. Standard 2800-05., *Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings*, The Fourth Revision, Building and Housing Research Center, Tehran (2015).
26. ASCE/SEI 7-16., *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia (2016).
27. PEER. "Pacific earthquake engineering research center, berkeley, California", Internet address: <http://peer.berkeley.edu> (2017).