

ارزیابی پارامترهای مؤثر در رفتار لرزه‌ی ساختمان‌های بتنی قالب‌تونلی با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی

علی معصومی* (دانشیار)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی

هادی جمالی‌نژاد (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه علم و فرهنگ

مصطفی احمدی (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۴ (درداشتنی)
دردی ۲ - ۳۱، شماره ۲/۴، ص. ۱۱۱-۱۲۲، (یادداشت‌ش)

یکی از روش‌های نوین ساخت مسکن به روش صنعتی، شیوه‌ی قالب‌تونلی است. رفتار و عملکرد لرزه‌ی این سیستم، که با آیین‌نامه‌های موجود طراحی و اجرا می‌شود، هدف اصلی این پژوهش است. در این نوشتار، ۱۸ مدل سازه‌ی بتنی با سیستم اجرای قالب‌تونلی (۶ پلان متفاوت با تعداد طبقه‌های ۶، ۹ و ۱۲) که معرف سازه‌های کوتاه تا متوسط هستند، انتخاب، تحلیل و طراحی شده‌اند. سپس با استفاده از تحلیل‌های بارافزایشی استاتیکی غیرخطی، پارامترهای مؤثر در رفتار لرزه‌ی این سازه‌ها از جمله: شکل‌پذیری، مقاومت افزون، ضریب برش پایه، جابجایی نسبی بام و ضریب رفتار بررسی و مشخص شده است که با توجه به مساحت نسبی دیوارهای برشی در دو راستای اصلی سازه‌ها، مود غالب آن‌ها می‌تواند پیچشی باشد. همچنین در سازه‌های کوتاه، ضوابط آیین‌نامه بر مقاطع دیوارهای برشی حاکم است و از این رو مقدار مصالح مصرفی بیشتر از مصالح مورد نیاز است و به دنبال آن ضریب مقاومت افزون نیز مقادیر بزرگی را به خود اختصاص خواهد داد. به همین دلیل استفاده از سازه‌های قالب‌تونلی برای ساختمان‌های کوتاه مناسب نیست. همچنین، افزایش تعداد دیوارهای برشی موازی تأثیری در مقاومت و ضریب برش پایه‌ی سازه ندارد.

واژگان کلیدی: ساختمان بتنی قالب‌تونلی، دیوار برشی، ضریب رفتار، شکل‌پذیری، مقاومت افزون، تحلیل بارافزایشی استاتیکی غیرخطی.

۱. مقدمه

یکی از سیستم‌های جدید و مهم برای اجرای ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله، که هم‌اکنون توسط تعداد زیادی از انبوه‌سازان بزرگ در کشورهای مختلف و بعضاً در ایران مورد استفاده قرار می‌گیرد، اجرای اسکلت بتنی با استفاده از قالب‌های تونلی است. سیستم اجرایی قالب‌تونلی، یکی از شیوه‌های نوین اجرایی ساختمان به روش صنعتی است، که در سال‌های اخیر در نقاط مختلف لرزه‌خیز جهان از جمله: ترکیه، ایتالیا و آرژانتین عملکرد لرزه‌ی خوبی از خود نشان داده است. از این سیستم برای ساخت گستره‌ی بزرگی از ساختمان‌ها، از ساختمان‌های کوچک مسکونی گرفته تا ساختمان‌های بلندمرتبه‌ی مسکونی، اداری، تجاری و هتل‌ها استفاده می‌شود. به‌طور کلی سیستم اجرای قالب‌تونلی باعث کاهش هزینه و کوتاه‌شدن دوره‌ی ساخت می‌شود. مدت زمان ساخت در این سیستم کاملاً کمتر از سایر روش‌های معمول است. زمان کمتر در دوران ساخت از به‌دردرفتن نیروی کار و درگیر بودن سرمایه در دوره‌ی زمانی طولانی جلوگیری می‌کند و نهایتاً باعث کاهش هزینه‌ها می‌شود.

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۲/۸/۱۹، اصلاحیه ۱۳۹۲/۱۲/۲۱، پذیرش: ۱۳۹۳/۱/۱۶.

مطالعات انجام‌گرفته روی پارامترهای طراحی لرزه‌ی ساختمان‌های قالب‌تونلی عمدتاً معطوف به محاسبه‌ی ضریب رفتار و زمان تناوب اصلی است. پژوهشگران متعددی روی تعیین زمان تناوب اصلی این سازه‌ها کار کرده‌اند. در این رابطه برخی پژوهشگران (۱۹۹۸)، بانک اطلاعات به‌دست آمده از زلزله‌های متعدد کالیفرنیا را با نتایج به‌دست‌آمده از روابط آیین‌نامه‌ها بررسی کرده و نشان داده‌اند که استفاده از روابط آیین‌نامه‌ها برای محاسبه‌ی زمان تناوب سازه‌های قالب‌تونلی منجر به نتایج دقیقی نمی‌شود.^[۱]

همچنین در پژوهش دیگری (۲۰۰۰)، بانک اطلاعات به‌دست‌آمده از ۵۰ ساختمان طی زلزله‌های سال‌های ۱۹۹۸ تا ۱۹۹۹ مورد بررسی قرار گرفته و یک رابطه برای محاسبه‌ی زمان تناوب اصلی ساختمان‌های قالب‌تونلی ارائه شده است.^[۲] رابطه‌ی ارائه‌شده به طول دیوارهای برشی، مساحت پلان و ارتفاع ساختمان بستگی دارد.

در پژوهش دیگری در سال ۲۰۰۳ نیز یک رابطه‌ی جدید برای محاسبه‌ی زمان تناوب پیشنهاد شده است.^[۳] که در آن مطالعاتی بر روی ساختمان‌هایی با ۱۶ پلان

متفاوت و تعداد طبقات ۲، ۵، ۱۰، ۱۲ و ۱۵ انجام شده است. ارتفاع ساختمان، نسبت طول به عرض پلان و نسبت مساحت دیوارهای برشی در جهت طول به مساحت کل پلان و همچنین نسبت مساحت دیوارهای برشی در جهت عرض به مساحت کل پلان از متغیرهای رابطه‌ی ارائه شده هستند.

برخی پژوهشگران (۲۰۰۸) نیز به این نتیجه رسیده‌اند که مطالعات انجام شده براساس ارتفاع ساختمان، ساده‌تر و دقیق‌تر از روابط ارائه شده‌ی وابسته به سایر عوامل، زمان تناوب را محاسبه می‌کنند.^[۴]

ضریب رفتار از دیگر پارامترهای مهم در طراحی لرزه‌یی سازه‌های قالب‌تولنی است. با مروری بر مطالعات گذشته، شواهدی مبنی بر انجام تحلیل‌های عددی و آزمایشگاهی روی مدل با ابعاد واقعی، برای محاسبه‌ی ضریب رفتار ساختمان‌های قالب‌تولنی به دست نیامده است.

در پژوهشی در سال ۲۰۰۳ نیز تفاوت بین مدل‌سازی دو بُعدی و سه بُعدی روی منحنی ظرفیت - نیاز و همچنین اثر دیوارهای عرضی و اندرکنش دیوار برشی و دال در رفتار سه بُعدی سازه مورد بررسی قرار گرفته است.^[۵]

برخی پژوهشگران نیز در سال ۲۰۰۴، ضریب رفتار یک ساختمان ۵ طبقه را محاسبه کرده‌اند.^[۶] ضریب رفتار از رابطه‌ی $R = R_{\mu} \cdot R_S \cdot R_R$ محاسبه شده است، که در آن: R_{μ} ضریب شکل‌پذیری، R_S ضریب مقاومت افزون و R_R ضریب نامعینی است. ضریب نامعینی برابر فرض شده و دو پارامتر دیگر نیز محاسبه شده‌اند. این پژوهشگران ضریب مقاومت افزون را برابر ۱٫۹۶ و ضریب شکل‌پذیری را برابر ۲ به دست آورده و نهایتاً ضریب رفتار برابر ۴ محاسبه شده است.

همچنین برخی پژوهشگران در سال ۲۰۰۷، یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی به منظور درک بهتر رفتار سه بُعدی ساختمان‌های قالب‌تولنی روی یک مدل آزمایشگاهی ۴ طبقه با مقیاس ۱ به ۵ تحت بار شبه استاتیکی چرخه‌یی معکوس انجام داده و در دیوارها از آرماتورکمیته‌ی بدون المان مرزی استفاده کرده‌اند.^[۷] نتایج مطالعات آن‌ها نشان داده است که دیوارهای با تنش محوری کم، تحت بار چرخه‌یی دارای شکست ترد هستند. این رفتار به دلیل گسیختگی آرماتورهای طولی بدون خردشدن بتن اتفاق می‌افتد. نتایج مدل‌های تحلیلی مطابقت خوبی با مدل‌های آزمایشگاهی داشته‌اند. آن‌ها در ادامه‌ی مطالعات خود در سال ۲۰۰۸، همان مدل تحلیلی سه بُعدی خود را توسعه دادند و اثر درصد آرماتورهای طولی روی پاسخ مدل و مکانیزم شکست را بررسی کردند.^[۸] نتایج نشان داده است که با کاهش درصد آرماتورهای طولی، نسبت لنگر نهایی به لنگر ترک‌خوردگی افزایش پیدا می‌کند.

در پژوهش دیگری نیز در سال ۲۰۱۱، ضریب رفتار ساختمان‌های قالب‌تولنی مورد بررسی قرار گرفته^[۹] و برای بررسی صحت نتایج مدل‌های تحلیلی انجام شده، ۲ مدل آزمایشگاهی ۳ طبقه با مقیاس ۱ به ۵ تحت بار جانبی شبه‌استاتیکی چرخه‌یی مورد بررسی قرار گرفته و به روش ATC-۶۳،^[۱۰] ضریب رفتار محاسبه شده است. مدل‌های تحلیلی شامل ۵ پلان مختلف با تعداد طبقات ۵، ۱۰، ۱۲ و ۱۵ بوده و نتایج نشان داده است که ضریب رفتار ۴ برای سازه‌های مذکور مناسب است.

اگرچه مطالعات و بررسی‌های متعددی روی محاسبه‌ی زمان تناوب و ضریب رفتار سازه‌های قالب‌تولنی انجام شده است، ولی تاکنون نتایج این مطالعات به صورت مدون و صریح وارد آیین‌نامه‌های بارگذاری طراحی لرزه‌یی نشده است و ابعاد و زوایای پنهان رفتار این سازه‌ها، مطالعات گسترده‌تری را طلب می‌کنند.

در این پژوهش، ۱۸ مدل سازه‌ی بتنی با سیستم اجرای قالب‌تولنی (۶ پلان متفاوت با تعداد طبقه‌های ۶، ۹ و ۱۲) که معرف سازه‌های کوتاه تا متوسط هستند، انتخاب، تحلیل و طراحی شده‌اند و مشخصات مقاطع مانند: ضخامت، درصد آرماتور و طول المان‌های مرزی دیوارهای برشی محاسبه شده است. سپس با استفاده از

تحلیل‌های بار افزایشی استاتیکی غیرخطی پارامترهای مؤثر در رفتار لرزه‌یی این سازه‌ها از جمله: شکل‌پذیری، مقاومت افزون، ضریب برش پایه، جابجایی نسبی بام و ضریب رفتار مورد بررسی قرار گرفته است.

۲. تعریف و طراحی مدل‌ها

برای به دست آوردن پاسخ‌های منطقی و واقع‌گرایانه در تحلیل‌های غیرخطی نیاز است که سازه با دقت تحلیل و طراحی شود. به همین دلیل باید مدل‌سازی و فرض‌های مربوط به آن از جمله: نوع و ویژگی‌های مصالح، نحوه‌ی تعریف مدل در نرم‌افزار و اعمال بارهای ثقلی و جانبی به طور دقیق صورت پذیرد. پس از انجام مراحل طراحی نیاز است کنترل‌های مربوط به ساختمان‌های برشی انجام شود. در این قسمت مشخصات عمومی مدل‌ها تشریح شده است. سپس کلیه‌ی مدل‌های ساخته شده در این پژوهش تعریف و برای ارجاع به آن‌ها اسامی مناسب انتخاب شده است.

۱.۲. مشخصات هندسی مدل‌های مورد استفاده

در مدل‌سازی سازه، این فرض‌ها استفاده شده است:

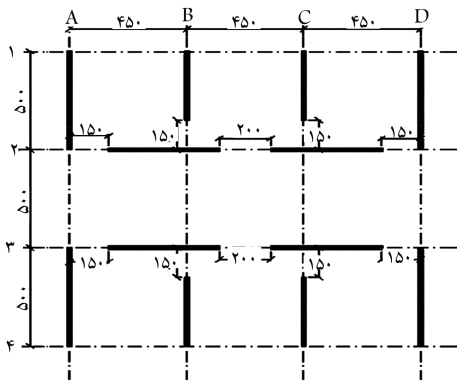
- برای مدل‌سازی از نرم‌افزار ETABS-۹.۷.۲ استفاده شده است.^[۱۱]
- کلیه‌ی سازه‌ها به صورت سه بُعدی مدل شده‌اند.
- سیستم ساختمانی مورد استفاده، دیوار سازه‌یی باربر است.
- ارتفاع تمام طبقات یکسان و برابر ۲٫۹۰ متر است.
- به دلیل صلبیت سقف، رفتار درون صفحه‌یی سقف، صلب یا دیافراگم^۱ فرض شده است. در این صورت سقف یک پارچه می‌شود و در دال‌ها نیروی درون صفحه به وجود نمی‌آید؛ از این رو کلیه‌ی گره‌هایی که ارتفاع یکسان دارند، با یکدیگر هم‌بسته و مقید می‌شوند.
- ضخامت کلیه‌ی دیوارها ۱۵ سانتی‌متر، برابر مقدار کمیته فرض شده است.
- ضخامت کلیه‌ی دال‌ها در هماهنگی با دیوارها ۱۵ سانتی‌متر فرض شده است.
- در نام‌گذاری مدل‌ها از فرم کلی $M(n)-S(m)$ استفاده شده است، که در این نام‌گذاری M مخفف کلمه‌ی Model و S مخفف کلمه‌ی Story به معنای طبقه است. همچنین n شماره‌ی مدل (مجموعاً ۶ مدل) و m تعداد طبقه است که در هر مدل از ۳ تپ طبقه‌ی ۶، ۹ و ۱۲ استفاده شده است. در جدول ۱، مشخصات هندسی مدل‌ها ارائه شده است. در جدول مذکور، H ارتفاع کل سازه؛ L_x طول سازه در جهت X ؛ L_y طول سازه در جهت Y ؛ A_g مساحت پلان؛ A_{wx} مساحت دیوارهای برشی در راستای X ؛ A_{wy} مساحت دیوارهای برشی در راستای Y ؛ W وزن مؤثر لرزه‌یی ساختمان است. نسبت ابعادی سازه و نسبت مساحت دیوارها نیز در جدول ۲ ارائه شده است. پلان مدل‌ها در شکل‌های ۱ الی ۶ نشان داده شده است.

۲.۲. مصالح مورد استفاده

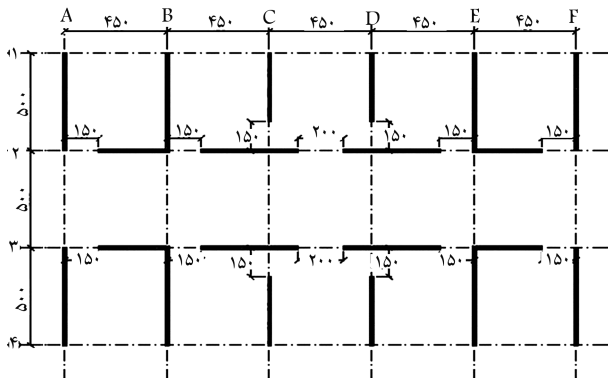
مشخصات مصالح مورد استفاده (فولاد AIII برای میلگردها و بتن محصورنشده) در جدول ۳ ارائه شده است.

جدول ۱. مشخصات هندسی مدل‌ها.

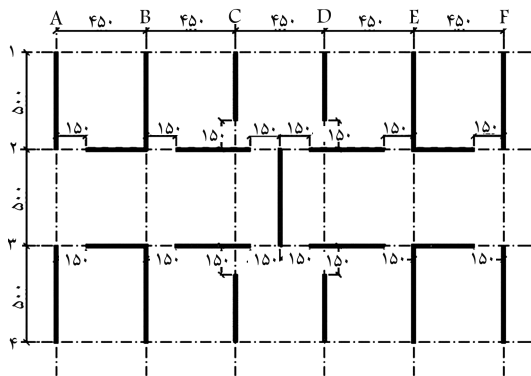
مدل	W (ton)	A_{wy} (m^2)	A_{wx} (m^2)	A_g (m^2)	L_y (m)	L_x (m)	H (m)
M۶-S۱۲	۴۶۲۳٫۱	۱۰٫۸	۶٫۰۷۵	۴۲۷٫۵	۱۹	۲۲٫۵	۳۴٫۸
M۶-S۹	۳۴۶۷٫۳	۱۰٫۸	۶٫۰۷۵	۴۲۷٫۵	۱۹	۲۲٫۵	۲۶٫۱
M۶-S۶	۲۳۱۱٫۵	۱۰٫۸	۶٫۰۷۵	۴۲۷٫۵	۱۹	۲۲٫۵	۱۷٫۴
M۵-S۱۲	۳۶۱۳٫۱	۸٫۸۵	۴٫۳۵	۳۳۷٫۵	۱۵	۲۲٫۵	۳۴٫۸
M۵-S۹	۲۷۰۹٫۸	۸٫۸۵	۴٫۳۵	۳۳۷٫۵	۱۵	۲۲٫۵	۲۶٫۱
M۵-S۶	۱۸۰۶٫۵	۸٫۸۵	۴٫۳۵	۳۳۷٫۵	۱۵	۲۲٫۵	۱۷٫۴
M۴-S۱۲	۳۵۷۳٫۹	۸٫۱	۴٫۳۵	۳۳۷٫۵	۱۵	۲۲٫۵	۳۴٫۸
M۴-S۹	۲۶۸۰٫۴	۸٫۱	۴٫۳۵	۳۳۷٫۵	۱۵	۲۲٫۵	۲۶٫۱
M۴-S۶	۱۷۸۷	۸٫۱	۴٫۳۵	۳۳۷٫۵	۱۵	۲۲٫۵	۱۷٫۴
M۳-S۱۲	۲۱۶۰	۵٫۱	۲٫۵۵	۲۰۲٫۵	۱۵	۱۳٫۵	۳۴٫۸
M۳-S۹	۱۶۲۰	۵٫۱	۲٫۵۵	۲۰۲٫۵	۱۵	۱۳٫۵	۲۶٫۱
M۳-S۶	۱۰۸۰	۵٫۱	۲٫۵۵	۲۰۲٫۵	۱۵	۱۳٫۵	۱۷٫۴
M۲-S۱۲	۲۳۹۷٫۸	۶٫۳	۲٫۱۷۵	۲۲۵	۱۰	۲۲٫۵	۳۴٫۸
M۲-S۹	۱۷۹۸٫۴	۶٫۳	۲٫۱۷۵	۲۲۵	۱۰	۲۲٫۵	۲۶٫۱
M۲-S۶	۱۱۹۸٫۹	۶٫۳	۲٫۱۷۵	۲۲۵	۱۰	۲۲٫۵	۱۷٫۴
M۱-S۱۲	۱۴۷۲٫۶	۴٫۲	۱٫۲۷۵	۱۳۵	۱۰	۱۳٫۵	۳۴٫۸
M۱-S۹	۱۱۰۴٫۵	۴٫۲	۱٫۲۷۵	۱۳۵	۱۰	۱۳٫۵	۲۶٫۱
M۱-S۶	۷۳۶٫۳	۴٫۲	۱٫۲۷۵	۱۳۵	۱۰	۱۳٫۵	۱۷٫۴



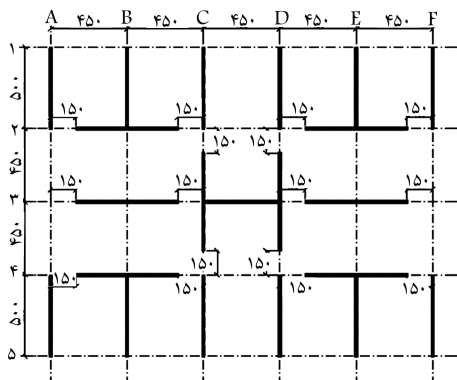
شکل ۳. مدل ۳.



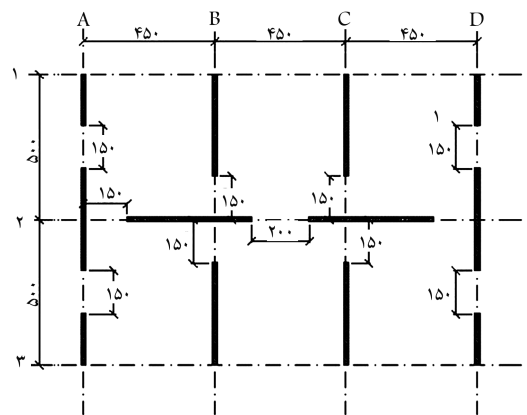
شکل ۴. مدل ۴.



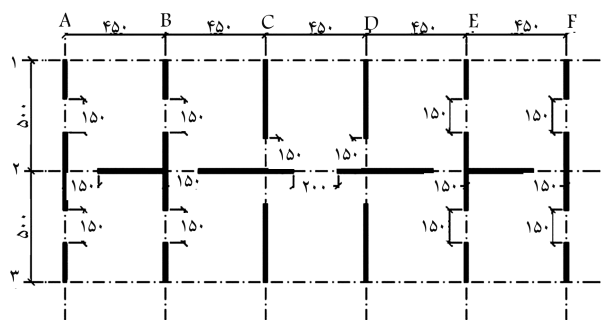
شکل ۵. مدل ۵.



شکل ۶. مدل ۶.



شکل ۱. مدل ۱.



شکل ۲. مدل ۲.

جدول ۲. نسبت ابعادی سازه و نسبت مساحت دیوار.

شماره پلان	تعداد طبقات	H (m)	L _w (m)	L _y (m)	A _g	A _w (m ²)	A _{wy} (m ²)	A _w /A _g	A _{wy} /A _g	L _w /L _y
۶	۱۲	۳۴٫۸	۲۲٫۵	۱۹	۴۲۷٫۵	۶٫۰۷۵	۱۰٫۸	۰٫۱۴۲	۰٫۲۵۳	۱٫۱۸
	۹	۲۶٫۱	۲۲٫۵	۱۹	۴۲۷٫۵	۶٫۰۷۵	۱۰٫۸	۰٫۱۴۲	۰٫۲۵۳	۱٫۱۸
	۶	۱۷٫۴	۲۲٫۵	۱۹	۴۲۷٫۵	۶٫۰۷۵	۱۰٫۸	۰٫۱۴۲	۰٫۲۵۳	۱٫۱۸
۵	۱۲	۳۴٫۸	۲۲٫۵	۱۵	۳۳۷٫۵	۴٫۳۵	۸٫۸۵	۰٫۱۲۹	۰٫۲۶۲	۱٫۵
	۹	۲۶٫۱	۲۲٫۵	۱۵	۳۳۷٫۵	۴٫۳۵	۸٫۸۵	۰٫۱۲۹	۰٫۲۶۲	۱٫۵
	۶	۱۷٫۴	۲۲٫۵	۱۵	۳۳۷٫۵	۴٫۳۵	۸٫۸۵	۰٫۱۲۹	۰٫۲۶۲	۱٫۵
۴	۱۲	۳۴٫۸	۲۲٫۵	۱۵	۳۳۷٫۵	۴٫۳۵	۸٫۱	۰٫۱۲۹	۰٫۲۴	۱٫۵
	۹	۲۶٫۱	۲۲٫۵	۱۵	۳۳۷٫۵	۴٫۳۵	۸٫۱	۰٫۱۲۹	۰٫۲۴	۱٫۵
	۶	۱۷٫۴	۲۲٫۵	۱۵	۳۳۷٫۵	۴٫۳۵	۸٫۱	۰٫۱۲۹	۰٫۲۴	۱٫۵
۳	۱۲	۳۴٫۸	۱۳٫۵	۱۵	۲۰۲٫۵	۲٫۵۵	۵٫۱	۰٫۱۲۶	۰٫۲۵۲	۰٫۹
	۹	۲۶٫۱	۱۳٫۵	۱۵	۲۰۲٫۵	۲٫۵۵	۵٫۱	۰٫۱۲۶	۰٫۲۵۲	۰٫۹
	۶	۱۷٫۴	۱۳٫۵	۱۵	۲۰۲٫۵	۲٫۵۵	۵٫۱	۰٫۱۲۶	۰٫۲۵۲	۰٫۹
۲	۱۲	۳۴٫۸	۲۲٫۵	۱۰	۲۲۵	۲٫۱۷۵	۶٫۳	۰٫۰۹۷	۰٫۲۸	۲٫۲۵
	۹	۲۶٫۱	۲۲٫۵	۱۰	۲۲۵	۲٫۱۷۵	۶٫۳	۰٫۰۹۷	۰٫۲۸	۲٫۲۵
	۶	۱۷٫۴	۲۲٫۵	۱۰	۲۲۵	۲٫۱۷۵	۶٫۳	۰٫۰۹۷	۰٫۲۸	۲٫۲۵
۱	۱۲	۳۴٫۸	۱۳٫۵	۱۰	۱۳۵	۱٫۲۷۵	۴٫۲	۰٫۰۹۴	۰٫۳۱۱	۱٫۳۵
	۹	۲۶٫۱	۱۳٫۵	۱۰	۱۳۵	۱٫۲۷۵	۴٫۲	۰٫۰۹۴	۰٫۳۱۱	۱٫۳۵
	۶	۱۷٫۴	۱۳٫۵	۱۰	۱۳۵	۱٫۲۷۵	۴٫۲	۰٫۰۹۴	۰٫۳۱۱	۱٫۳۵

جدول ۳. مشخصات مصالح فولاد و بتن محصورنشده‌ی مورد استفاده در تحلیل و طراحی خطی.

فولاد			
وزن (kg/m ²)	E (kg/cm ²)	نسبت پواسون	F _y (kg/cm ²)
۷۸۵۰	۲۰۰۰۰۰۰	۰٫۳	۴۰۰۰
بتن محصورنشده			
وزن (kg/m ²)	E (kg/cm ²)	نسبت پواسون	f' _c (kg/cm ²)
۲۵۰۰	۲۶۱۵۴۰	۰٫۲	۳۰۰

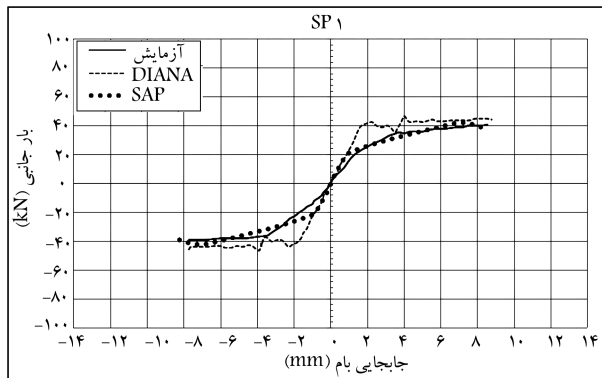
۳.۲. بارگذاری ثقلی و لرزه‌یی

برای بارگذاری ثقلی از میخچ ششم مقررات ملی ساختمان^[۱۲] استفاده شده است. با توجه به محاسبه‌ی وزن سقف توسط نرم‌افزار، به منظور محاسبه‌ی بار مرده فقط از بار نازک‌کاری استفاده شده است. این بار برابر ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع فرض شده است. معمولاً در این‌گونه ساختمان‌ها پارتیشن‌بندی وجود ندارد. بنابراین از بار پارتیشن‌بندی صرف‌نظر شده است. برای اعمال بار زنده، ساختمان با کاربری مسکونی در نظر گرفته شده و مقدار بار زنده برابر ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع فرض شده است. برای

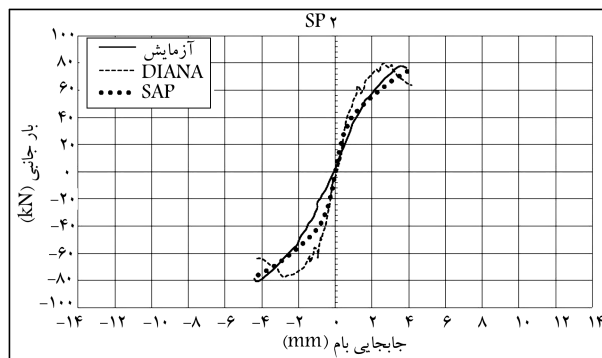
اعمال بارهای جانبی ناشی از زلزله بر سازه با توجه به منظم بودن سازه‌ها و اینکه ارتفاع آن‌ها کمتر از ۵۰ متر است، از روش استاتیکی معادل بر مبنای آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران)^[۱۳] استفاده شده است. در محاسبه‌ی بار جانبی زلزله، اهمیت ساختمان متوسط، محل قرارگیری ساختمان شهر تهران، خاک محل احداث نوع II و ضریب رفتار برابر با ۶ (مطابق ردیف الف-۲ جدول ۶ استاندارد ۲۸۰۰ ایران: سیستم سازه‌یی دیوار باربر و سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط) در نظر گرفته شده است. برای طراحی مدل‌ها از آیین‌نامه‌ی ACI-۲۰۰۵^[۱۴] استفاده شده است. طراحی دیوارها توسط ETABS و طراحی دال‌ها به طور دستی انجام شده است. آرماتوریک‌نواخت مورد استفاده در دیوارها مطابق جدول ۴ است. برای دال‌ها، آرماتورکمیته‌ی آیین‌نامه (A_s min = ۰٫۰۰۱۸ Ag) استفاده شده است، که پاسخ‌گوی نیروهای وارد است. کنترل‌های ترک‌خوردگی و جابجایی نسبی نیز بر روی مدل‌ها انجام شده است.

۳. تحلیل غیرخطی مدل‌ها و نتایج تحلیل‌ها

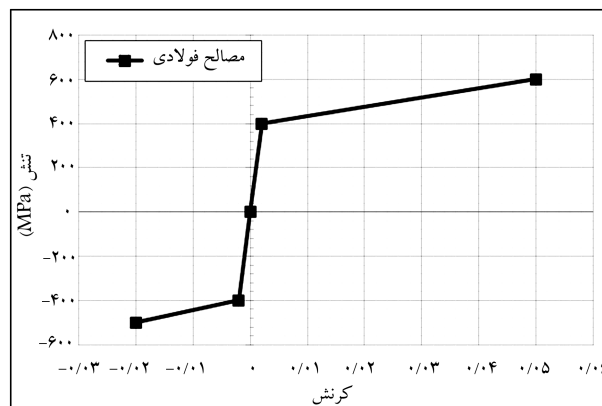
در این قسمت ابتدا صحت نتایج نرم‌افزار SAP^[۱۵]، کنترل و سپس، نحوه‌ی انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی مدل‌ها شرح داده شده و در پایان نیز نتایج تحلیل‌ها مورد بررسی و تفسیر قرار گرفته است.



شکل ۷. صحت‌سنجی نتایج Pushover راستای X در SAP.



شکل ۸. صحت‌سنجی نتایج Pushover راستای Y در SAP.



شکل ۹. مشخصات مصالح فولاد جهت تحلیل غیرخطی.

۲.۲.۲. بتن

در مصالح بتنی، اثر کشش حذف می‌شود. با توجه به توضیحات ارائه شده در فیلم آموزشی تهیه شده توسط دانشگاه برکلی در سایت CSI^[۱۸]، برای تحلیل بارافزایی استاتیکی دیوار برشی، از تنش کششی بتن صرف نظر شده است. مدل رفتاری بتن در فشار از نوع مدل Popovics^[۱۹] انتخاب شده است؛ زیرا در نوشتاری که با استفاده از آن صحت‌سنجی نرم‌افزار صورت گرفته است، از این مدل استفاده شده است. رفتار بتن می‌تواند شامل دو بخش بتن محصور نشده و محصور شده باشد. همان‌طور که قبلاً در بحث طراحی ذکر شده است، ۷ تیپ دیوار با میلگردگذاری مختلف وجود دارد؛ بنابراین ۷ تیپ مختلف از نظر مقاومتی برای المان‌های مرزی وجود خواهد داشت. نمودار تنش - کرنش ۷ تیپ المان مرزی برای بتن محصور شده

جدول ۴. میلگردهای طولی مورد استفاده در طراحی دیوارها.

نوع	میلگرد طولی	ρ
۱	۲Φ۸@۲۵	۰٫۰۰۲۶۸
۲	۲Φ۱۰@۲۰	۰٫۰۰۵۲۳
۳	۲Φ۱۲@۲۰	۰٫۰۰۷۵۴
۴	۲Φ۱۴@۲۰	۰٫۰۱۰۰۰
۵	۲Φ۱۴@۱۵	۰٫۰۱۳۶۰
۶	۲Φ۱۶@۱۵	۰٫۰۱۷۸۰
۷	۲Φ۱۸@۱۵	۰٫۰۲۲۶۰

۱.۳. صحت‌سنجی مدل و نتایج نرم‌افزار

جهت کنترل و صحت‌سنجی نرم‌افزار و روش مورد استفاده برای تحلیل غیرخطی مدل‌ها، از پژوهش یوکسل و کالکان^[۴] استفاده شده است. در پژوهش یادشده یک نمونه‌ی آزمایشگاهی با ابعاد مشخص در هر دو جهت (SP۱)X و (SP۲)Y تحت بارگذاری شبه استاتیکی^۲ قرار گرفته است. مقیاس مورد استفاده جهت ساخت مدل آزمایشگاهی ۱ به ۵ بوده و جزئیات مدل ساخته شده براساس سازه‌های واقعی در کشور ترکیه بوده است. یوکسل جهت اطمینان از صحت نتایج آزمایشگاهی، آن را در نرم‌افزار DIANA^[۱۶] مدل کرده و تحلیل بارافزایی استاتیکی به صورت افزایش جابجایی در بام صورت گرفته است. در این پژوهش، مدل آزمایشگاهی یوکسل در نرم‌افزار SAP ایجاد شده است. تا حد امکان سعی شده است ابعاد و مشخصات هندسی و مصالح در SAP شبیه نمونه‌ی آزمایشگاهی و تحلیلی در نرم‌افزار DIANA مدل شود. در شکل‌های ۷ و ۸، مقایسه‌ی بین منحنی بارافزایی استاتیکی در نمونه‌ی آزمایشگاهی و نرم‌افزار DIANA و SAP انجام شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود با مقایسه‌ی این منحنی‌ها می‌توان گفت:

- به‌طور کلی پاسخ‌های SAP هم‌خوانی بیشتری با نمونه‌ی آزمایشگاهی دارد.
- در ابتدای نمودار شیب منحنی SAP، یعنی سختی منحنی، کاملاً با DIANA هم‌خوانی دارد.
- هر سه منحنی در انتها به یک نقطه هم‌گرا می‌شوند.

۲.۳. مصالح مورد استفاده

در این قسمت رابطه‌ی تنش - کرنش مصالح فولاد و بتن معرفی شده است. اهمیت ویژگی‌های مصالح و دقت در معرفی آنها در تحلیل غیرخطی نمود بیشتری پیدا می‌کند، زیرا در تحلیل غیرخطی مصالح، رفتار اعضا در هر مرحله با توجه به منحنی تنش - کرنش مصالح تشکیل دهنده‌ی آنها مشخص می‌شود.

۱.۲.۳. فولاد

با توجه به بند ۳-۳-۱ دستورالعمل بهسازی لرزه‌یی^[۱۷]، کرنش کششی میلگرد نباید از ۰٫۰۵ بیشتر باشد و کرنش فشاری فولاد نیز نباید از ۰٫۰۲ تجاوز کند. با توجه به کرنش‌های کششی و فشاری، تنش تسلیم فولاد ۴۰۰ مگاپاسکال و مقاومت تسلیم آن نیز در کشش، ۶۰۰ مگاپاسکال و در فشار، ۵۰۰ مگاپاسکال فرض شده است (شکل ۹).

و یک تپ بتن محصورنشده براساس مدل رفتاری Popovics در شکل ۱۰ نشان داده شده است.

۳.۲.۳ ضابطه‌ی خرابی مصالح

معیار خرابی فولاد رسیدن به مقاومت نهایی (F_u) و معیار خرابی بتن رسیدن کرنش به کرنش متناظر با تنش بیشینه فشاری، برای بتن محصورشده (f'_{cc}) در نظر گرفته شده است. برای انتخاب بیشینه تغییرمکان قابل دستیابی از تعریف‌های ارائه شده توسط پارک^[۲۰] استفاده شده است (تغییرمکان تسلیم: الف) تغییرمکان هنگامی که اولین تسلیم در سیستم رخ می‌دهد؛ ب) تغییرمکان تسلیم در سیستم ارتجاعی - خمیری معادلی که سختی ارتجاعی و بار نهایی آن مشابه سیستم واقعی است). با بررسی مدل‌ها مشاهده شده است که در این نقطه، آرمانورها به مقاومت نهایی رسیده‌اند یا بتن به کرنش متناظر با بیشینه تنش فشاری رسیده است.

۳.۳ مدل‌سازی عددی و انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی

مدل طراحی شده در نرم‌افزار ETABS در نرم‌افزار SAP وارد شده است، با این تفاوت که در SAP باید المان مرزی نیز مدل شود و به هر تپ دیوار مقطع طراحی شده در ETABS اختصاص داده شود. جهت پیوستگی و پایداری سازه باید حتماً گره‌های مش‌های سقف و دیوارها در نقاط مشترک باشند. به همین دلیل هر جا که این اتفاق رخ نداده است، جهت رعایت پیوستگی سازه، مش‌بندی اصلاح شده است. همچنین المان‌های مرزی نمی‌توانند به یک‌باره در ارتفاع قطع شوند، زیرا باعث ایجاد ناپایداری در سازه می‌شوند.

در این پژوهش برای تحلیل بار افزایشی استاتیکی غیرخطی، از روش کنترل جابجایی^۳ در نرم‌افزار SAP استفاده و ۱۸ مدل در هر دو راستا، تحلیل بار افزایشی استاتیکی شده‌اند. الگوی توزیع بار در بار افزایشی استاتیکی مطابق توزیع بارهای جانبی براساس آنالیز طیفی اختیار شده است. پس از تحلیل مدل‌ها نمودار ظرفیت آنها رسم شده و از روی آن شکل‌پذیری و ضریب رفتار به دست آمده است. نمودارها تا جایی ادامه یافته‌اند که بتن یا فولاد دچار افت مقاومت شوند.

۳.۴ مقایسه‌ی نتایج

با استفاده از نتایج تحلیل بار افزایشی استاتیکی غیرخطی شکل‌پذیری، ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری (به دو روش نیومارک - هال و کراوینکلر)، مقاومت افزون و ضریب رفتار سازه (برمبنای طراحی به روش تنش مجاز و همخوان با استاندارد ۲۸۰۰ ایران) به همراه ضریب برش پایه و جابجایی نسبی بام محاسبه شده و نتایج آن در جدول‌های ۵ و ۶ ارائه شده است. پارامترهای موجود در جدول‌های ۵ و ۶ به این شرح هستند:

Δ_s : تغییرمکان متناظر با اولین مفصل خمیری؛ Δ_m : تغییرمکان متناظر با نقطه‌ی شکست؛ Δ_y : تغییرمکان متناظر با نقطه‌ی تسلیم دو خطی؛ V_d : برش پایه‌ی طراحی؛ V_s : برش پایه‌ی متناظر با اولین مفصل خمیری؛ V_y : برش پایه‌ی متناظر با نقطه‌ی شکست؛ μ : شکل‌پذیری سازه (رابطه‌ی ۱)؛ R_{uNe} : ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری به روش نیومارک؛ R_{uKr} : ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری به روش کراوینکلر؛ R_s : ضریب رفتار ناشی از مقاومت افزون (رابطه‌ی ۲)؛ R_{Ne} : ضریب رفتار کلی به روش نیومارک (رابطه‌ی ۳)؛ R_{Kr} : ضریب رفتار کلی به روش کراوینکلر (رابطه‌ی ۴). جزئیات روش نیومارک و کراوینکلر در پیوست ارائه شده است.

$$\mu_s = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (1)$$

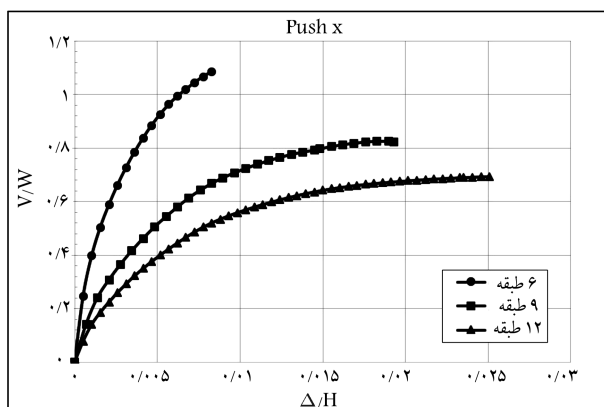
$$R_s = \frac{V_y}{V_s} \cdot \frac{V_s}{V_d} = \frac{V_y}{V_d} \quad (2)$$

$$R_{Ne} = R_{\mu} Ne \times R_s \quad (3)$$

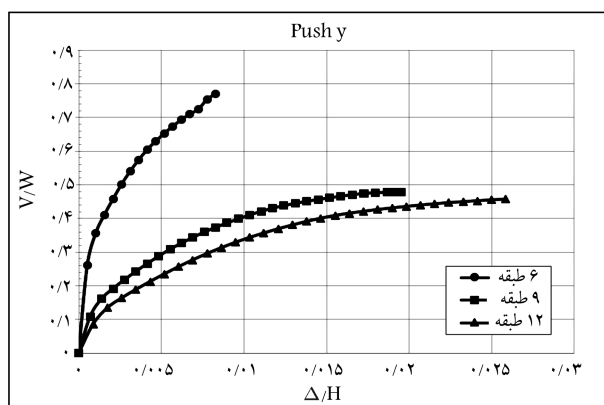
$$R_{Kr} = R_{\mu} Kr \times R_s \quad (4)$$

مطابق جدول‌های ۵ و ۶ مشاهده می‌شود که شکل‌پذیری سازه‌های قالب‌تولنی در حدود ۱/۵ تا ۲ است و بیشینه برش سازه‌ها در نقطه‌ی متناظر، با ۱ تا ۲ درصد جابجایی نسبی بام رخ می‌دهد.

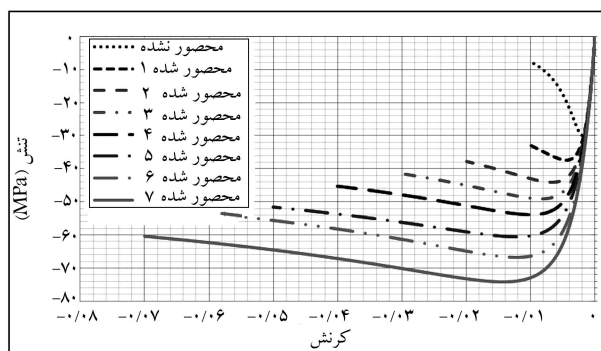
به منظور مقایسه‌ی تأثیر ارتفاع در منحنی بار افزایشی استاتیکی مدل‌ها، به‌عنوان مثال در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ منحنی‌های بار افزایشی استاتیکی بی‌بعد مدل شماره‌ی



شکل ۱۱. مقایسه‌ی نمودار Pushover بی‌بعد مدل M3-S (۶-۹-۱۲) در راستای X.



شکل ۱۲. مقایسه‌ی نمودار Pushover بی‌بعد مدل M3-S (۶-۹-۱۲) در راستای Y.



شکل ۱۰. مصالح بتن استفاده‌شده جهت تحلیل غیرخطی.

جدول ۵. نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی برای کمیت‌های مختلف رفتار سازه‌ها در راستای X.

V_y/W	Δ_m/H	R_{Kr}	R_{Ne}	R_s	$R_{\mu Kr}$	$R_{\mu Ne}$	μ	V_y (ton)	V_s (ton)	V_d (ton)	Δ_y (cm)	Δ_m (cm)	Δ_s (cm)	مدل
۰٫۵۱۰	۰٫۰۰۵۷	۵٫۹۹	۵٫۸۴	۴٫۴۵	۱٫۳۵	۱٫۳۱	۱٫۳۴	۲۳۵۹٫۸	۱۷۶۹٫۸	۵۳۰٫۴	۱۴٫۸	۱۹٫۸	۱۱٫۱	M۶-S۱۲
۰٫۹۱۱	۰٫۰۰۶۷	۱۰٫۰۱	۹٫۴۹	۶٫۸۷	۱٫۴۶	۱٫۳۸	۱٫۴۵	۳۱۵۷٫۴	۲۳۶۸	۴۵۹٫۴	۱۲	۱۷٫۴۴	۹	M۶-S۹
۱٫۲۴۳	۰٫۰۰۴۷	۱۲٫۳۱	۱۱٫۹۴	۸٫۵۲	۱٫۴۴	۱٫۴۰	۱٫۴۸	۲۸۷۲٫۸	۲۱۵۴٫۶	۳۳۷٫۱	۵٫۴۷	۸٫۱	۴٫۱	M۶-S۶
۰٫۶۲۵	۰٫۰۱۷۶	۹٫۵۰	۹٫۱۵	۵٫۴۵	۱٫۷۴	۱٫۶۸	۱٫۷۰	۲۲۵۹	۱۶۹۴٫۲	۴۱۴٫۵	۳۶	۶۱٫۲	۲۷	M۵-S۱۲
۰٫۷۳۷	۰٫۰۱۵۵	۹٫۰۱	۸٫۴۳	۵٫۵۶	۱٫۶۲	۱٫۵۱	۱٫۶۰	۱۹۹۷٫۸	۱۴۹۸٫۳	۳۵۹	۲۵٫۳۳	۴۰٫۵	۱۹	M۵-S۹
۱٫۱۸۳	۰٫۰۰۹۳	۱۱٫۵۱	۱۱٫۰۶	۸٫۱۱	۱٫۴۲	۱٫۳۶	۱٫۴۳	۲۱۳۷٫۳	۱۶۰۳	۲۶۳٫۵	۱۱٫۳۳	۱۶٫۲	۸٫۵	M۵-S۶
۰٫۷۲۵	۰٫۰۱۰۶	۹٫۵۵	۹٫۲۸	۶٫۳۲	۱٫۵۱	۱٫۴۷	۱٫۴۹	۲۵۹۲٫۷	۱۹۴۴٫۵	۴۱۰	۲۴٫۶۷	۳۶٫۷۳	۱۸٫۵	M۴-S۱۲
۰٫۹۹۷	۰٫۰۱۱۵	۱۱٫۴۱	۱۰٫۷۸	۷٫۵۲	۱٫۵۲	۱٫۴۳	۱٫۵۰	۲۶۷۱٫۴	۲۰۰۳٫۶	۳۵۵٫۱	۲۰	۳۰٫۰۸	۱۵	M۴-S۹
۱٫۴۱۶	۰٫۰۰۷۲	۱۳٫۴۱	۱۲٫۹۵	۹٫۷۱	۱٫۳۸	۱٫۳۳	۱٫۳۹	۲۵۲۹٫۶	۱۸۹۷٫۲	۲۶۰٫۶	۹٫۰۷	۱۲٫۶	۶٫۸	M۴-S۶
۰٫۶۶۱	۰٫۰۱۷۱	۱۰٫۱۵	۹٫۸۷	۵٫۷۶	۱٫۷۶	۱٫۷۱	۱٫۷۱	۱۴۲۷٫۴	۱۰۷۰٫۵	۲۴۷٫۸	۳۴٫۶۷	۵۹٫۴	۲۶	M۳-S۱۲
۰٫۷۹۷	۰٫۰۱۴۸	۱۰٫۴۹	۹٫۷۷	۶٫۰۲	۱٫۷۴	۱٫۶۲	۱٫۷۱	۱۲۹۱	۹۶۸٫۳	۲۱۴٫۶	۲۲٫۶۷	۳۸٫۷	۱۷	M۳-S۹
۱٫۰۸۴	۰٫۰۰۸۳	۱۱٫۷۸	۱۰٫۹۶	۷٫۴۳	۱٫۵۸	۱٫۴۸	۱٫۵۹	۱۱۷۰٫۵	۸۷۷٫۹	۱۵۷٫۵	۹٫۰۷	۱۴٫۴	۶٫۸	M۳-S۶
۰٫۵۲۶	۰٫۰۰۷۰	۵٫۴۰	۵٫۳۸	۴٫۵۸	۱٫۱۸	۱٫۱۷	۱٫۱۸	۱۲۶۰٫۶	۹۴۵٫۵	۲۷۵٫۱	۲۰٫۶۷	۲۴٫۳	۱۵٫۵	M۲-S۱۲
۰٫۷۶۶	۰٫۰۰۸۸	۷٫۷۳	۷٫۵۲	۵٫۷۸	۱٫۳۴	۱٫۳۰	۱٫۳۳	۱۳۷۸	۱۰۳۳٫۵	۲۳۸٫۳	۱۷٫۴۳	۲۳٫۰۴	۱۳	M۲-S۹
۱٫۲۴۹	۰٫۰۰۷۸	۱۲٫۸۷	۱۲٫۱۸	۸٫۵۶	۱٫۵	۱٫۴۲	۱٫۵۱	۱۴۹۷٫۲	۱۱۲۲٫۹	۱۷۴٫۸	۸٫۹۳	۱۳٫۵	۶٫۷	M۲-S۶
۰٫۵۵۶	۰٫۰۱۰۹	۶٫۳۲	۶٫۲۸	۴٫۸۴	۱٫۳۱	۱٫۳۰	۱٫۳۰	۸۱۸٫۲	۶۱۳٫۶	۱۶۹	۲۹٫۳۳	۳۸٫۰۳	۲۲	M۱-S۱۲
۰٫۶۶۲	۰٫۰۱۲۴	۷٫۹۸	۷٫۶۴	۵٫۰۰	۱٫۶۰	۱٫۵۳	۱٫۵۷	۷۳۱٫۵	۵۴۸٫۶	۱۴۶٫۳	۲۰٫۶۷	۳۲٫۴۴	۱۵٫۵	M۱-S۹
۱٫۰۱۷	۰٫۰۰۸۳	۱۰٫۰۶	۹٫۵۷	۶٫۹۸	۱٫۴۴	۱٫۳۷	۱٫۴۴	۷۴۹٫۱	۵۶۱٫۸	۱۰۷٫۴	۱۰	۱۴٫۴	۷٫۵	M۱-S۶

جدول ۶. نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی برای کمیت‌های مختلف رفتار سازه‌ها در راستای Y.

V_y/W	Δ_m/H	R_{Kr}	R_{Ne}	R_s	$R_{\mu Kr}$	$R_{\mu Ne}$	μ	V_y (ton)	V_s (ton)	V_d (ton)	Δ_y (cm)	Δ_m (cm)	Δ_s (cm)	مدل
۰٫۶۳	۰٫۰۰۹۱	۷٫۶۰	۷٫۳۹	۵٫۴۹	۱٫۳۸	۱٫۳۵	۱٫۳۷	۲۹۱۱	۲۱۸۳٫۲	۵۳۰٫۴	۲۲٫۹۳	۳۱٫۱	۱۷٫۲	M۶-S۱۲
۰٫۸۲۲	۰٫۰۰۸۳	۹٫۱۵	۸٫۶۵	۶٫۲۰	۱٫۴۸	۱٫۳۹	۱٫۴۷	۲۸۵۰	۲۱۳۷٫۵	۴۵۹٫۴	۱۴٫۶۷	۲۱٫۶	۱۱	M۶-S۹
۱٫۳۳۹	۰٫۰۰۶۲	۱۴٫۷۳	۱۴٫۱۵	۹٫۱۸	۱٫۶۰	۱٫۵۴	۱٫۶۹	۳۰۹۵٫۴	۲۳۲۱٫۵	۳۳۷٫۱	۶٫۴	۱۰٫۸	۴٫۸	M۶-S۶
۰٫۵۹۴	۰٫۰۱۹۷	۱۰٫۶۵	۱۰٫۰۴	۵٫۱۸	۲٫۰۶	۱٫۹۴	۱٫۹۷	۲۶۴۱٫۱	۱۶۰۹٫۵	۴۱۴٫۵	۳۴٫۶۷	۶۸٫۴۶	۲۶	M۵-S۱۲
۰٫۷۲۸	۰٫۰۱۶۶	۱۰٫۷۰	۹٫۴۷	۵٫۵۰	۱٫۹۵	۱٫۷۲	۱٫۹۱	۱۹۷۳٫۸	۱۴۸۰٫۳	۳۵۹	۲۲٫۶۷	۴۳٫۲	۱۷	M۵-S۹
۱٫۱۹۶	۰٫۰۰۶۷	۱۳٫۲۱	۱۲٫۴۷	۸٫۲۰	۱٫۶۱	۱٫۵۲	۱٫۶۶	۲۱۶۰٫۸	۱۶۲۰٫۶	۲۶۳٫۵	۷٫۰۷	۱۱٫۷	۵٫۳	M۵-S۶
۰٫۳۸۴	۰٫۰۲۴۸	۷٫۵۰	۷٫۱۰	۳٫۳۴	۲٫۲۴	۲٫۱۲	۲٫۱۲	۱۳۷۰٫۶	۱۰۲۸	۴۱۰	۴۰٫۶۷	۸۶٫۴	۳۰٫۵	M۴-S۱۲
۰٫۴۸۵	۰٫۰۱۶۶	۷٫۱۹	۶٫۵۷	۳٫۶۶	۱٫۹۷	۱٫۸۰	۱٫۹۱	۱۲۹۹٫۱	۹۷۴٫۳	۳۵۵٫۱	۲۲٫۶۷	۴۳٫۲	۱۷	M۴-S۹
۰٫۸۰۹	۰٫۰۰۷۸	۱۱٫۵۶	۱۰٫۰۹	۵٫۵۴	۲٫۰۸	۱٫۸۲	۲٫۱۵	۱۴۴۴٫۹	۱۰۸۳٫۷	۲۶۰٫۶	۶٫۲۷	۱۳٫۵	۴٫۷	M۴-S۶
۰٫۴۵۷	۰٫۰۲۵۹	۸٫۰۲	۷٫۶۸	۳٫۹۸	۲٫۰۱	۱٫۹۳	۱٫۹۳	۲۸۷٫۳	۷۴۰٫۵	۲۴۷٫۸	۴۶٫۶۷	۹۰	۳۵	M۳-S۱۲
۰٫۴۷۸	۰٫۰۱۹۵	۷٫۳۳	۶٫۷۳	۳٫۶۱	۲٫۰۳	۱٫۸۶	۱٫۹۶	۷۷۴٫۸	۵۸۱٫۱	۲۱۴٫۶	۲۶	۵۰٫۹۶	۱۹٫۵	M۳-S۹
۰٫۷۲۵	۰٫۰۰۷۲	۸٫۴۶	۷٫۷۶	۴٫۹۷	۱٫۷۰	۱٫۵۶	۱٫۷۲	۷۸۳٫۱	۵۸۷٫۴	۱۵۷٫۵	۷٫۳۳	۱۲٫۶	۵٫۵	M۳-S۶
۰٫۵۱۳	۰٫۰۲۳	۹٫۷۴	۹٫۲۷	۴٫۴۷	۲٫۱۸	۲٫۰۷	۲٫۰۷	۱۲۳۱	۹۲۳٫۳	۲۷۵٫۱	۳۸٫۶۷	۸۰٫۱	۲۹	M۲-S۱۲
۰٫۶۳۵	۰٫۰۱۹۳	۱۰٫۱۰	۸٫۸۸	۴٫۷۹	۲٫۱۱	۱٫۸۵	۲٫۰۴	۱۱۴۱٫۳	۸۵۶	۲۳۸٫۳	۲۴٫۶۷	۵۰٫۴	۱۸٫۵	M۲-S۹
۰٫۹۷۶	۰٫۰۰۶۹	۹٫۶۲	۹٫۲۴	۶٫۷۰	۱٫۴۴	۱٫۳۸	۱٫۴۵	۱۱۷۰٫۷	۸۷۸	۱۷۴٫۸	۸٫۲۷	۱۲	۲٫۶	M۲-S۶
۰٫۵۳۴	۰٫۰۲۲۸	۸٫۹۵	۸٫۶۴	۴٫۶۵	۱٫۹۲	۱٫۸۶	۱٫۸۶	۷۸۶٫۱	۵۸۹٫۶	۱۶۹	۴۲٫۶۷	۷۹٫۲	۳۲	M۱-S۱۲
۰٫۶۵۲	۰٫۰۱۸۶	۸٫۹۴	۸٫۱۷	۴٫۹۲	۱٫۸۲	۱٫۶۶	۱٫۷۸	۷۲۰٫۱	۵۴۰٫۱	۱۴۶٫۳	۲۷٫۳۳	۴۸٫۶	۲۰٫۵	M۱-S۹
۰٫۸۶۶	۰٫۰۰۵۵	۸٫۱۶	۷٫۹۰	۵٫۹۴	۱٫۳۷	۱٫۳۳	۱٫۳۸	۶۳۷٫۵	۴۷۸٫۱	۱۰۷٫۴	۶٫۹۳	۹٫۶	۵٫۲	M۱-S۶

جابجایی نسبی بیشینه بام در سازه‌های کوتاه کمتر از سازه‌های بلند است (شکل ۱۴).

مقایسه‌ی پلان‌های مدل‌های ۱ و ۲ و همچنین ۳ و ۴ نشان می‌دهد افزایش تعداد دیوارها در راستای Y تأثیر زیادی در ضریب برش پایه و جابجایی نسبی بام ندارد و اثر افزایش تعداد دیوارهای موازی را باید روی ضریب نامعینی جستجو کرد، که خارج از حیطه‌ی کار این پژوهش است (شکل‌های ۱۵ و ۱۶).

مقایسه‌ی پلان‌های مدل‌های ۱ و ۲ و همچنین ۳ و ۴ نشان می‌دهد که افزایش طول دیوار در راستای X باعث افزایش ضریب برش پایه سازه و کاهش جابجایی نسبی بام می‌شود (شکل‌های ۱۷ و ۱۸).

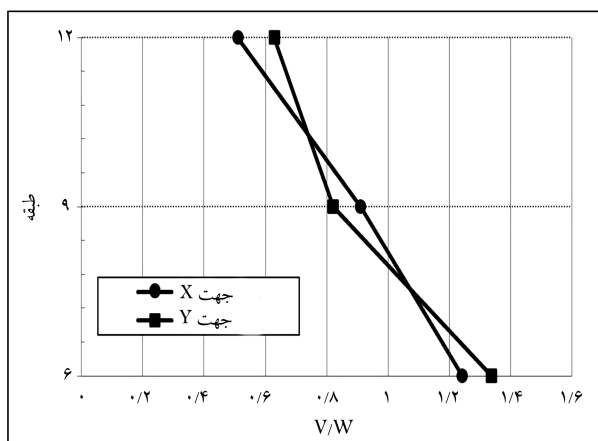
تفاوت مدل‌های ۴ و ۵ فقط در دیوار میانی راستای Y است. وجود این دیوار به طور قابل ملاحظه‌یی باعث افزایش مقاومت سازه و کاهش جابجایی نسبی بام شده است (شکل ۱۹).

نقش دیوار میانی به صورت خمشی نیست، زیرا در نزدیکی تار خنثای سازه قرار می‌گیرد و رفتار آن بیشتر به صورت برشی است. این دیوار همانند هسته‌ی مرکزی در ساختمان‌های بلند باعث کاهش جابجایی و افزایش مقاومت مدل‌ها می‌شود.

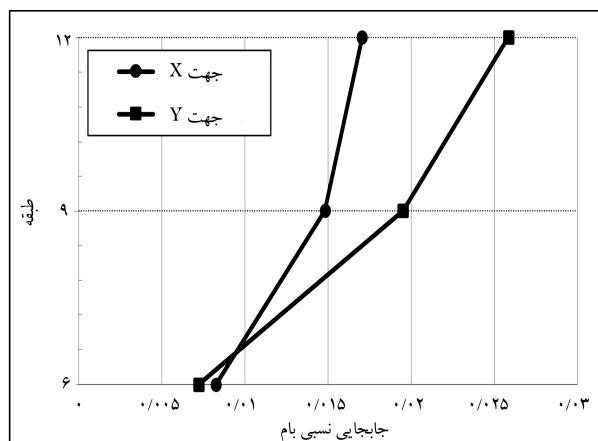
۴. نتیجه‌گیری

با دقت در نتایج ارائه شده در جدول‌ها و نمودارهای به دست آمده از تحلیل سازه‌های مدل با فرض‌ها، ساده‌سازی‌ها و محدودیت‌های اشاره شده در متن نوشتار، به صورت کلی می‌توان این نتایج را بیان کرد:

- به طور کلی سازه‌های قالب‌تولی، مقاومت و سختی بالایی دارند.
- در پلان‌هایی که مساحت دیوارهای برشی در یک جهت بیشتر از جهت دیگر است، مود غالب سازه به سمت مود پیچشی میل می‌کند.
- ضریب شکل‌پذیری (μ) سازه‌های قالب‌تولی در حدود ۱/۵ تا ۲ است و بیشینه‌ی برش سازه‌ها در نقطه‌ی متناظر با ۱ تا ۲ درصد جابجایی نسبی بام رخ می‌دهد.
- مود شکست در سازه‌های قالب‌تولی می‌تواند شکست در فولاد و یا شکست در بتن باشد. در حالت‌هایی که طول پلان در یک راستا زیاد است، مود شکست معمولاً شکست در بتن است.
- در ساختمان‌های کوتاه، جذب انرژی به کمک مقاومت بالا انجام می‌گیرد و در ساختمان‌های بلند این امر از طریق شکل‌پذیری محقق می‌شود.
- استفاده از سیستم قالب‌تولی برای سازه‌های کوتاه غیراقتصادی است، زیرا در این سازه‌ها کمینه‌های ضوابط آیین‌نامه‌ی طراحی بر مقاطع دیوارهای برشی حاکم می‌شود، که بیشتر از مقاطع مورد نیاز طراحی است. از این رو توصیه می‌شود از سازه‌های قالب‌تولی برای سازه‌های با ارتفاع متوسط تا بلند استفاده شود.
- تعداد دیوارهای موازی در پلان تأثیری در مقاومت و جابجایی نسبی بام و ضرایب رفتار ناشی از مقاومت افزون (R_s) و شکل‌پذیری (R_{μ}) ندارد و اثر خود را در ضریب رفتار ناشی از نامعینی^۴ (R_R) می‌گذارد.
- در حالت‌هایی که دو بخش سازه کاملاً از یکدیگر جدا هستند، با قراردادن یک دیوار رابط بین آنها تا حدود زیادی می‌توان مقاومت سیستم را بهبود بخشید.



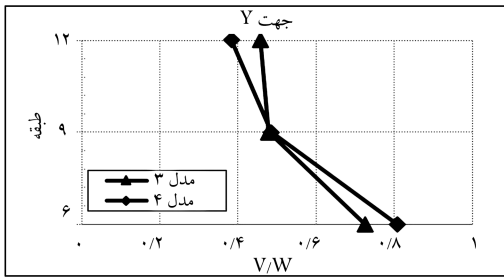
شکل ۱۳. مقایسه‌ی ضریب برش پایه در مدل‌های (۶-۹-۱۲) M6-S.



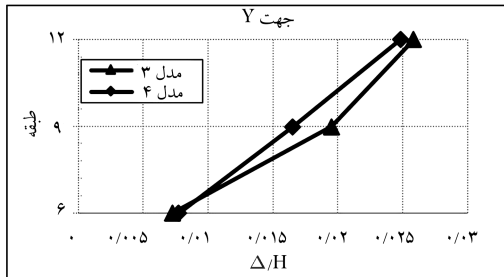
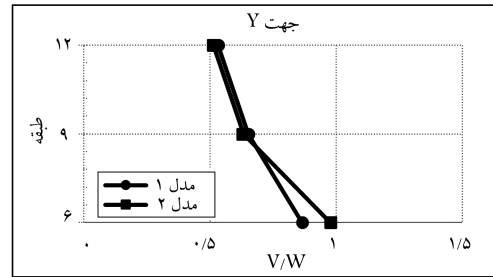
شکل ۱۴. مقایسه‌ی جابجایی نسبی بام در مدل‌های (۶-۹-۱۲) M3-S.

۳ رسم شده است. با توجه نمودارها می‌توان گفت:

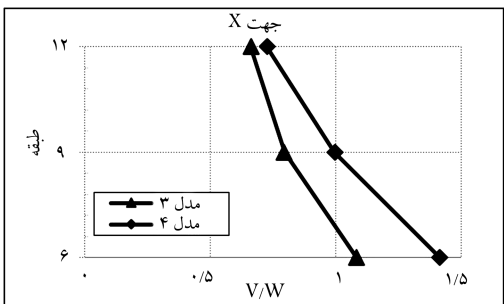
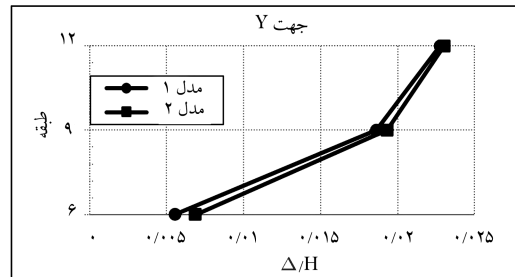
- با افزایش ارتفاع، شکل‌پذیری سازه زیاد می‌شود.
- با افزایش ارتفاع، ضریب برش پایه و مقاومت سازه کم می‌شود.
- انرژی ناشی از نیروهای زلزله می‌تواند توسط مقاومت و یا شکل‌پذیری سازه مستهلک شود. این انرژی در سازه‌های کوتاه با مقاومت و در سازه‌های بلند با شکل‌پذیری مستهلک می‌شود.
- همان‌طور که در نمودارها مشاهده می‌شود، اختلاف نمودارها بین سازه‌های ۹ و ۱۰ طبقه بسیار کم است و نمودار این سازه‌ها اختلاف زیادی با سازه‌ی ۶ طبقه دارد. این موضوع نشان‌دهنده‌ی این نکته است که استفاده از سازه‌های قالب‌تولی برای ساختمان‌های کوتاه غیراقتصادی است.
- به طور کلی درصد آرماتور و ضخامت مورد نیاز به دست آمده از طراحی دیوارهای برشی در سازه‌های کوتاه بسیار کمتر از کمینه‌های آیین‌نامه‌ی طراحی است. این موضوع باعث افزایش ضریب برش پایه (V/W) و مقاومت افزون (R_s) می‌شود، ولی با افزایش ارتفاع سازه‌ها مقاومت‌ها واقعی‌تر شده و مقاومت افزون کاهش پیدا کرده است (شکل ۱۳). همچنین به دلیل عدم نیاز به المان‌های مرزی در سازه‌های کوتاه، شکل‌پذیری آن‌ها کمتر از سازه‌های بلند است؛ در نتیجه



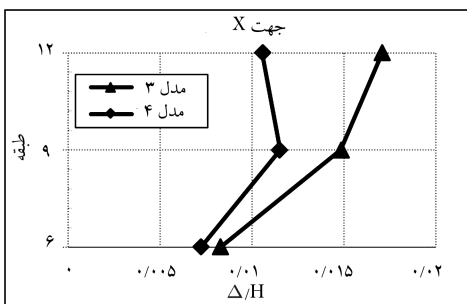
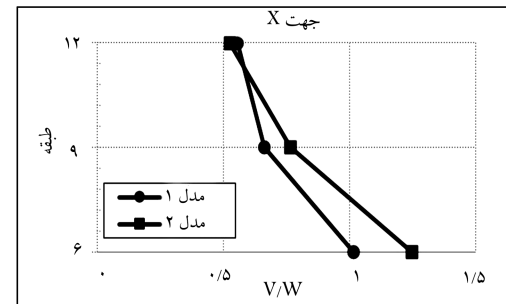
شکل ۱۵. مقایسه‌ی ضریب برش پایه‌ی مدل‌های ۱ با ۲ و ۳ و ۴ در ارتفاع برای راستای Y.



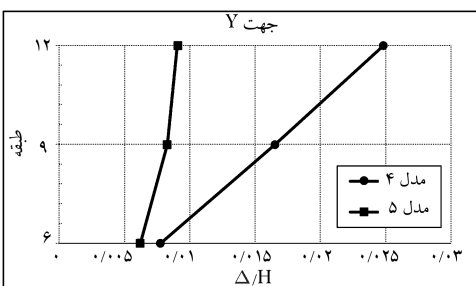
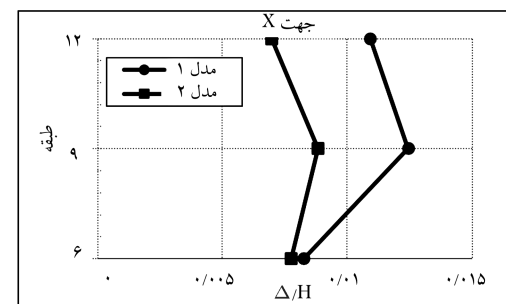
شکل ۱۶. مقایسه‌ی جابجایی نسبی بام مدل‌های ۱ با ۲ و ۳ و ۴ در ارتفاع برای راستای Y.



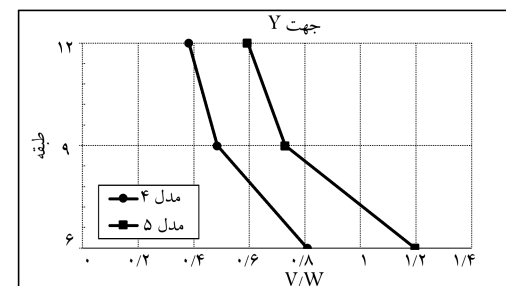
شکل ۱۷. مقایسه‌ی ضریب برش پایه‌ی مدل‌های ۱ با ۲ و ۳ و ۴ در ارتفاع برای راستای X.



شکل ۱۸. مقایسه‌ی جابجایی نسبی بام مدل‌های ۱ با ۲ و ۳ و ۴ در ارتفاع برای راستای X.



شکل ۱۹. مقایسه‌ی مقاومت و جابجایی نسبی بام مدل ۴ با ۵ در ارتفاع برای راستای Y.



پانوشته‌ها

1. diaphragm
2. quasi - static
3. displacement control
4. redundancy

منابع (References)

1. Goel, R.K. and Chopra, A.K. "Period formulas for concrete shear wall buildings", *Journal of the Structural Engineering*, **124**(4), pp. 426-433 (1998).
2. Lee, L., Chang, K. and Chun, Y. "Experimental formula for the fundamental period of RC buildings with shear wall dominated systems", *Structural Design of Tall Buildings*, **9**(4), pp. 295-307 (2000).
3. Balkaya, C. and Kalkan, E. "Estimation of fundamental periods of shear-wall dominant building structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **32**(7), pp. 985-998 (2003).
4. Tavafoghi, A. and Eshghi, S. "Seismic behavior of tunnel form building structures", *Proceedings of 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, Paper ID: 14.05-03-0175 (2008).
5. Balkaya, C. and Kalkan, E. "Nonlinear seismic response evaluation of tunnel form building structures", *Computers & Structures*, **81**(3), pp. 153-165 (2003).
6. Balkaya, C. and Kalkan, E. "Seismic vulnerability, behavior and design of tunnel form buildings", *Engineering Structures*, **26**(14), pp. 2081-2099 (2004).
7. Yuksel, B. and Kalkan, E. "Behavior of tunnel form buildings under quasi-static cyclic lateral loading", *Structural Engineering and Mechanics*, **27**(1), pp. 99-115 (2007).
8. Yuksel, B. and Kalkan, E. "Pros and cons of multi story RC tunnel-form (box-type) buildings", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **17**, pp. 601-617 (2008).
9. Tavafoghi, A. and Eshghi, S. "Evaluation of behavior factor of tunnel-form concrete building structures using applied technology council 63 methodology", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **22**(8), pp. 615-634 (2011).
10. Applied Technology Council, *Quantification of Building Seismic Performance Factor*, Washington DC, USA, Rep. No. P695 (2009).
11. CSI ETABS Software, *A Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures Program*, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA (2011).
12. INBC (Iranian National Building Code), *Design Loads for Buildings: Part 6*, INBC, National Building Regulations Office, Tehran, Iran (2006).
13. Building and Housing Research Center (BHRC), *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No. 2800-05*, 3rd Edition, Building and Housing Research Center, Tehran, Iran (2005).
14. American Concrete Institute, *Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318-05 and Commentary ACI 318R-05*, Michigan USA (2005).
15. CSISAP Software, *A Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures Program*, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA (2011).
16. TNO DIANA Software, TNO Building Construction and Research, Delft, The Netherlands (2004).
17. Management and Planning Organization (MPO), *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, Management and Planning Organization of Iran, Publication No. 360, Tehran, Iran (2007).
18. <http://www.csiamerica.com/sap2000/watch-and-learn#page=page-1>, SAP2000 Watch and Learn Movies - 20 Nonlinear Shear Walls (Accessed: 29 May 2011).
19. Popovics, S. "A numerical approach to the complete stress-strain curve for concrete", *Cement and Concrete Research*, **3**(5), pp. 583-599 (1973).
20. Park, R. "Ductility evaluation from laboratory and analytical testing", *Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan, **8**, pp. 605-616 (1988).

برآورد R_{μ} در زمان‌های تناوب بین 0.3 و 1.2 ثانیه و نیز بین 0.5 و 1.0 ثانیه با میان‌بایی بین مقادیر حدی که در رابطه‌های فوق آمده است، انجام می‌شود.

پ ۲. روش کراوینکلر و نصر

کراوینکلر و نصر در سال ۱۹۹۲ رابطه‌ی برای سیستم‌های یک درجه آزادی بر روی زمین‌های صخره‌یی یا خاک سخت توسعه داده‌اند. آنها نتایج مطالعات آماری را بر پایه‌ی ۱۵ نگاشت حرکت زمین در غرب آمریکا، برای زلزله‌هایی در محدوده‌ی بزرگی از ۵.۷ تا ۷.۷ مورد استفاده قرار داده‌اند. رابطه‌ی کراوینکلر و نصر با فرض میرایی معادل ۵٪ میرایی بحرانی به صورت رابطه‌ی (پ ۱) است:

$$R_{\mu} = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (\text{پ } 1)$$

پیوست. ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری

پ ۱. روش نیومارک و هال

نیومارک و هال در سال ۱۹۸۲ رابطه‌ی را پیشنهاد کرده‌اند که با استفاده از آن می‌توان ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری (R_{μ}) را برای سیستم‌های ارتجاعی - خمیری یک درجه آزادی، به این صورت برآورد کرد:

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{و برای زمان‌های تناوب کمتر از } 0.3 \text{ ثانیه (بسامدهای بالای } 33 \text{ هرتز) } R_{\mu} = 1.0;$$

برای زمان‌های تناوب بین 0.5 ثانیه و 1.2 ثانیه (بسامدهای بین 2 و 8 هرتز) و برای زمان‌های تناوب بزرگ‌تر از 1.2 ثانیه (بسامدهای کوچک‌تر از 1 هرتز) $R_{\mu} = \mu$.

جدول پ ۱. ضرایب پیشنهادی کراوینکلر و نصر برای محاسبه R_{μ} .

b	a	α
۰/۴۲	۱/۰۰	۰/۰۰
۰/۳۷	۱/۰۰	۰/۰۲
۰/۲۹	۰/۸۰	۰/۱۰

که مقدار c از رابطه ی (پ ۲) به دست می آید:

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (\text{پ } 2)$$

که در آن، α سختی بعد از تسلیم است و به صورت درصدی از سختی ارتجاعی بیان می شود. a و b ، که پارامترهای رگرسیون هستند، برای مقادیر مختلف α از جدول پ ۱. به دست می آیند.