

ترکیب اثر مدهای ارتعاش سازه هسته و مهار بازویی با مهاربندهای کمانش تاب فولادی

حمید بیرقی

استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد مهدیشهر، دانشگاه آزاد اسلامی، مهدیشهر

*مهدیشهر، صندوق پستی ۳۵۶۱۸۷۵۹۱۵، h.beiraghi@msh-iau.ac.ir

چکیده

در این مقاله، دیوار هسته بتن مسلح دارای مهار بازویی با المانهای کمانش تاب با استفاده از تحلیل طیف پاسخ سستی (متداول) طراحی می‌شوند. سپس، تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی در نرم افزار Perform-3D انجام شده و پاسخهای مهم سازه نظیر دریافت بررسی می‌شوند. نشان داده می‌شود که در روش طرح متداول، پلاستیسیته می‌تواند در هرجایی از دیوار هسته، به ویژه بالاتر از تراز مهار بازویی گسترش یابد. در رویکرد این پژوهش به دلیل عملکرد مهاربازویی، تشکیل سه مفصل پلاستیک در دیوار هسته ارجح است. برای طراحی خمشی سه مفصل پلاستیک و مفهوم طراحی ظرفیت برای طراحی خمشی مناطق دیگر، یک روش ترکیب مدال جدید پیشنهاد و استفاده شده است. در روش پیشنهادی، به منظور بدست آوردن لنگر طراحی مفصل پلاستیک هسته از مقادیر مختلف ضریب رفتار برای مدهای مختلف استفاده شد. سه منطقه مستعد مفصل پلاستیک شناسایی شد؛ پای هسته، ناحیه مجاور بالا و مجاور زیرین مهار بازویی. این مناطق برای تشکیل مفاصل دارای اولویت هستند. نتایج به دست آمده از تحلیل تاریخیچه زمان غیر خطی نشان داد که پلاستیسیته در نواحی مفصل پلاستیک از پیش تدبیر شده گسترش یافته و تقاضای شکل پذیری انحنای در سه مفصل دارای مقادیر متعادل است. علاوه بر این، پلاستیسیته در سایر مناطق خارج از ناحیه مفصل در هسته گسترش نمی‌یابد. روش پیشنهادی منجر به تقاضای لنگر کمتری در پای هسته و مقادیر کمتر دریافت نسبت به روش معمول می‌شود. تقاضای لنگر بدست آمده از رویکرد پیشنهادی ۰/۷۵ برابر تقاضای لنگر بدست آمده از رویکرد معمولی است و روش پیشنهادی منجر به حدود ۲۰٪ کاهش در حداکثر دریافت بین طبقه ای می‌شود. تقاضای برشی پایه در دو روش تقریباً یکسان است. همچنین نیاز کرنش در هسته مهاربند در حد مجاز است.

واژگان کلیدی

هسته بتن مسلح، مهاربند کمانش تاب، مهار بازویی، تحلیل تاریخیچه زمانی

Performance based assessment of core wall and steel BRBs as outrigger with new modal combination

H. Beiraghi

Abstract

In a core-wall structure with buckling restrained braces (BRB) outrigger, locations of the plastic hinges are influenced by the outrigger action. Therefore, the designer should consider the issue and use suitable details in the plastic hinge area. The essential questions that arise here are the plastic hinge location and the design moment demand used for design of this kind of structure. In this paper, responses of the core-wall buildings with BRB outrigger designed by using the traditional response spectrum analysis (RSA) procedure, are assessed by implementing the nonlinear time history analysis (NLTHA). The result demonstrates that the plasticity can extend over anywhere within the core-walls specially, at the base, and above or below the outrigger levels. Formation of three plastic hinges in the core-wall is recognized suitable for the system. To control the plasticity extension in the core-wall, it is recommended that a new modal combination method be applied to calculate the moment strength of the three plastic hinges over the height. A capacity design concept is used to design other regions of the core-wall where the plasticity does not extend to. The proposed procedure improves behavior of the system by restricting the plasticity extension to the predefined plastic hinge regions.

Keywords

Reinforced concrete core, Buckling restrained braces (BRB), Outrigger, Nonlinear time history analysis (NLTHA)

امروزه استقبال از احداث سازه‌های بلند مرتبه دارای هسته بتن مسلح در دنیا مشهود است. از مزایای ساختمان‌های بلند با هسته بتن مسلح می‌توان به هزینه ساخت کمتر، سرعت احداث بیشتر و امکان ایجاد معماری داخلی با فضای باز وسیع‌تر در مقایسه با سایر سیستم‌های سازه‌ای بلند مرتبه اشاره کرد که حتی به تازگی در بسیاری از کشورها در مناطق با لرزه‌خیزی زیاد نیز ساخته شده‌اند [۱]. در این نوع سازه، سیستم مقاوم باربر جانبی شامل یک هسته با دیوارهای بتن مسلح است و ممکن است ستون‌های پیرامونی نیز در باربری جانبی مشارکت کنند. در بسیاری از ساختمان‌های بلند از تیرهای بین هسته و ستون‌های پیرامونی استفاده نمی‌شود، بلکه کل دیافراگم کف توسط دال (فاقد تیر) با بتن پیش تنیده اجرا می‌شود. ساختمان دارای سیستم باربر جانبی هسته بتن مسلح می‌تواند تا حدود ۴۰ طبقه ساخته شود [۲].

به دلایل اقتصادی، سازه‌ها به گونه‌ای طرح می‌شوند که تحت نیروی جانبی ناشی از زلزله طرح و ماکزیمم زلزله محتمل وارد ناحیه غیر الاستیک شود. در دیوارهای برشی بتن مسلح اجازه داده می‌شود که مفصل پلاستیک خمشی تحت نیروهای بزرگ زلزله در پای دیوار رخ دهد، اما میزان دوران پلاستیک در ناحیه مفصل باید در محدوده قابل قبولی باشد و انتظار می‌رود دیوار در قسمت فوقانی در ناحیه الاستیک باقی بماند [۳]. در چنین سیستمی می‌توان گفت که تقریباً هسته به تنهایی کل بار جانبی را باید تحمل کند [۴].

در ساختمان‌های بلند، کنترل تغییر شکل سازه تحت نیروی جانبی زلزله یک مسئله چالش برانگیز است [۴ و ۵]. معمولاً ساختمان‌های ۳۵ تا ۴۰ طبقه می‌توانند فقط به سیستم‌های هسته‌ای متکی باشند. مقاومت جانبی این سیستم‌ها در برابر تغییر مکان برای ساختمان‌های بلندتر به شدت کاهش می‌یابد [۶ و ۷]. با استفاده از سیستم مهار بازویی، سختی جانبی حدود ۲۵ تا ۳۰ درصد در مقایسه با سیستم فاقد چنین خرابایی افزایش می‌یابد [۸]. تارانات با هدف کاهش جابجایی بام تحت بار باد، محل بهینه یک مهار بازویی را در سیستم سازه‌ای مطالعه کرد و یک روش تقریبی تحلیل ارائه داد. در یک سیستم تک مهار بازویی با مهارهای صلب تحت بار جانبی با توزیع یکنواخت، محل بهینه تقریباً در $0.5H$ بدست می‌آید، که H کل ارتفاع ساختمان است [۹]. سیستم مهار بازویی تحت بار مثلی نیز مورد مطالعه قرار گرفته است و نتایج نشان داد که مکان مطلوب مهار بازویی تحت

بار جانبی مثلی کمی بالاتر از مواردی است که برای بارگذاری توزیع یکنواخت حاصل می‌شود [۱۰-۱۲].

عموماً قاب مهار شده با مهاربند کماتش تاب، شامل مهاربندی مورب با استفاده از مهاربندهای کماتش تاب است که نوعی قاب مهاربند هم مرکز به حساب می‌آید. آیین نامه‌هایی مانند AISC 2010 و استاندارد ۲۸۰۰ ایران با ارایه ضریب رفتار این سیستم قصد دارند اطمینان حاصل کنند که مهاربندها در محدوده ظرفیت تغییر شکل خود باقی می‌مانند و تسلیم شدگی سایر ستون‌ها و تیرها نیز محدود شود [۱۳ و ۱۴]. AISC 2010 الزام دارد که مقادیر ضریب رفتار در مورد اتصالات تیر به ستون مفصلی یا ممان‌گیر در قاب‌ها، به ترتیب برابر با ۷ یا ۸ باشد. در برخی تحقیقات تأکید شده که فاکتور ضریب رفتار با افزایش ارتفاع سازه کاهش می‌یابد [۱۵-۱۸].

هسته بتن آرمه یک سیستم سازه‌ای جالب توجه است که در ساختمان‌های بلند استفاده می‌شود [۱۹]. به طور کلی، آیین نامه‌های طراحی وقوع پلاستیسیته در مناطق محدودی از سیستم سازه در حین حرکات شدید زمین را می‌پذیرند. در مورد دیوارهای کنسول شده، ترجیحاً شکل گیری مفصل پلاستیک باید در منطقه پایه دیوار واقع شود [۱۵، ۲۰ و ۲۱].

در روش تحلیل طیف پاسخ که توسط آیین نامه‌ها استفاده می‌شود، پاسخ‌های الاستیک هر مود ارتعاش که با استفاده از زلزله طرح با طیف پاسخ با میرایی ۵٪ تعیین می‌شود، به ترتیب با یک عامل ضریب رفتار (یا عامل کاهش)، R کاهش می‌یابد. برای طراحی سازه‌ها با روش تحلیلی طیف پاسخ، معمولاً، پاسخ‌های مدها توسط یک عامل R یکسان برای همه مدها کاهش می‌یابد. چندین محقق نشان داده‌اند که تشکیل مفصل پلاستیک در پای دیوارهای کنسول شده به زمین اساساً پاسخ مود ارتعاش اول را کاهش می‌دهد، در حالی که پاسخ سایر مدهای ارتعاش بالاتر به همان درجه از مد اول کاهش نمی‌یابد [۲۲ و ۲۳]. بنابراین، روش مرسوم طیف پاسخ روش مناسبی برای طراحی دیوارهای کنسول با قابلیت رخداد مفصل پلاستیک در پایه نیست [۲۴]. Calugaru و همکارانش روشی را برای ساختمان هسته دیوار پیشنهاد کردند که فقط دو مد پاسخ اول را با فاکتورهای مختلف ضریب رفتار برای هر مد در نظر می‌گیرد [۲۵]. علاوه بر این، رویکرد مفصل پلاستیک دوتایی برای ساختمان‌های هسته بتن مسلح مورد بررسی قرار گرفت. در این روش، یک مفصل پلاستیک در پایه دیوار و دیگری در ارتفاع میانی مجاز بود. در این روش، اتلاف انرژی بیشتر و تقاضای



لنگر کمتر در هنگام زلزله شدید اتفاق می افتد [۲۶].

پاسخ لرزه‌ای غیرخطی سازه‌های بلند دارای هسته با مهاربندهای بازویی کمانش تاب تحت اثر زلزله، هنوز به اندازه کافی بررسی نشده است. مهاربندهای کمانش تاب می‌توانند توزیع نیرو و مقدار تقاضای تغییر شکل دیوارهای هسته در ارتفاع را تغییر دهند و منجر به آرایش پلاستیسیته جدید در ارتفاع هسته دیوار شوند. در این مقاله، ساختمان‌های دیوار هسته بتن مسلح دارای مهار بازویی با المانهای کمانش تاب با استفاده از روش سنتی طیف پاسخ (متداول) طراحی شده‌اند. سپس، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی سیستم انجام شده و پاسخ‌ها بررسی می‌شود. نشان داده شده است که در روش متداول، پلاستیسیته می‌تواند در هرجایی از دیوار هسته، به ویژه بالاتر از تراز مهار بازویی گسترش یابد. به دلیل تغییر نمودار لنگر ناشی از عملکرد مهار بازویی، تشکیل سه مفصل پلاستیک در دیوار هسته ارجح است. یک روش ترکیب مدال جدید برای طراحی خمشی سه مفصل پلاستیک و مفهوم طراحی ظرفیت برای طراحی خمشی مناطق دیگر استفاده شده است و این رویکرد یک رویکرد نوین در این خصوص تلقی می‌شود. نتایج نشان می‌دهد که رویکرد جدید منجر به پاسخ‌های مطلوب می‌شود.

۲- مدل‌ها

در این مطالعه، پاسخ ساختمان‌های ۴۰، ۵۰ و ۶۰ طبقه بررسی می‌شود. ابتدا، برای ساختمان ۴۰ طبقه، موقعیت مهار بازویی $0.5H$ ، $0.75H$ و در بام قرار می‌گیرد. طراحی خطی تمام سازه‌ها با استفاده از روش طیف پاسخ در سطح زلزله طرح و با استفاده از طیف نمایش داده شده در شکل (۱) انجام می‌شود. ضریب رفتار برابر با ۵ توصیه شده توسط دستورالعمل فنی طرح لرزه‌ای NEHRP استفاده می‌شود [۲۷]. نیروهای طراحی جانبی تا 90% برش پایه حاصل از روش استاتیکی معادل مقیاس شدند. پلان ساختمان و نمای مدل‌ها در شکل (۲) ارائه شده است. ستون‌های محیطی فولادی هستند. این مدل شامل دیوارهای هسته، BRB، تیرها و ستون‌های بیرونی است که به مهار بازویی متصل می‌شوند. اتصال تیرها به ستون‌ها و اتصال BRB‌ها به عناصر دیگر از نوع مفصل و اتصال دیوار هسته به زمین از نوع گیردار است.

۲-۱- طرح هسته

دیواره هسته، ستون‌های بیرونی و مهار بازویی متصل شده، تمام بارهای جانبی زلزله وارد شده به ساختمان را تحمل می‌کنند. بارهای مرده و زنده طبقه توزیع شده به ترتیب ۷ و ۲ کیلونیوتن

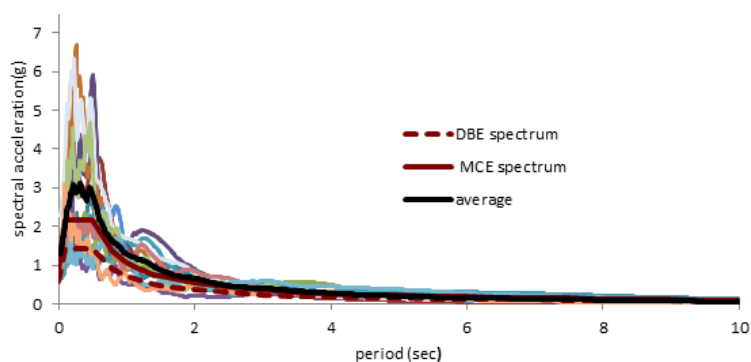
بر مترمربع بود. بارهای مرده و زنده مربوطه به دیوار هسته و ستون‌های پیرامونی به آنها اختصاص داده شد. جرم هر یک از طبقات به مرکز جرم طبقات در مدل‌ها اختصاص داده شده است. طراحی مدل‌ها بر اساس آیین نامه‌های ASCE 7، ACI 318-AISC 2010 انجام شده است. برای محاسبه ترک‌های بتن، ضریب کاهش برابر با 0.5 استفاده شد. این ضریب کاهش در ممان اینرسی مقطع هسته ضرب شد و مقدار آن مطابق با ضریب کاهش سختی است که در ACI 318-11 توصیه شده است (بخش‌های ۸.۸ و ۱۰.۱۰).

مقاومت تسلیم اسمی آرماتور فولادی و مقاومت فشاری اسمی بتن به ترتیب 40 و 45 مگاپاسکال بود. مقاومت تسلیم فولاد ستون 370 مگاپاسکال بود. تقریباً، بیش از 96% نسبت مشارکت جرمی توسط چهار مدول ارتعاش در جهت X حاصل می‌شود. لازم به ذکر است که تمام تجزیه و تحلیل‌ها و طراحی‌ها محدود به جهت X بودند. در دیوار هسته، حداقل نسبت میلگرد قائم (طولی) 0.25% بود [۲۸]. طول المان مرزی مطابق با ACI 318 حاصل شد و به ترتیب برای ساختمان‌های ۴۰، ۵۰ و ۶۰ طبقه به 10% ، 7% و 3% ارتفاع دیوار از پایه ادامه می‌یابد. برای همه مدل‌های فرض شده، نسبت ارتفاع کل به عرض ساختمان $4/67$ بود (شکل (۲)). نمای ارتفاع مدل‌های طراحی شده در شکل (۳) نشان داده شده است.

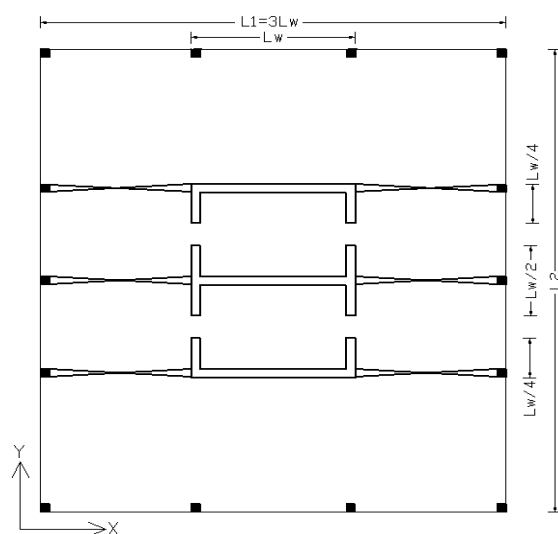
۲-۲- طرح مهاربند

طراحی BRB‌ها مطابق با آیین نامه‌های جاری بود. برای طراحی مهاربندهای BRB، نیروهای محوری محاسبه شده از تحلیل طیف پاسخ مدال با ضریب رفتار تقلیل می‌یابد. ظرفیت مهاربندها در کشش و فشار $\phi A_s F_y$ نظر گرفته شدند، با $\phi = 0.9$ و $F_y = 250$ مگاپاسکال، که در آن A_s سطح مقطع مهاربند است [۲۹].

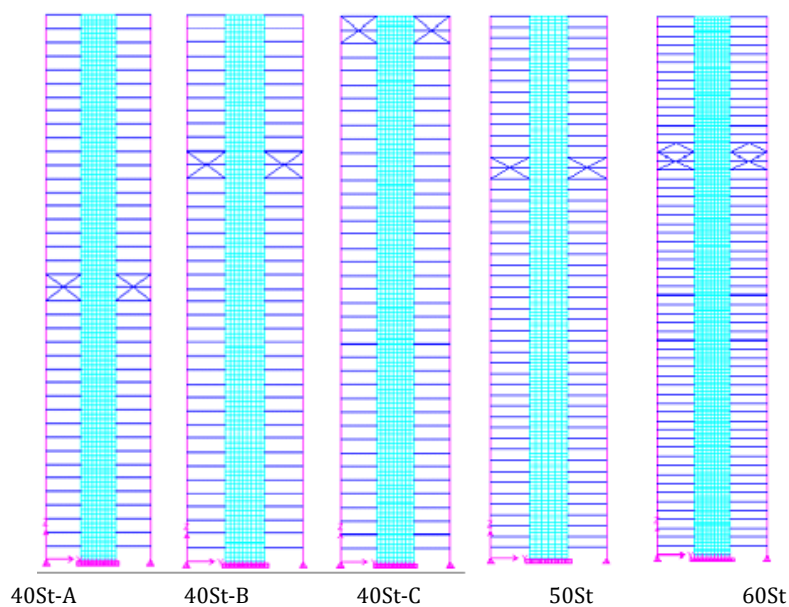
طبق پیش‌بینی‌های لرزه‌ای AISC برای سازه‌های فلزی [۱۴]، ستون‌ها در قاب‌های مهاربند مهار شده کمانش تاب باید برای این موارد بررسی شوند: اول، اندر کنش بار محوری و لنگر برای نیروهای سطح طراحی طبق آیین نامه‌ها؛ دوم، صرفاً بار محوری مربوط به مجموع مولفه قائم همه مهاربندها همراه با بارهای ثقلی اعمال شده به ستون است. حداکثر نیروهای فشاری مورد انتظار مهاربند با رابطه $R_y \omega \beta A_s F_y$ محاسبه می‌شود، که $R_y = 1/1$ اضافه مقاومت مصالح است، $\omega = 1/25$ اثر سخت شدن کرنش را در نظر می‌گیرد و $\beta = 1/1$ عامل اضافه مقاومت ناشی از محصور شدگی تحت فشار است [۳۰]. جدول (۱) مشخصات سازه طراحی شده با استفاده از رویکرد پیشنهادی آیین نامه‌ها را نشان می‌دهد.



شکل ۱- طیف شتاب طراحی و طیف‌های شتاب پاسخ زلزله‌ها



شکل ۲- پلان ساختمان



شکل ۳- موقعیت قرارگیری مهار بازویی در مدل طراحی

جدول ۱- مشخصات سازه طراحی شده

مشخصات	40St-A	40St-B	40St-C	50St	60St
ارتفاع (m)	۱۴۰	۱۴۰	۱۴۰	۱۷۵	۲۱۰
طول دیوار (m)	۱۰	۱۰	۱۰	۱۲/۵	۱۵
ضخامت دیوار (m)	۰/۵	۰/۵	۰/۵	۰/۷۵	۱/۱۵
شماره طبقه مهار بازویی	۲۰/۲۱	۲۹/۳۰	۳۹/۴۰	۳۶/۳۷	۴۴/۴۵
مساحت سطح مقطع مهاربند (M2)	۰/۰۴۴۵	۰/۰۴۳۰	۰/۰۳۶۲	۰/۰۷۴۸	۰/۱۲۳۹
وزن لرزه‌ای (ton)	۳۷۰۰۰	۳۷۰۰۰	۳۷۰۰۰	۷۵۰۰۰	۱۳۸۰۰۰
نسبت نیروی محوری هسته در تراز پایه (P/Agfc)	۰/۱۵۵	۰/۱۵۵	۰/۱۵۵	۰/۱۸	۰/۱۹۷
ارتفاع نرمال شده تراز مهار بازویی (از پایه)	۰/۵	۰/۷۳	۰/۹۸	۰/۷۳	۰/۷۴
برش پایه طرح (ton)	۲۲۲۰	۲۱۵۰	۲۳۴۰	۴۴۸۰	۸۳۹۰
زمان تناوب مد ۱	۴/۰۴	۴/۴۲	۵/۱	۵/۶۶	۶/۶۴
زمان تناوب مد ۲	۱/۰۹	۰/۹	۰/۹۳	۱/۱۲	۱/۲۶
زمان تناوب مد ۳	۰/۳۸	۰/۴	۰/۳۹	۰/۴۷	۰/۵

۳- مدل غیر خطی

برای ارزیابی رفتار ساختمان، سازه‌ها در نرم افزار Perform-3D مدل سازی می‌شوند [۳۱]. جرم هر طبقه به مرکز جرم اختصاص داده شده و دیافراگم صلب برای سازه در نظر گرفته شده است.

۳-۱- مدل غیر خطی مهاربند

المان BRB المانی از نوع میله‌ای است که فقط در برابر نیروی محوری مقاومت می‌کند و هیچ مقاومتی در برابر نیروهای پیچشی یا خمشی ندارد [۳۲]. این المان از دو میله به صورت سری تشکیل شده است. یک بخش خطی یا الاستیک است و یک بخش غیر خطی قادر به تسلیم است. طول بخش غیر خطی مهار شده یک المان BRB برابر ۰/۷ طول المان مهاربندی از گره تا گره در نظر گرفته شد. ۳۰٪ باقیمانده به عنوان بخش الاستیک در نظر گرفته شد که بخشی غیر تسلیم شونده است. به طور کلی، بخش الاستیک از ناحیه انتقال و قسمت انتهایی تشکیل شده است (شکل ۴). برای جلوگیری از تسلیم بخش خطی،

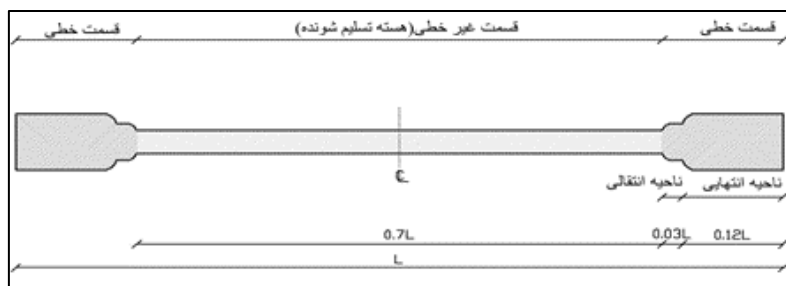
سطح مقطع ناحیه انتقالی و قسمت انتهایی BRB بزرگ‌تر از قسمت تسلیم شونده مهاربند گرفته می‌شود. سطح مقطع انتقالی و انتهایی (At و Ae) به ترتیب ۱/۶ و ۲/۲ برابر سطح مقطع هسته انتخاب شدند.

علاوه بر این، طول بخش‌های انتقالی و انتهایی ۰/۰۶ و ۰/۲۴ برابر کل طول مهاربند انتخاب شدند [۳۳].

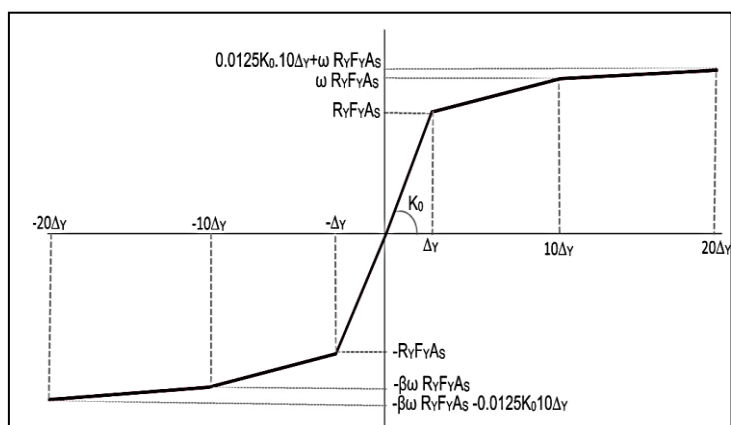
برای محاسبه سطح مقطع هسته تسلیم شونده (Ac) المان BRB، از معادله زیر استفاده شده است [۱۳]:

$$\frac{L_c}{A_c} = \frac{L_w}{A_{eq}} - \frac{L_e}{A_e} - \frac{L_t}{A_t} \quad (1)$$

که آن L_c ، L_e ، L_t و L_w به ترتیب طول هسته تسلیم شونده، بخش انتقالی، قسمت انتهایی و کل مهاربند را نشان می‌دهند. همچنین، A_{eq} سطح مقطع میله معادل محاسبه شده از رویه طراحی خطی است. شکل (۵) منحنی بک بون را برای المان BRB استفاده شده در مدل غیرخطی نشان می‌دهد [۳۴].



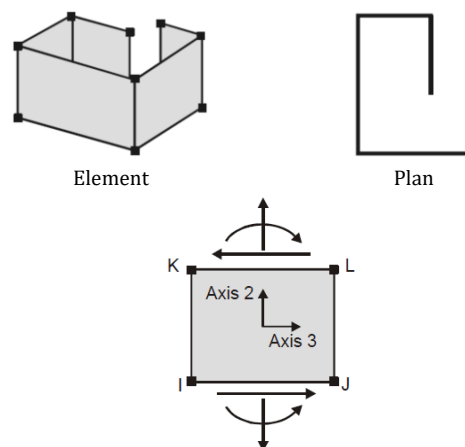
شکل ۴- مشخصات مهاربند کمانش تاب



شکل ۵- منحنی یک بون مهاربند کماتش تاب

۳-۲- صحت سنجی مدل عددی

توانایی مدل‌های فایبر برای شبیه‌سازی رفتار دیوار برشی بتنی مسلح قبلاً به اثبات رسیده است [۳۵، ۳۶ و ۳۷]. در المان دیوار در نرم افزار، به صورت صفحه با دو محور ۱ و ۲ درون صفحه و محور ۳ عمود بر آن است. برای دیوارهای لاغر، استفاده از یک المان در هر طبقه کاملاً کفایت می‌کند [۳۲]. شکل (۶) نشان می‌دهد که چگونه می‌توان از عناصر دیوار برشی برای مدل سازی دیوار سه بعدی استفاده کرد. رفتار قائم در صفحه معمولاً از رفتار عرضی (افقی) مهم‌تر است. در جهت قائم، یک المان می‌تواند در خمش و یا برش غیر کشسان باشد.



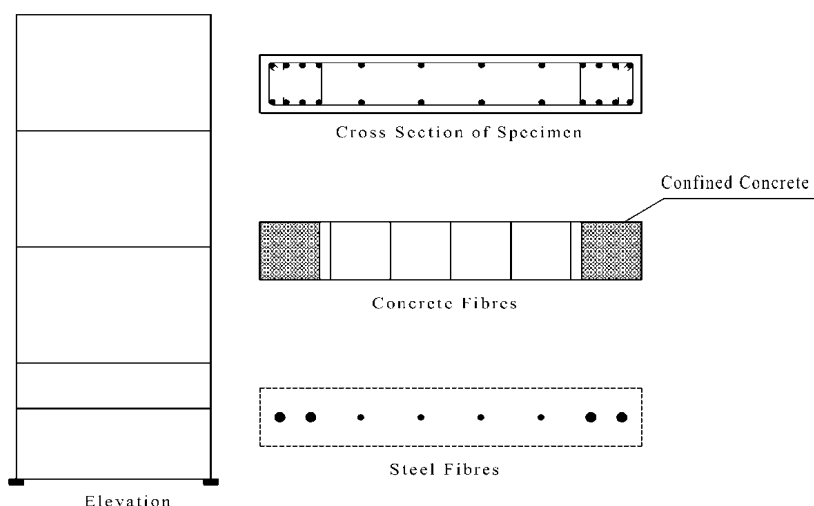
شکل ۶- شمای المان دیوار در نرم افزار [۳۲]

برای بررسی صحت مدل و اطمینان از درستی رفتار عناصر دیوار برشی، داده‌های تجربی حاصل از آزمایش بر روی یک دیوار برشی لاغر تحت بارگذاری جانبی چرخه‌ای مورد استفاده

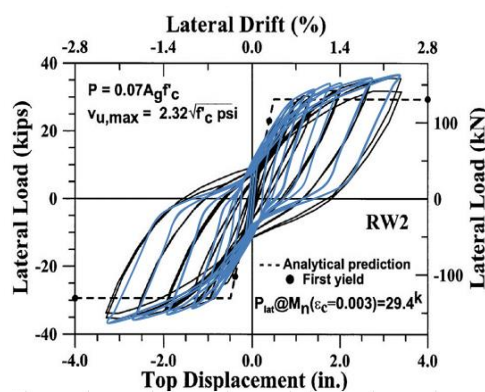
قرار گرفت [۳۸]. برای طراحی این نمونه از طراحی ظرفیت استفاده شده است تا بتواند در پایه آن مفصل خمشی ایجاد کند. برای مدل‌سازی، از ۵ المان دیوار برشی غیرخطی و ۸ فایبر بتنی به علاوه ۸ فایبر فولادی در هر المان استفاده شد (شکل (۷)). کرنش غیرالاستیک تمایل دارد بر روی یک المان متمرکز شود. بنابراین، یک طول المان برابر با طول مفصل پلاستیک فرض شده که $0.5L_w$ است، طول دیواره هسته است [۳۹]. بار جانبی در مقابل جابجایی بام نسبت به اندازه مش و تعداد الیاف نسبتاً حساس نیست [۲۶]. یک نیروی محوری $0.07Agfc$ که در آن Ag سطح مقطع دیواره است، و fc مقاومت فشاری بتن حاصل از آزمایش است که به نمونه اعمال می‌شود و در طول مدت آزمایش ثابت نگه داشته می‌شود، و جابجایی جانبی چرخه‌ای بالای دیوار اعمال می‌شود. شکل (۸) نتایج نمودار چرخه‌ای عددی و تجربی را مقایسه می‌کند. محور افقی جابجایی جانبی در بالای نمونه است.

۳-۳- مدل غیر خطی دیوار برشی

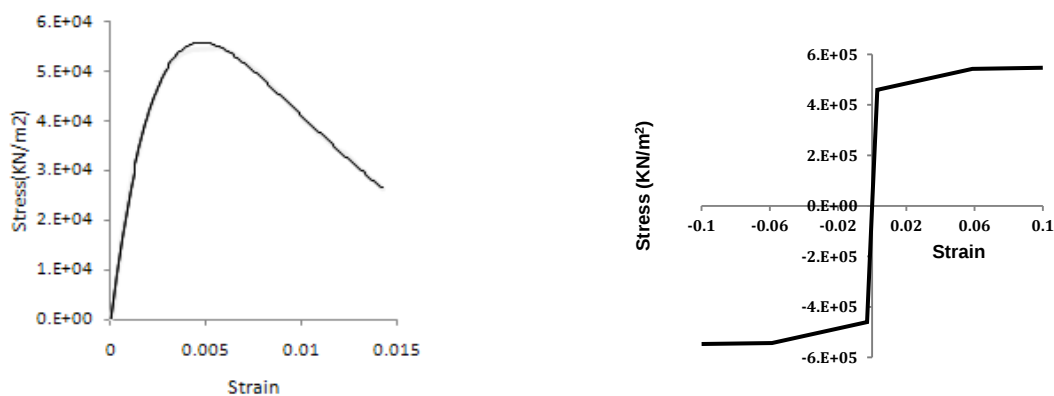
برای مدل‌سازی دیوارهای بتن مسلح در نمونه‌های مورد مطالعه، از عناصر دیوار برشی استفاده می‌شود. هر سطح مقطع از الیاف عمودی فولاد و بتن تشکیل شده است. برای المان الیاف غیر خطی بتن، یک مدل تنش-کرنش بتن بر اساس مدل اصلاح شده مندر فرض شد [۴۰]. مقاومت کششی بتن نادیده گرفته می‌شود. مقاومت فشاری مورد انتظار بتن $1/3$ برابر مقاومت مشخصه برای طراحی و مقاومت تسلیم مورد انتظار آرماتور فولادی $1/17$ برابر مقاومت تسلیم اسمی آن بود [۴۱ و ۴۲]. نمودار تنش و کرنش مورد انتظار از آرماتورها و بتن در شکل (۹) نشان داده شده است.



شکل ۷- مدل فایبری دیوار مورد سنجی



شکل ۸- نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی



شکل ۹- مدل فولاد و بتن

۳-۴- میرایی

است که میراگر رایلی فقط در مواقعی که سازوکارهای مناسب میرایی در سرتاسر ساختار فراهم شده باشد، قابل استفاده است. نرم افزار Perform-3D توانایی اجرای میرایی Rayleigh و همچنین میرایی modal را دارد. راهنمای کاربر نرم افزار استفاده

فرضیه‌های نامناسب میرایی ممکن است منجر به پاسخ‌های غیرواقعی شود که به طور قابل توجهی با پاسخ‌های واقعی ساختمان‌ها متفاوت است [۴۳]. Chopra (۲۰۰۱) [۴۴] معتقد

۳-۵- رکورد زلزله‌ها

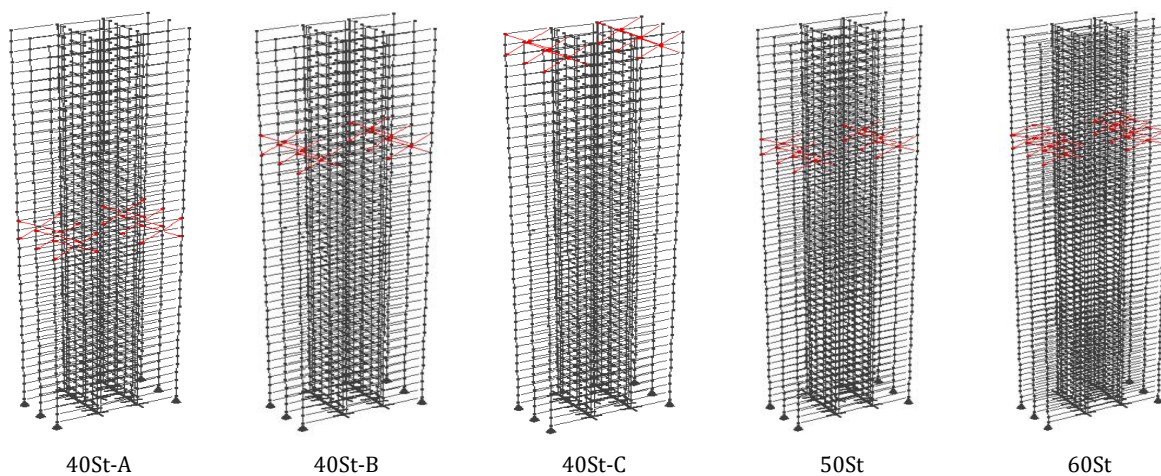
مجموعه ای از ۱۴ رکورد زلزله گسل در تجزیه و تحلیل تاریخیچه زمان غیر خطی (NLTHA) استفاده شد که در جدول (۲) نشان داده شده‌اند. روش مقیاس سازی ارایه شده در ASCE 7 برای بدست آوردن رکورد مناسب در سطح حداکثر زلزله محتمل (MCE) لحاظ شد که در شکل (۱) نشان داده شده است. مقیاس سازی در طی پریودهای از $0.2T$ تا $1/5T$ صورت گرفت، که در آن T مدت زمان تناوب اصلی است [۴۵].

از ترکیبی از میرایی مودال و ریلی را توصیه می‌کند [۴۳]. در این تحقیق، مقدار کمی از میرایی ریلی علاوه بر میرایی مودال برای میرا شدن ارتعاشات با فرکانس بالا استفاده شد. برای استفاده از میرایی Rayleigh، دو مود باید انتخاب شود. معمولاً انتخاب مد اول و مدی که نسبت مشارکت جرمی تا آن مد بیش از ۹۰٪ کل جرم است مورد توصیه است. برای این مطالعه، از ۲.۵٪ میرایی مودال برای همه حالت ها به همراه ۰.۱٪ میرایی ریلی برای مد اول و سوم مطابق با راهنمای نرم افزار استفاده شده است [۳۲].

جدول ۲- مشخصات رکوردها

فاصله چشمه تا سایت (km)	M	PGV**	PGA*	ایستگاه	مدت (s)	سال	واقع
۲۶/۵	۶/۷	۴۵	۰/۴۸	Canyon Country-WLC	۲۰	۱۹۹۴	Northridge
۴۱/۳	۷/۱	۶۲	۰/۸۲	Bolu	۵۶	۱۹۹۹	Duzce
۲۶/۵	۷/۱	۴۲	۰/۳۴	Hector	۴۵/۳	۱۹۹۹	Hector Mine
۳۳/۷	۶/۵	۳۳	۰/۳۵	Delta	۱۰۰	۱۹۷۹	Imperial valley
۲۹/۴	۶/۵	۴۲	۰/۳۸	El centro Array#11	۳۹	۱۹۷۹	Imperial valley
۴۶	۶/۹	۳۸	۰/۲۴	Shin- Osaka	۴۱	۱۹۹۵	Kobe, Japan
۹۸/۲	۷/۵	۵۹	۰/۳۶	Duzce	۲۷/۲	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey
۵۳/۷	۷/۵	۴۰	۰/۲۲	Arcelik	۳۰	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey
۸۶	۷/۳	۵۲	۰/۲۴	Yermo Fire Station	۴۴	۱۹۹۲	Landers
۳۱/۴	۶/۹	۴۵	۰/۵۶	Gilroy Array	۴۰	۱۹۸۹	Loma Prieta
۳۵/۸	۶/۵	۴۶	۰/۳۶	El Centro Imp. Co.	۴۰	۱۹۸۷	Superstition Hills
۱۱/۲	۶/۵	۳۶	۰/۴۵	Poe Road (temp)	۲۲/۳	۱۹۸۷	Superstition Hills
۳۲	۷/۶	۱۱۵	۰/۴۴	Chy101	۹۰	۱۹۹۹	Chi chi, Taiwan
۳۹/۵	۶/۶	۱۹	۰/۲۱	LA-Hollywood Stor	۲۸	۱۹۷۱	San Fernando

*Peak ground acceleration; **Peak ground velocity.



شکل ۱۰- مدل غیر خطی

۴- تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی

شکل (۱۱) پاسخ‌های ساختمان ۴۰ طبقه را در حالی نشان می‌دهد که مهار بازویی در $0/5H$ و $0/73H$ و $0/98H$ قرار گرفته است. نسبت میلگرد قائم به دست آمده از روش طیف پاسخ در مدل غیر خطی استفاده شد. یاد آور می‌شود نیاز شکل‌پذیری انحنای، گسترش پلاستیسیته در دیواره‌های هسته را نشان می‌دهد. شکل (۱۱-الف) میانگین شکل‌پذیری انحنای در هسته ۴۰ طبقه را نشان می‌دهد. ارتفاع ساختمان با تقسیم بر کل ارتفاع ساختمان نرمال شد. بدیهی است که وقتی مهار بازویی در $0/5H$ قرار می‌گیرد، تقاضای شکل‌پذیری انحنای در نواحی بالاتر از مهار بازویی، به مقادیری بزرگتر از مقدار تقاضای شکل‌پذیری انحنای پایه می‌رسد و پلاستیسیته کاملاً به سطوح بالای هسته گسترش می‌یابد. اصولاً طراح در روال طراحی معمولی سنتی انتظار این رفتار را ندارد. همچنین، تقاضای شکل‌پذیری انحنای در پایه یک مقدار نسبتاً متوسطی است. دلیل پرش در نمودار، تغییر مقدار آرماتور طولی است. به علاوه پرش‌ها بالای مهار بازویی شدیدتر هستند. همچنین، در تراز مجاور زیر سطح مهار بازویی، نمودار تقاضای شکل‌پذیری انحنای افزایش نشان می‌دهد. اگر مهار بازویی در $0/73H$ قرار گیرد، نیاز شکل‌پذیری انحنای در دیواره‌های در پایه و بالاتر از مهار بازویی، و همچنین در سطح مجاور زیر مهار بازویی در مقایسه با زمانی که مهار بازویی در $0/5H$ قرار دارد، افزایش می‌یابد. مشابه توضیحات قبلی، جهش در شکل‌پذیری انحنای در سطوحی اتفاق می‌افتد که نسبت میلگرد قائم تغییر می‌کند.

اگر مهار بازویی در تراز بام قرار گیرد، شکل‌پذیری انحنای مجاورت قسمت زیرین مهار بازویی و همچنین در ارتفاع میانی دیواره هسته گسترش می‌یابد. این موضوع برای ساختمان‌های ۵۰ و ۶۰ طبقه شدیدتر است. علاوه بر این، حفظ میانه ارتفاع دیوار در محدوده الاستیک نیاز به میلگرد طولی فوق‌العاده زیاد دارد. بنابراین، تراز بام برای تعبیه مهار بازویی مطلوب نیست.

شکل (۱۱-ب) میانگین پوش لنگر در امتداد دیواره‌های در نشان می‌دهد. مقدار لنگر از طریق تقسیم آن بر وزن کلی لرزه‌ای ضرب در ارتفاع کل ساختمان (WH) نرمال شده است. به طور کلی، در صورت قرار دادن مهار بازویی در سطح بالاتر، نیاز لنگر پایه کمی افزایش می‌یابد. اگر مهار بازویی در سطح بام قرار گیرد، مقدار لنگر قابل توجهی روی دیوار هسته در این تراز اعمال می‌شود. دلیل آن نسبت زیاد مقدار میلگرد طولی است که از طیف پاسخ محاسبه و در تحلیل تاریخیچه زمان غیر خطی

استفاده می‌شود. از این منظر به نظر می‌رسد که تراز بام موقعیت مناسبی برای تعیین محل استقرار مهار بازویی نیست. هنگامی که مهار بازویی در $0/5H$ قرار می‌گیرد، میانگین لنگر، مجاور زیر تراز مهار بازویی، کمتر از نیاز لنگر مجاور بالای تراز مهار بازویی است. در مواردی که مهار بازویی در $0/73H$ قرار گیرد، این موضوع برعکس است. یاد آور می‌شود در همه مدل‌ها، BRBها تحت همه زلزله‌های بررسی شده، از حد الاستیک خطی فراتر می‌روند.

شکل (۱۱-ج) میانگین پوش برشی نرمال شده را برای ارتفاع نرمال شده دیواره‌های ارائه می‌دهد. مقدار نیروی برش بر وزن لرزه‌ای تقسیم شده است. به طور کلی، یک جهش برشی قابل توجه در نمودار برشی در سطح مهار بازویی وجود دارد. تقاضای برش پایه به سطح قرارگیری مهار بازویی تقریباً بستگی ندارد. یک دلیل این است که مقدار طیف شتاب برای ساختمان‌های بلند مورد نظر که دوره زیاد نیز دارند، تقریباً یکسان است. به علاوه، پوش نیاز برشی مجاور تحتانی مهار بازویی، خصوصاً وقتی که مهار بازویی در تراز بام قرار گیرد، افزایش زیادی را نشان می‌دهد. این پدیده مربوط به اثرات مدهای بالاتر ارتعاش است.

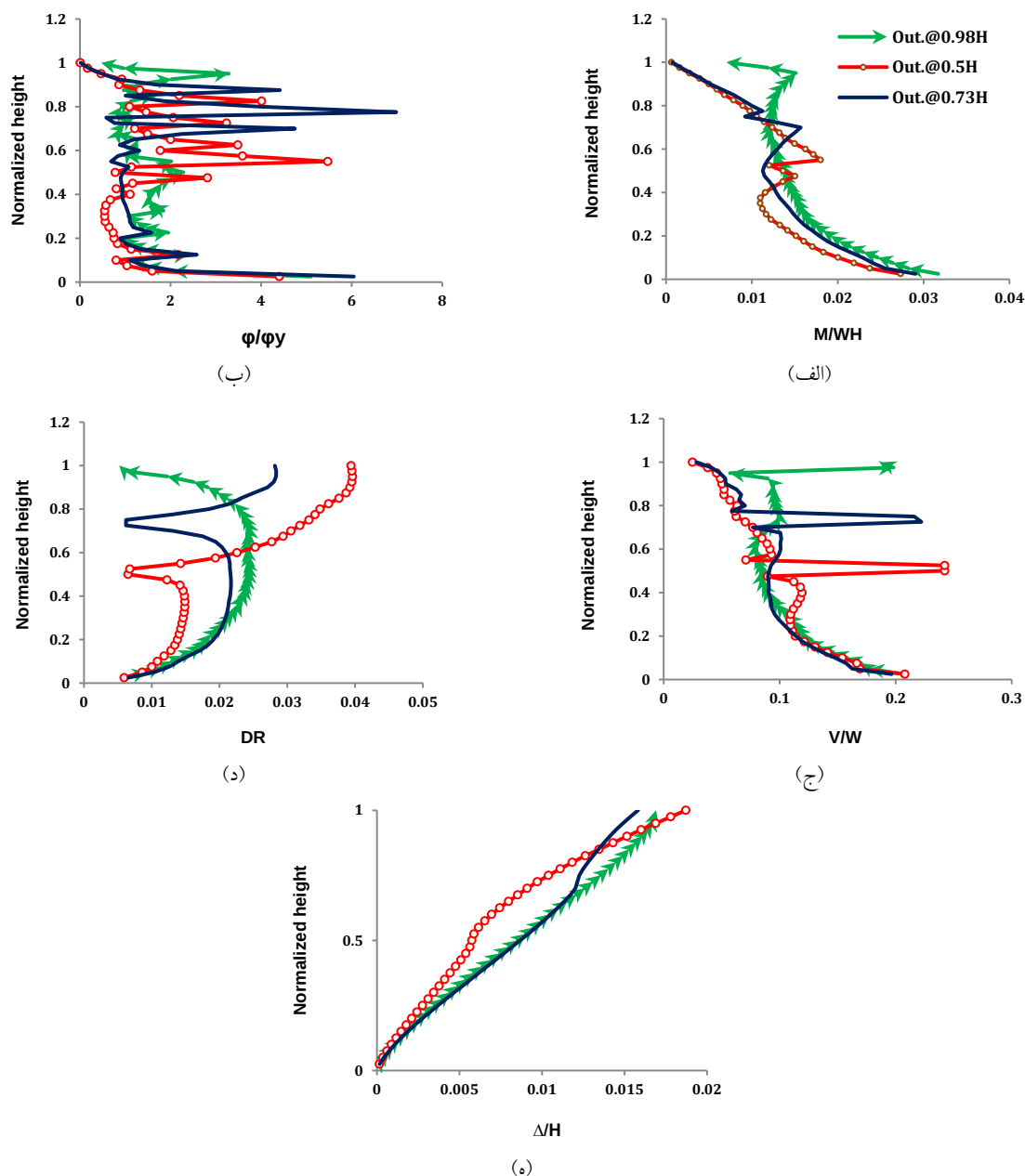
شکل (۱۱-د) به طور متوسط پوش نسبت رانش بین طبقه‌ای برای دیواره هسته ۴۰ طبقه دارای مهار بازویی در ترازهای مختلف را نشان می‌دهد. بدیهی است که اگر مهار بازویی در $0/5H$ قرار گیرد، حداکثر تقاضای نسبت رانش بین طبقه‌ای مقادیر بزرگ دارد که نزدیک به ۴٪ است. لازم به ذکر است که LATBSC بیان می‌کند که حداکثر نسبت رانش بین طبقه‌ای مجاز برای میانگین پاسخ‌ها ۳٪ است [۴۱]. بنابراین، قرار دادن مهار بازویی در $0/5H$ مناسب نیست. علاوه بر این، شکل (۱۱-د) نشان می‌دهد که اگر مهار بازویی در $0/98H$ قرار گیرد، الگوی تقاضای نسبت رانش بین طبقه‌ای به طور قابل توجهی تغییر می‌کند.

شکل (۱۱-ه) به طور متوسط پوش تقاضای جابجایی جانبی را برای ساختمان ۴۰ طبقه با مهار بازویی در موقعیت‌های مختلف نشان می‌دهد. جابجایی از طریق تقسیم بر ارتفاع کل ساختمان نرمال شده است. در صورت قرار دادن مهار بازویی در $0/5H$ ، نیمه پایین دیواره هسته دارای جابجایی جانبی کمتری در مقایسه با نتایج استقرار مهار بازویی در $0/73H$ است.

اگر مهار بازویی در $0/5H$ قرار گیرد، متوسط نیاز جابجایی بام $1/2$ برابر نیاز جابجایی بام حاصل از قرار دادن مهار بازویی

بنابراین، با توجه به تقاضای جابجایی، قرار دادن مهار بازویی در $0.5H$ توصیه نمی‌شود.

در $0.73H$ خواهد بود. دلیل این امر توسعه شدید پلاستیسیته در دیوار هسته بالای تراز مهار بازویی است که منجر به تقاضای جابجایی بیشتر در ترازهای فوقانی در حالت اول می‌شود.



شکل ۱۱- متوسط پوش شکل‌پذیری هسته، الف) لنگر، ب) شکل‌پذیری، ج) برش، د) نسبت جابجایی بین طبقه‌ای و ه) جابجایی جانبی

۵- رویکرد طراحی ظرفیتی

فلسفه طراحی ظرفیت در مهندسی سازه تضمین می‌کند که در هنگام زلزله سازه به طور شکل‌پذیر و مطلوبی پاسخ دهد. این مهم با پیش انتخاب سازوکار مفصل پلاستیک مناسب و سپس ارائه جزئیات (دتایل) ویژه به مناطق مفصل پلاستیک بدست

می‌آید. تأمین شکل‌پذیری کافی در این مناطق منجر به اتلاف انرژی تحت زمین لرزه‌های شدید می‌شود [۴۶ و ۴۷]. رویکرد طراحی ظرفیت می‌تواند قسمت بزرگی از دیوارهای هسته را الاستیک نگه دارد و جزئیات آرماتور را در آنجا تسهیل کند. سهولت جزئیات و کاهش مقدار آرماتور قائم در بخش قابل



توجهی از دیوار هسته از مزایای طراحی ظرفیت است. عملکرد سازه باید توسط تشکیل مفصل پلاستیک کنترل شود.

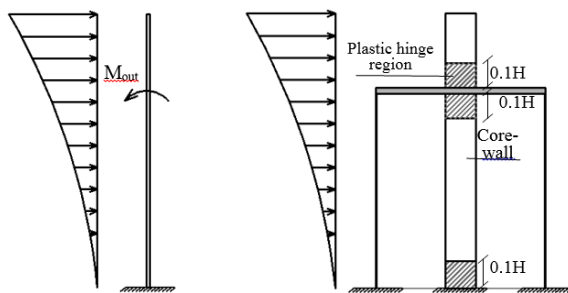
با توجه به بررسی های انجام شده در بخش قبلی و با توجه به پاسخ های به دست آمده از قرار دادن مهار بازویی در سه تراز مختلف ساختمان ۴۰ طبقه، سطح انتخاب شده برای بررسی بیشتر $0.73H$ است. بدیهی است که $0.5H$ به دلیل تقاضای نسبت رانش بین طبقه های بسیار زیاد در مناطق بالایی، سطح مناسبی برای مهار بازویی نیست. برای مهار بازویی در $0.98H$ نیاز لنگر در امتداد نیمه پایینی ارتفاع هسته حد اکثر است. دلیل آن وجود نسبت میلگرد بزرگ محاسبه شده از روش طیف پاسخ است. علاوه بر این، نیاز لنگر و برش در نواحی فوقانی، در نزدیکی مهار بازویی، مقادیر زیادی است و به طور کلی مقدار نسبت میلگرد زیادی برای هسته در مقایسه با مورد استقرار مهار بازویی در $0.73H$ لازم است. در جدول ۵ نسبت میلگرد قائم برای هسته در پایه و مجاور تراز مهار بازویی برای ساختمان ۴۰ طبقه ذکر شده است. برای رویکرد 40St-C نسبت میلگرد در منطقه دقیقاً زیر مهار بازویی نزدیک به نسبت میلگرد در پایه است. مقدار آرماتورهای طولی قائم به دست آمده از رویکرد طیف پاسخ در این مورد تقریباً نزدیک به دو برابر آرماتورهای طولی قائم در رویکرد 40St-B است. شایان ذکر است که سایر محققان و متخصصانی که سیستم های مهار بازویی با قابلیت اتلاف انرژی را مطالعه کرده اند، عموماً از این نوع مهار بازویی در تراز بام استفاده نکرده اند [۴، ۵ و ۱۲].

۶- فرآیند پیشنهادی

در این بخش، فرض بر این است که مهار بازویی در $0.73H$ قرار می گیرد. اگر از مقدار R یکسان برای کاهش پاسخ تمام مدهای ارتعاشی برای طراحی هسته های مهار بازویی در استفاده شود، گسترش پلاستیسیته در هر ناحیه از ارتفاع می تواند رخ دهد. بنابراین، طیف پاسخ متداول برای طراحی سیستم های هسته-مهار بازویی مناسب نیست. یک راه حل کاهش لنگر خمشی مدهای مختلف ارتعاشی با استفاده از ضرایب رفتار مختلف در پاسخ است. هدف این بخش یافتن ضرایب R جدید برای هر مد در فرایند طراحی است.

به طور کلی، تقاضای شکل پذیری انحنای قابل توجهی در دیوار هسته در مجاور تراز مهار بازویی وجود دارد. بنابراین، در یک سازه هسته و مهار بازویی، سه منطقه درون هسته تقاضای لنگر نسبتاً زیادی را نشان می دهند. این مناطق نزدیک به پایه، مجاور زیر و بالای مهار بازویی است. طبق تحقیقات، ترجیح

داده شده است که این مناطق برای گسترش پلاستیسیته مجاز باشند زیرا نگهداشتن این مناطق در محدوده الاستیک، در هنگام زلزله شدید، یک مسئله دشوار و گران است. در منطقه زیر و بالاتر از تراز مهار بازویی، محدود کردن هسته در محدوده الاستیک نیاز به استفاده از مقدار زیادی نسبت میلگرد در حدود $3/5$ دارد که حتی بزرگتر از دو برابر نسبت میلگرد در تراز پایه است. در نواحی فوقانی و نزدیکی مهار بازویی، کنترل شکل پذیری انحنای (مفصل پلاستیک) در دیوار هسته کار آسانی نیست. یک دلیل، مقدار کم نیروی محوری بر روی دیوار هسته در مناطق فوقانی است. علاوه بر این، با توجه به تقاضای شکل پذیری انحنای در هسته که پیش تر بیان شد، می توان فهمید که تشکیل سه مفصل پلاستیک درون دیواره های هسته راهکار مناسبی است. این رویکرد مفصل پلاستیک سه گانه نامیده می شود. در شکل (۱۲) نمایش شماتیک رویکرد مفصل پلاستیک سه گانه در سیستم هسته و مهار بازویی و لنگر اعمال شده روی دیوار هسته در تراز مهار بازویی نشان داده شده است.



شکل ۱۲- شمای کلی عملکرد هسته و مهار بازویی و محل های

مفصل پلاستیک

برای رسیدن به تقاضای شکل پذیری انحنای متعادل در سه منطقه مفصل پلاستیکی از پیش تعریف شده در دیوار هسته ای که در معرض زلزله های شدید قرار دارند، باید یک مقدار لنگر طراحی مناسب برای سیستم در نظر گرفته شود. برای بدست آوردن ضرایب R مناسب برای کاهش تقاضای لنگر الاستیک در مدهای مختلف ارتعاش، از یک فرایند آزمون و خطا استفاده شد. بکارگیری ضرایب R مناسب در فرایند طراحی منجر به تقاضای انعطاف پذیری مناسب در مناطق مفصل پلاستیکی در تحلیل دینامیکی غیر خطی می شوند. در این روش، اثر ۴ مد اول ارتعاش ارتجاعی توسط ضرایب مختلف R کاهش می یابد. در هر مد، نسبت میلگرد قائم در مناطق مفصل پلاستیک برای تقاضای لنگر مربوطه طراحی شده است. با توجه به روش

میلگرد و ضریب کاهش مقاومت ۱ حاصل شده و M_u ، لنگر ضریب‌دار درست بالای ناحیه مفصل پلاستیک است. نمودار لنگر بین مفصل پلاستیک پایه و مفصل زیر مهار بازویی، که از رابطه (۲) محاسبه شده است، با Φ_0 مربوط به مفصل پایه (Φ_{0b}) تشدید می‌شود. علاوه بر این، بخشی از منحنی تقاضای لنگر بالاتر از بالاترین مفصل پلاستیک، مجاور فوقانی مهار بازویی، توسط Φ_0 مربوطه به آن مفصل پلاستیک (Φ_{0up}) تشدید می‌شود (جدول (۳) را ببینید).

جدول ۳- ضرایب تشدید لنگر

طبقات	Φ_{0b}	Φ_{0up}
۴۰	۱/۵۱	۱/۳
۵۰	۱/۴۲	۱/۲۷
۶۰	۱/۳۲	۱/۲۵

نمودار لنگر طراحی در امتداد ارتفاع به دست آمده از طیف پاسخ متداول و از روش پیشنهادی در شکل (۱۳) برای ساختمان‌های ۴۰، ۵۰ و ۶۰ طبقه ارائه شده است. به طور کلی، در روش پیشنهادی، لنگر طراحی در پایه در مقایسه با روش متداول کاهش می‌یابد و این مسئله در تراز بالاتر معکوس است.

۷- بررسی پاسخ‌ها

ساختمان‌های ۴۰، ۵۰ و ۶۰ طبقه با استفاده از هر دو روش پیشنهادی و روش معمول طیف پاسخ که در آیین نامه‌ها تجویز شده است، طراحی شده‌اند. میانگین حداکثر کرنش تقسیم بر کرنش تسلیم در هسته‌های BRB، بدست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی در جدول (۴) نشان داده شده است. میانگین حداکثر کرنش در BRBs حاصل از هر دو روش طراحی معمولی و پیشنهادی، کمتر از ۱۰ برابر کرنش تسلیم بود که در حد قابل قبول است [۳۰].

جدول ۴- نسبت کرنش هسته مهار بند به کرنش تسلیم

فرآیند / طبقات	سنی	پیشنهادی
	Max strain/Yielding strain	
۴۰	۹/۲	۹/۶
۵۰	۶/۵	۶/۸
۶۰	۴/۵	۵/۲

طراحی ظرفیت، پلاستیسیته نباید در خارج از مناطق مفصل پلاستیک گسترش یابد. بنابراین، در خارج از منطقه مفصل پلاستیک، نسبت میلگرد باید با استفاده از یک تقاضای لنگر تقویت شده محاسبه شود. با استفاده از میلگردهای جدید محاسبه شده در مناطق الاستیک در مدل هسته، تجزیه و تحلیل تاریخچه زمان غیر خطی برای سیستم اجرا شد. سپس، پوش شکل پذیری انحنای مورد بررسی قرار گرفت. اگر مقادیر شکل پذیری انحنای در سه ناحیه مفصل پلاستیک متعادل نباشد، اینکار برای ضرایب R دیگر تکرار می‌شود. سرانجام، ترکیب زیر پیشنهاد شد:

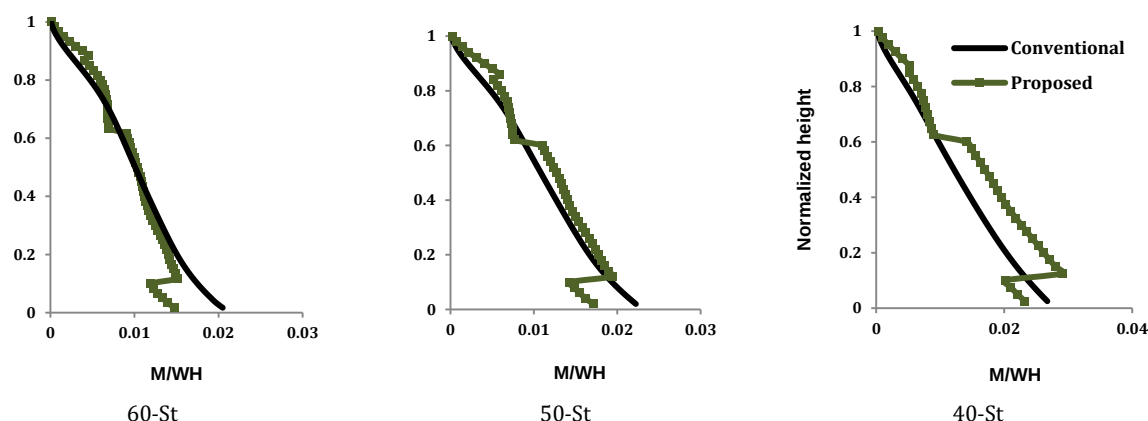
$$M^2 = \left(\frac{M_{ERS1}}{3.8}\right)^2 + \left(\frac{M_{ERS2}}{3.5}\right)^2 + \left(\frac{M_{ERS3}}{2}\right)^2 + \left(\frac{M_{ERS4}}{1}\right)^2 \quad (2)$$

M ، نیازلنگر طراحی مناطق مفصل پلاستیک است و M_{ERSi} نیازلنگر در مدل الاستیک است. واضح است که فاکتور R برای مدل اول، دوم، سوم و چهارم به ترتیب ۳/۸، ۳/۵، ۲/۰ و ۱/۰ است. مشخص است که اثرات مدهای بالاتر ارتعاش چندان توسط گسترش پلاستیسیته دستخوش کاهش نمی‌یابد. شایان ذکر است که فاکتورهای R پیشنهادی قطعاً برای ساختمان‌های دیواری هسته‌ای ۴۰، ۵۰ و ۶۰ طبقه معتبر هستند و تحقیقات بیشتری برای بررسی صحت فاکتورهای R پیشنهادی برای سایر ساختمان‌های دیوار هسته و مهار بازویی لازم است.

یاد آور می‌شود نیاز لنگر محل مفصل از معادله (۲) بدست می‌آید. برای اطمینان از عدم گسترش پلاستیسیته در ناحیه خارج از مفصل پلاستیک از پیش در نظر گرفته شده در دیوار هسته، از مفهوم طراحی ظرفیت باید استفاده شود. برای تحقق این هدف، مقاومت خمشی نواحی واقع در خارج از منطقه مفصل باید به قدر کافی زیاد باشد. بنابراین، نمودار لنگر طراحی بین نواحی مفصل پلاستیک پایه و مفصل پلاستیک مجاور زیرین مهاربازویی، باید تقویت شود. برای محاسبه این ضریب تقویت، از معادله زیر برای محاسبه ضریب اضافه مقاومت در بالای مفصل پلاستیک پایه استفاده شده است.

$$\Phi_0 = \frac{M_{pr}}{M_u} \quad (3)$$

M_{pr} مقاومت خمشی محتمل دیوار هسته در منطقه مفصل پلاستیک است، که با استفاده از مقاومت تسلیم مورد انتظار فولاد



شکل ۱۳- دیاگرام لنگر طراحی حاصل از روش طیفی متداول و روش پیشنهادی

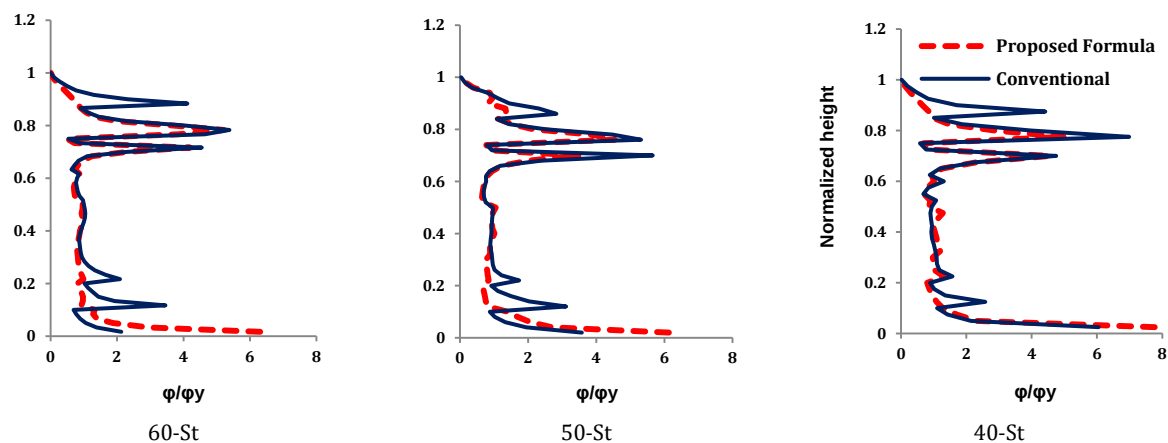
هسته کوچک‌تر است. همچنین، شکل (۱۴) نشان می‌دهد که روش پیشنهادی باعث ایجاد تعادل بهتر شکل پذیری انحنای در مناطق مجزای مفصل پلاستیک می‌شود و از گسترش پلاستیسیته در مناطق دیگر جلوگیری می‌کند.

شکل (۱۵) نشان می‌دهد که پوش تقاضای لنگر هسته متأثر از روش پیشنهادی است. در ساختمان ۴۰ طبقه، بیشترین تفاوت بین روش متعارف و روش پیشنهادی کمتر از ۱۵٪ است. روش پیشنهادی منجر به مقادیر کمتری از میلگرد و لذا تقاضای لنگر کمتر در پایه می‌شود. اما، در مورد سطوح بالاتر این مسئله برعکس است زیرا هدف اصلی کنترل تقاضای شکل پذیری است. برای ساختمان ۶۰ طبقه، تقاضای لنگر بدست آمده از رویکرد پیشنهادی ۰/۷۵ برابر تقاضای لنگر بدست آمده از رویکرد معمولی است. دلیل آن کاهش مقاومت خمشی در منطقه پایه هسته در رویکرد جدید است.

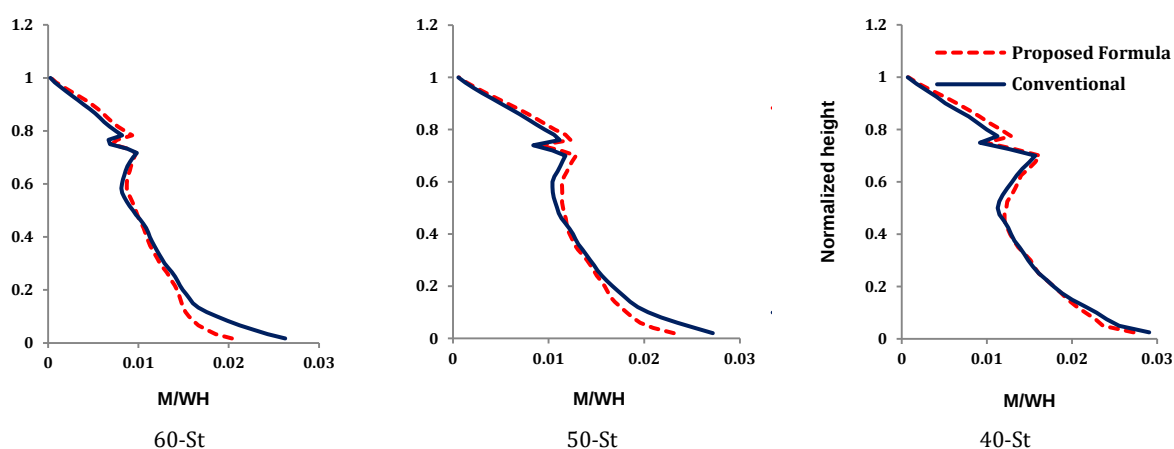
نسبت میلگرد قائم هسته در سه منطقه مفصل پلاستیک، محاسبه شده از دو روش فوق الذکر، در جدول (۵) ارائه شده است. در شکل (۱۴) تقاضای شکل پذیری انحنای به دست آمده از روش‌های متداول و پیشنهادی مقایسه شده است. بدیهی است که برای ساختمان ۶۰ طبقه، استفاده از روش معمول منجر به تقاضای انعطاف پذیری کوچک برابر با ۲ در سطح پایه دیواره هسته و همچنین افزایش ناخواسته شکل پذیری انحنای در نواحی بالاتر از مفصل پلاستیک پایه و همچنین در حدود $0/85H$ می‌شود. این نقیصه با بکارگیری روش طراحی پیشنهادی برطرف شده است، به عنوان مثال، تقاضای شکل پذیری انحنای در پایه افزایش یافته است. پوش نیاز شکل پذیری انحنای حاصل از روش‌های متداول طراحی در سازه ۴۰ طبقه و ۵۰ طبقه تقریباً شبیه نمودار ساختمان ۶۰ طبقه است. با این حال، برای سازه بلندتر در روش معمول، تقاضای شکل پذیری انحنای در قاعده دیوار

جدول ۵- میلگردهای قائم حاصل از روش متداول و روش پیشنهادی

فرآیند	40St-A	40St-B	40St-C	50St	60St	
سستی	۱/۰۳	۱/۲۷	۱/۶۴	۱/۴۸	۱/۷۲	نسبت میلگرد در تراز پایه
پیشنهادی	-	۰/۸۵	-	۰/۵۳	۰/۲۵	
سستی	۰/۴۶	۰/۹	۱/۵۱	۰/۷۵	۰/۵۷	نسبت میلگرد در تراز تحتانی مهاربازویی
پیشنهادی	-	۰/۹۲	-	۰/۷۹	۰/۴۹	
سستی	۱/۱۵	۰/۶۲	-	۰/۶۸	۰/۵۲	نسبت میلگرد در تراز فوقانی مهاربازویی
پیشنهادی	-	۰/۸۷	-	۰/۸۶	۰/۷۳	



شکل ۱۴- مقایسه پوش نیاز انحنای لنگر در مدل‌ها ناشی از روش طراحی طیفی متداول و روش پیشنهادی



شکل ۱۵- مقایسه پوش نیاز لنگر در مدل‌ها ناشی از روش طراحی طیفی متداول و روش پیشنهادی

شکل (۱۸) پوش تقاضای جابجایی جانبی نرمال شده را که از روشهای پیشنهادی و معمول بدست آمده است نشان می‌دهد. به طور کلی، تقاضای جابجایی بام حاصل از دو روش یکسان است. این موضوع قانون جابجایی برابر برای ساختمان‌های بلند با زمان تناوب زیاد را نشان می‌دهد.

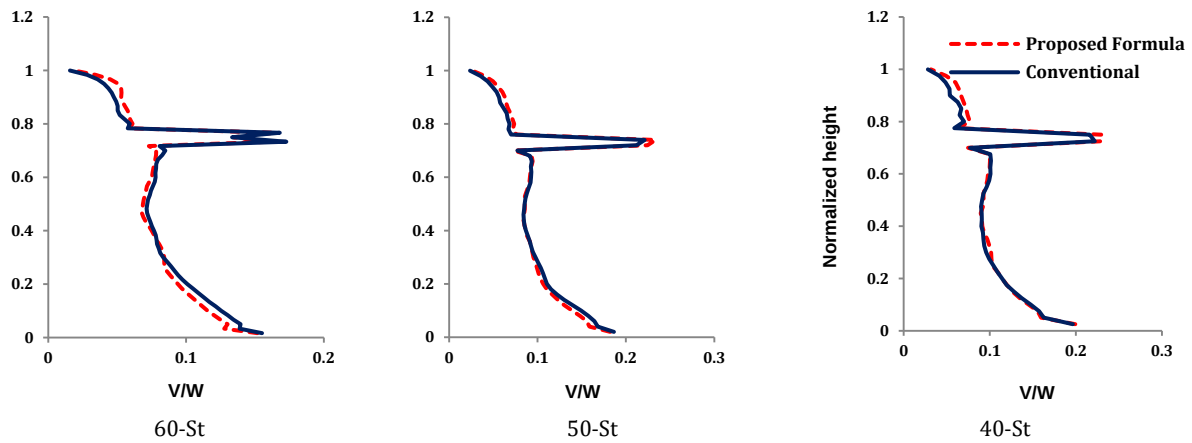
۸- نتیجه گیری

مهار بازویی BRB تغییراتی در پاسخ سازه ایجاد می‌کند که شامل تغییر در توزیع نیرو و تقاضای جابجایی جانبی ساختمان‌های دارای هسته است. بنابراین، علاوه بر یک مفصل پلاستیک در پایه، تشکیل مفصل پلاستیک دیگر درون هسته، محتمل است. در این مقاله، ساختمان‌های دارای هسته بتن مسلح دارای مهار بازویی BRB با استفاده از طیف پاسخ متداول طراحی شده است. مهار در چند تراز مختلف قرار گرفت و سازه طراحی شد. در ادامه پاسخ این ساختمان‌ها با استفاده از تحلیل

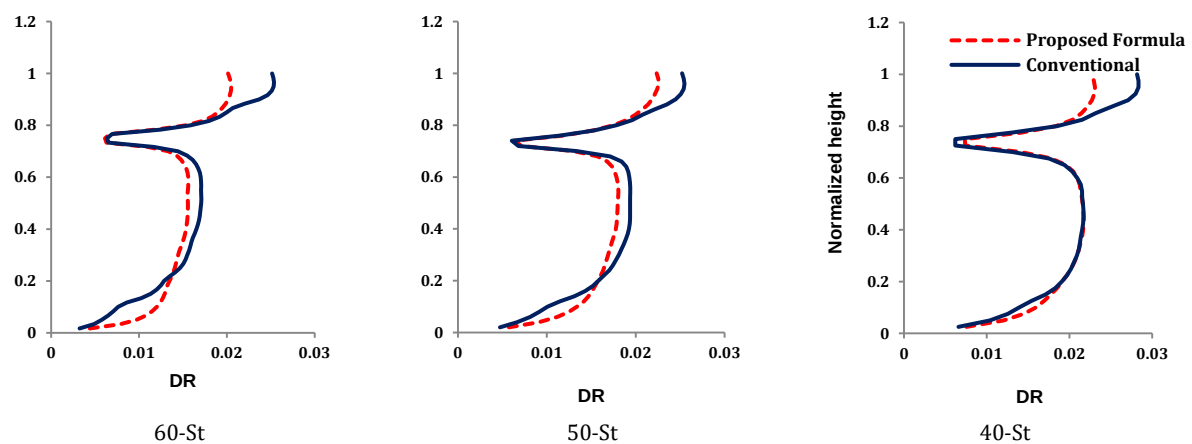
شکل (۱۶) پوش تقاضای برشی عادی دیوار هسته را در ارتفاع آن حاصل از روشهای طراحی معمولی و پیشنهادی نشان می‌دهد. برای هر ارتفاع مدل در نظر گرفته شده، واضح است که پوش تقاضای برشی محاسبه شده از دو روش تقریباً یکسان است. در مورد سازه‌های هسته با مهار بازویی، پوش تقاضای برشی به چگونگی وقوع لولاهای پلاستیک بستگی ندارد.

شکل (۱۷) پوش مورد نیاز دریافت سازه بر روی ارتفاع سازه را نشان می‌دهد. در ساختمان ۶۰ طبقه، روش پیشنهادی منجر به حدود ۲۰٪ کاهش حداکثر نسبت رانش بین طبقه‌ای می‌شود. برای ساختمان‌های ۴۰ طبقه و ۵۰ طبقه، نسبت‌های کاهش به ترتیب حدود ۲۰ و ۱۰ درصد است. علت این است که در روش معمول، پلاستیسیت در هر ناحیه از ارتفاع گسترش می‌یابد. در حالی که در روش پیشنهادی، پلاستیسیت در مکان‌های از پیش تعریف شده متمرکز شده است. این شواهد قابلیت روش پیشنهادی طراحی را تأیید می‌کند.

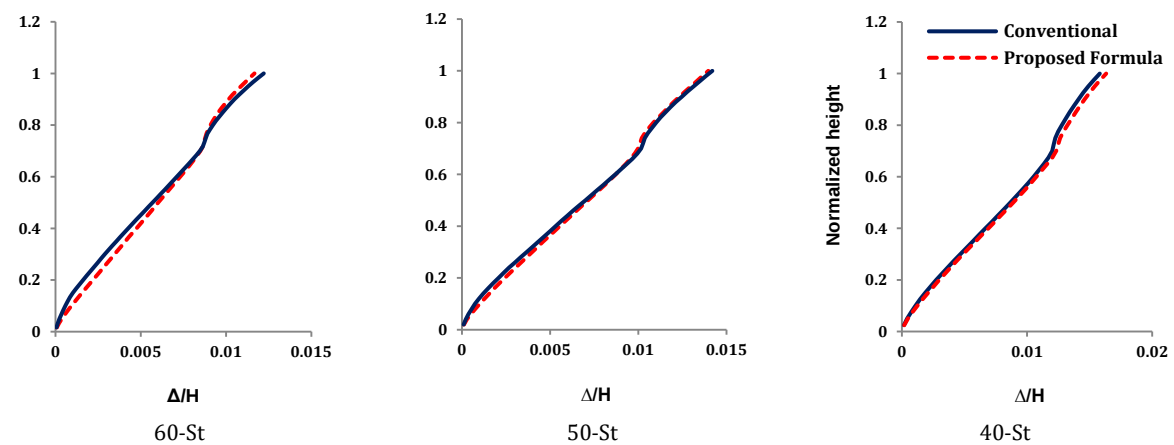




شکل ۱۶- مقایسه پوش نیاز برش در مدل‌ها ناشی از روش طراحی طیفی متداول و روش پیشنهادی



شکل ۱۷- مقایسه پوش نیاز دررفت در مدل‌ها ناشی از روش طراحی طیفی متداول و روش پیشنهادی



شکل ۱۸- مقایسه پوش نیاز جابجایی جانبی در مدل‌ها ناشی از روش طراحی طیفی متداول و روش پیشنهادی

در هرجایی از دیوار هسته، به ویژه در نواحی اطراف مهار بازویی گسترش می‌یابد. علاوه بر این، تقاضای شکل‌پذیری انحنای در منطقه فوقانی بیشتر از پایه است. برای دستیابی به

تاریخچه زمان غیر خطی بررسی شد. نشان داد که قرار دادن مهار بازویی در $0.73H$ منجر به پاسخ قابل قبول‌تر می‌شود. با بکارگیری رویکرد طراحی متداول، نشان داده شد که پلاستیسیته

- [3] Satake, N., Suda, K., Arakawa, T., Sasaki, A. and Tamura, Y. (2003), "Damping evaluation using full-scale data of buildings in Japan", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, pp. 470-477.
- [4] Smith, R.J. and Willford, M.R. (2007), "The damped outrigger concept for tall buildings", *Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 16, pp. 501-517.
- [5] Chen, Y., McFarland, D.M., Wang, Z., Spencer, B.F. and Bergman, L.A. (2010), "Analysis of tall buildings with damped outriggers", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 136, pp. 1435-1443.
- [6] Rahgozar, R. and Sharifi, Y. (2009), "An approximate analysis of Framed tube, Shear core and Belt truss in high-rise building", *Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 18, pp. 607-624.
- [7] Xu, P.F., Huang, J.F., Xiao, C.Z., Li, Y.G. and Huang S.M. (1999), "Some problems in seismic design of frame-core wall structures with strengthened stories", *Journal of Building Structures*, Vol. 20, pp.2-10.
- [8] Taranath, B.S. (1988), "Structural analysis and design of tall buildings", New York, Mc Graw Hill.
- [9] Taranath, B.S. (1974), "Optimum belt truss location for high rise structures", *Engineering Journal*; 18-21.
- [10] Wu, J.R. and Li, Q.S. (2003), "Structural performance of multi-outrigger-braced tall buildings", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 12, pp. 155-176.
- [11] Smith, B.S. and Salim, I. (1981), "Parameter study of outrigger-braced tall building structures", *Journal of the Structural Division*, Vol. 107, pp. 2001-2014.
- [12] Zhou, Y. and Li, H. (2013), "Analysis of a high-rise steel structure with viscous damped outriggers", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 23, pp. 963-979.
- [13] Bosco, M. and Marino, E.M. (2013), "Design method and behavior factor for steel frames with buckling restrained braces", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 42, pp.1243-1263.
- [14] AISC 2010, 2005, *Seismic Provision for structural steel buildings*. American Institute of Steel Construction: Chicago.
- [15] CEN EC8, 2004, *Design of Structures for Earthquake Resistance*. European Committee for Standardisation: Brussels, Belgium.
- [16] Asgarian, B. and Shokrgozar, H.R. (2009), "BRBF response modification factor", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, pp. 290-298.
- [17] Mahmoudi, M. and Zaree, M. (2010), "Evaluating response modification factors of concentrically braced steel frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, pp. 1196-1204.

[۱۸] سید محمود، س.ع، صابری، ح. و صابری، و. (۱۴۰۰)، "ارزیابی ضریب رفتار سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و مهاربندی شده کماتش تاب تحت رکوردهای نزدیک و دور از گسل"، نشریه عمران و پروژه، سال سوم، دوره ۳، شماره ۹، ص. ۸۴-۱۰۱.

- [19] Klemencic, R., Fry, A., Hooper, J.D. and Morgen, B.G. (2007), "Performance based design of ductile concrete core wall buildings-issues to consider before detail analysis", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 16, pp. 599-614.
- [20] CSA Standard A23.3-04, 2005, *Design of concrete structures*, Canadian Standard Association: Rexdale, Canada, 214.

پاسخ‌های مطلوب، یک روش ترکیبی جدید برای طراحی سازه‌ها ارائه شد. در روش پیشنهادی، مقادیر مختلف ضریب رفتار برای مدهای مختلف به منظور بدست آوردن لنگر طراحی مفاصل پلاستیک هسته استفاده شد. سه منطقه مستعد مفصل پلاستیک شناسایی شد که شامل ناحیه پایه، مجاور بالا و مجاور زیرین مهار بازویی است و این مناطق برای تشکیل مفاصل مرجح بودند. در رویکرد جدید، مفهوم طراحی ظرفیت برای جلوگیری از گسترش پلاستیسیته در خارج از مناطق مفصل پلاستیک استفاده شد. نتایج به دست آمده از تحلیل تاریخیچه زمان غیر خطی نشان داد که پلاستیسیته در نواحی مفصل پلاستیک از پیش تدبیر شده گسترش یافته و تقاضای شکل پذیری انحنای در سه مفصل دارای مقادیر متعادل است. علاوه بر این، پلاستیسیته در سایر مناطق خارج از منطقه مفصل در هسته گسترش نمی‌یابد. روش پیشنهادی منجر به تقاضای لنگر کمتری در پای هسته و مقادیر کمتر دریافت نسبت به روش معمول می‌شود. تقاضای برشی پایه در دو روش تقریباً یکسان است. میانگین حداکثر کرنش محوری در BRBها که با استفاده از هر دو روش طراحی معمولی و پیشنهادی بدست آمده، در حد قابل قبول بود.

در ساختمان ۶۰ طبقه، روش پیشنهادی منجر به حدود ۲۰٪ کاهش حداکثر نسبت رانش بین طبقه‌ای می‌شود. برای ساختمان های ۴۰ طبقه و ۵۰ طبقه، نسبت های کاهش به ترتیب حدود ۲۰ و ۱۰ درصد است. علت این است که در روش معمول، پلاستیسیته در هر ناحیه از ارتفاع گسترش می‌یابد. در حالی که در روش پیشنهادی، پلاستیسیته در مکان های از پیش تعریف شده متمرکز شده است. این شواهد قابلیت روش پیشنهادی طراحی را تأیید می‌کند. به طور کلی، تقاضای جابجایی بام حاصل از دو روش یکسان است. این موضوع قانون جابجایی برابر برای ساختمان‌های بلند با زمان تناوب زیاد را نشان می‌دهد.

پیشنهاد می‌شود در تحقیقات آتی با تحلیل دینامیکی افزایشده و منحنی‌های شکنندگی رابطه بین پارامترهای مهندسی و شدت زلزله بررسی گردد.

۹- مراجع

- [1] Smith, B.S. and Coull, A. (1991), "Tall building Structures: Analysis and design", 1 Ed., New York: John Wiley & Sons Inc.
- [2] Soong, T.T. and Spencer, B.F. (2002), "Supplemental energy dissipation: State-of-the-art and state-of-the-practice", *Engineering Structures*, Vol. 24, pp. 243-259.



- [38] Thomsen, J. H. and Wallace, J. W. (2004), "Experimental Verification of Displacement- Based Design Procedures for Slender Reinforced Concrete Structural Walls", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 130, pp. 618-630.
- [39] ASCE/SEI 41-06, 2007, Seismic rehabilitation of existing buildings (Including Supplement # 1), American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- [40] Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. (1988), "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, pp. 1804-1826.
- [41] LATBSDC, 2011, An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings located in the Los Angeles region, Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council.
- [42] Ghodsi, T., Ruiz, J.F., Massie, C. and Chen, Y. (2010), "Pacific earthquake engineering research/seismic safety commission tall building design case study", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 19, pp. 197-256.
- [43] Léger, P. and Dussault, S. (1992), "Seismic-energy dissipation in MDOF structures", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, pp. 1251-1269.
- [44] Chopra, A.K. (2001), "Dynamics of structures", Prentice-Hall: New Jersey.
- [45] ASCE/SEI 7-2010, 2010, Minimum design loads for buildings and other structures, American Society of Civil Engineers. Reston, VA.
- [46] Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1992), "Seismic design of reinforced concrete and masonry", Wiley, New York, United States of America.
- [47] Ugalde, D. and Lopez-Garcia, D. (2020), "Analysis of the seismic capacity of Chilean residential RC shear wall buildings", *Journal of Building Engineering*, Vol. 31, pp.101369.
- [21] NZS 3101, 2006, New Zealand Standard, Part 1- The design of concrete structures. Standards New Zealand: Wellington, New Zealand.
- [22] Porcu, M.C., Montis, E. and Saba, M. (2021), "Role of model identification and analysis method the seismic assessment of historical masonry towers", *Journal of Building Engineering*, Vol. 43, pp.103114.
- [23] Beiraghi, H., Kheyroddin, A. and Kafi, M.A. (2016), "Forward directivity near-fault and far-fault ground motion effects on the behavior of reinforced concrete wall tall buildings with one and more plastic hinges", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 25, pp. 519-539.
- [24] Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J. (2007), "Displacement-based seismic design of structures", IUSS Press: Pavia, Italy, ISBN: 88-6198-000-6.
- [25] Calugaru, V. and Panagiotou, M. (2012), "Response of tall cantilever wall buildings to strong pulse type seismic excitation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 41, pp. 1301-1318.
- [26] Panagiotou, M. and Restrepo, J. (2009), "Dual-plastic hinge design concept for reducing higher-mode effects on high-rise cantilever wall buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 38, pp. 1359-1380.
- [27] National Institute of Standards and Technology, 2012, Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6 2012.
- [28] ACI 318-11, 2011, Building code requirements for structural concrete and commentary, ACI Committee 318, Farmington Hills.
- [29] Sahoo, D.R. and Chao, S. (2010), "Performance-based plastic design method for buckling-restrained braced frames", *Engineering Structures*, Vol. 32, pp. 2950-2958.
- [30] Jones, P. and Zareian, F. (2013), "Seismic response of a 40-storey buckling-restrained braced frame designed for the Los Angeles region", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 22, pp. 291-299.
- [31] PERFORM-3D, 2011, Nonlinear analysis and performance assessment for 3D structures, V.4.0.3, Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA.
- [32] PERFORM-3D, 2006, Nonlinear analysis and performance assessment for 3D structures, V.4, User Guide, Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA.
- [33] Nguyen, A.H., Chintanapakdee, C. and Hayashikawa, T. (2010), "Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of BRBF buildings", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, pp. 1118-1127.
- [34] Simpson, Gumpertz, & Heger, Inc., 2009, Detailed Design Writeup for BRBF building. Simpson, Gumpertz, & Heger, Inc.: San Francisco, CA.
- [35] Applied Technology Council, 2010, ATC-72: Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, ATC, Redwood City, CA.
- [36] Orakcal, K. and Wallace, J.W. (2006), "Flexural modeling of reinforced concrete walls-experimental verification", *ACI Structural Journal*, Vol. 103, pp. 196-206.
- [37] Beiraghi, H., Kheyroddin, A. and Kafi, M.A. (2015), "Nonlinear fiber element analysis of a reinforced concrete shear wall subjected to earthquake records", *Transactions of Civil Engineering*, Vol. 39, pp. 409-422.

