

مقایسه روشهای مختلف مدلسازی در پیش‌بینی رفتار غیرخطی دیوارهای برشی

عذرا سقاییان، دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشگاه آزاد تهران - جنوب

فریبرز ناطقی الهی، استاد، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

چکیده

دقت و مدل کردن مؤثر و ابزارهای قوی نرم‌افزاری دارد، به گونه‌ای که خصوصیات مهم مواد و جنبه‌های پاسخ رفتاری مثل سخت‌شدگی کششی، رفتار برشی غیرخطی و تأثیرات نیروی محوری بر مقاومت و سختی و موارد مشابه را نشان دهد. مدل‌های تحلیلی مؤثر در پیش‌بینی رفتار دیوارهای برشی باید به اندازه کافی دقیق و ساده باشند، به گونه‌ای که هر مهندسی بتواند از آنها استفاده کند. مدل‌های گوناگونی برای پیش‌بینی پاسخ رفتارهای غیرخطی دیوارهای برشی پیشنهاد شده است.

با توجه به اینکه، استفاده از دیوارهای برشی برای مقابله با نیروهای زلزله رایج است، دیوارهای برشی باید طوری مدل شوند که به اندازه کافی دقیق و ساده بوده و رفتار چرخه‌ای دیوار را به خوبی ارائه دهد و از طرفی در مقاصد طراحی تجاری به راحتی مورد استفاده قرار گیرد [۱].

در سال ۱۹۷۳، آزمون‌های اولیه بر روی دیوارهای سازه‌ای لاغر که به صورت استاتیکی یک جهت بارگذاری شده بودند، ثابت کرد که تمرکز میلگردهای طولی و به صورت مناسب محصور شده در دو انتهای دیوار، شکل-پذیری دیوار را بسیار افزایش می‌دهد [۲]. این بهبود رفتار که از تمرکز میلگردهای طولی با محصور شدگی مناسب در دو انتهای دیوار نتیجه می‌شود، در آزمون‌های دیوارهای سازه‌ای مجزا تحت بارگذاری رفت و برگشتی نیز مشاهده شد [۳-۴].

گوبارا و یوسف [۵]، در مقاله‌ای مدلسازی دیوارهای برشی بتنی را بررسی کردند که این مدل دیواری در شکل (۱) نشان داده شده است. از چهار فنر فولادی و بتنی برای تعریف ناحیه پلاستیک استفاده می‌شود. دو فنر بیرونی المان‌های مرزی دیوار و دو فنر درونی مقطع دیوار را مدل می‌کند.

دیوارهای برشی بتنی از رایج‌ترین سیستم‌های مقاوم در برابر نیروهای جانبی در ساختمانها هستند. با توجه به اینکه طراحی دیوارهای برشی بتنی در محدوده الاستیک اقتصادی نیست، شبیه‌سازی پاسخ غیرخطی دیوار برای استفاده از ظرفیت غیرخطی آن مسأله‌ای مهم است. دقت مدل‌های تحلیلی موجود یکی از جنبه‌های شناخته نشده در پیش‌بینی پاسخ غیرخطی دیوارها می‌باشد. در این مقاله، سه مدل برای پیش‌بینی رفتار غیرخطی دیوار استفاده شده است. ابتدا نتایج مدل غیرخطی اجزاء محدود و نتایج آزمایشگاهی برای دیوار با مقیاس یک چهارم مقایسه می‌شود. بنابراین مدل غیرخطی اجزاء محدود دیوار قادر به پیش‌بینی پاسخ غیرخطی دیوارهای برشی می‌باشد. سپس دیوار با ابعاد واقعی مدلسازی شده و نتایج حاصل از سه روش غیرخطی مدلسازی با روش اجزاء محدود مقایسه می‌شود. نتایج حاصل از سه روش مدلسازی و روش اجزاء محدود با یکدیگر تطبیق دارد.

کلیدواژه‌ها: دیوار برشی، رفتار غیرخطی، روشهای مدلسازی، روش اجزاء محدود

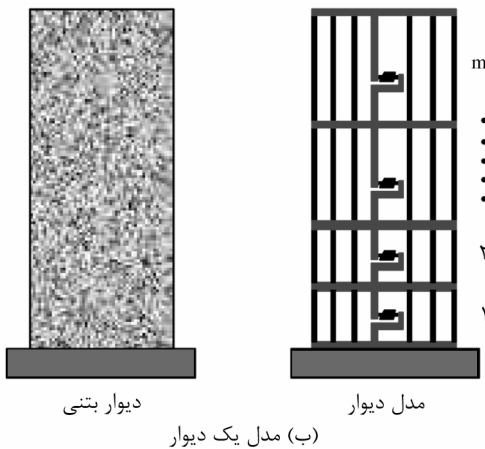
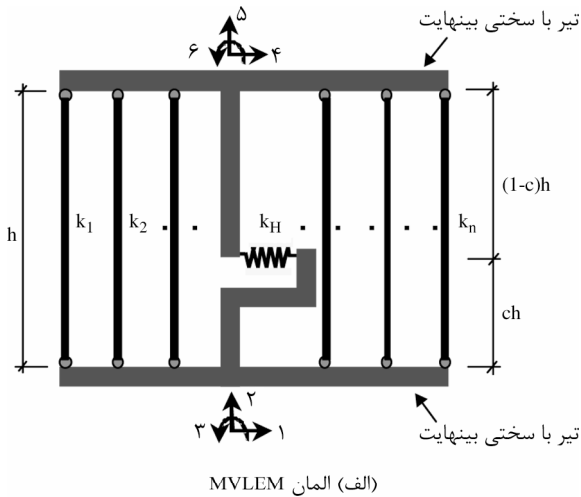
۱- مقدمه

مشاهدات حاصل از زمین‌لرزه‌ها نشان داده دیوارهای برشی که به خوبی طراحی شده‌اند، می‌توانند به عنوان سیستم مقابله با نیروهای جانبی مورد استفاده قرار گیرند.

طراحی دیوارهای برشی به گونه‌ای که در زمان وقوع زلزله در محدوده الاستیک باقی بمانند عموماً اقتصادی نبوده و باید در پاسخ غیرخطی دیوارها نیز مد نظر قرار گیرد.

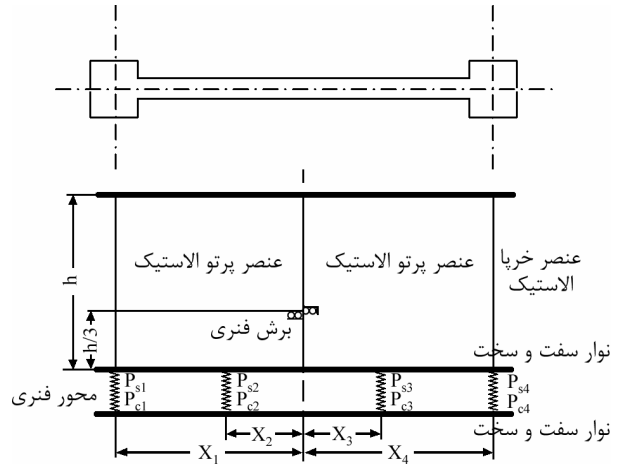
پیش‌بینی پاسخ غیرخطی دیوارهای برشی احتیاج به

تحلیلی و مدل آزمایشگاهی دیوار با مقطع T شکل و دیوار با مقطع مستطیلی انجام دادند. یک دیوار سازه‌ای با m المان که روی هم قرار گرفته‌اند، مدل‌سازی می‌شود. پاسخ خمشی با n المان تک محوری مدل‌سازی شده که در بالا و پایین به یک تیر با سختی بینهایت متصل می‌شوند، شکل (۳).



شکل (۳): مدل MVLEM [۱۱].

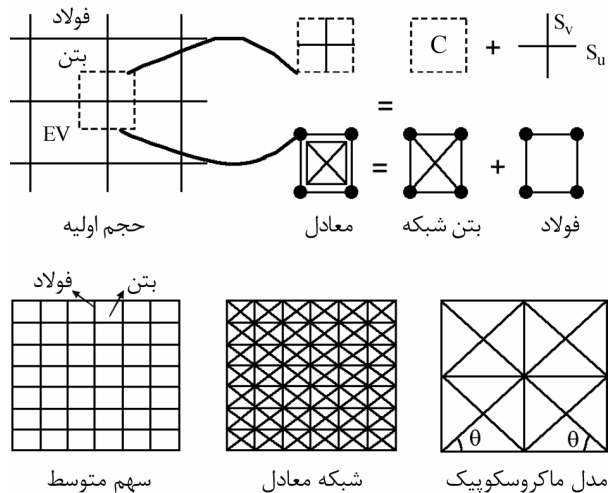
همچنین بلمودن و لستوزی [۱۲]، مدل اجزاء محدود که المانی یک بعدی برای تحلیل لرزه‌ای قاب دو بعدی است، را ارائه کردند. المان تیر چند لایه‌ای بر اساس تئوری تیر تیموشنکو با تغییرشکلهای جزئی است، شکل (۴). دو مفصل اتصال با طول صفر در دو انتهای تیر تعریف می‌شود، به گونه‌ای که این مفصل‌های دارای دو درجه آزادی بوده و برای مدل کردن تغییرشکلهای محل اتصال تیر به ستون یا ستون به فونداسیون یا دیوار به فونداسیون تعریف می‌شوند. روابط مشخصه لایه‌ها بر اساس روابط تنش - کرنش تک محوری برای المانهای تیر تعریف می‌شود.



شکل (۱): مدل دیوار [۵].

سیتی پانت و همکاران [۶]، رفتار چرخه‌ای دیوار برشی بتنی با میلگردهای مورب جان را مورد بررسی قرار دادند. مازارز و همکاران [۷] مدل جدیدی برای شبیه‌سازی رفتار دیوار تحت بارهای تناوبی ارائه شد. این مدل، مدل ERC نامیده شد که در شکل (۲) نشان داده شده است.

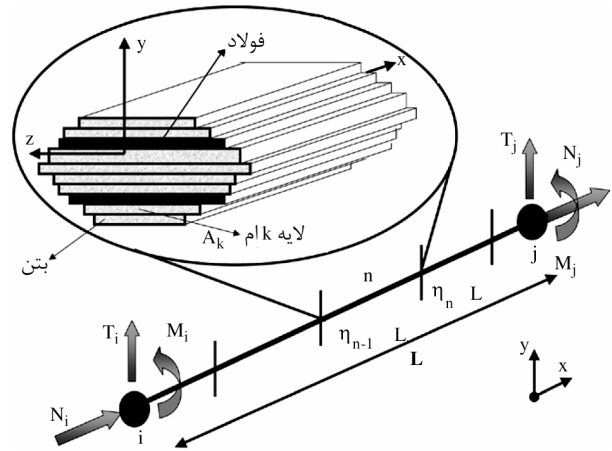
مدل ERC از یک شبکه مش‌بندی شده برای مدل‌سازی رفتار دیوارهای برشی استفاده می‌کند که بر اساس تئوری اسکلت خربایی^۲ است [۸]. اساس این تئوری جایگذاری ماده پیوسته جسم الاستیک مورد بررسی با یک اسکلت خربایی از میلگرد است و روابط مشخصه یک بعدی^۳ نیز برای تعریف رفتار مصالح در این روش استفاده می‌شود [۹-۱۰]، شکل (۲). اوراکال و والس [۱۱]، اطلاعاتی را در مورد کالیبراسیون مدل MVLEM ارائه نموده و مقایسه‌هایی میان مدل



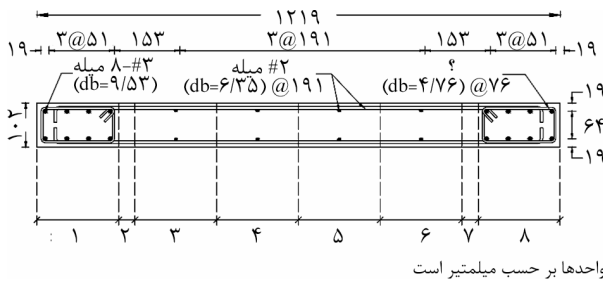
شکل (۲): ایده‌های مش‌بندی مدل ERC [۷].

داده شده است. نیروی محوری معادل $0.07 f'_c A_g$ توسط جک هیدرولیکی اعمال و در طول آزمایش ثابت نگاهداشته می‌شود. همچنین تغییرمکان در دو جهت مثبت و منفی بر نمونه اعمال می‌شود. در مدل نرم‌افزار ABAQUS، این تغییرمکان فقط در جهت مثبت و به صورت استاتیکی افزایش بر نمونه اعمال می‌شود.

بنابراین از پوش نمودار بار- تغییرمکان استفاده شده است. نمودار بار- تغییرمکان جانبی حاصل از آزمایش در شکل (۶) نشان داده شده است. مشخصات بتن و میلگردهای مورد استفاده در جداول (۱) و (۲) آمده است [۱۱، ۱۴].

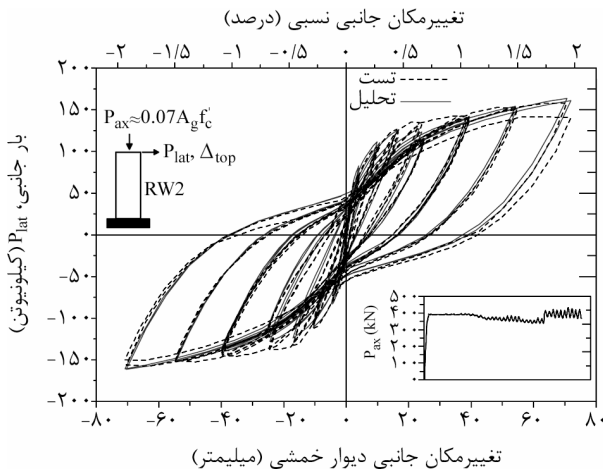


شکل (۴): مدل اجزاء محدود چند لایه‌ای [۱۲].



واحدها بر حسب میلیمتر است

شکل (۵): مقطع دیوار [۱۴].



شکل (۶): نمودار بار- تغییرمکان جانبی [۱۴].

جدول (۱): مشخصات بتن [۱۴].

مشخصات بتن	مدول الاستیسیته (گیگا پاسکال)	مقاومت مشخصه فشاری (مگا پاسکال)
نواحی مرزی (بتن محصور)	۳۱/۰۳	۴۷/۶
جان دیوار (بتن غیرمحصور)	۳۱/۰۳	۴۲/۸

در این مقاله، ابتدا صحت مدل مشخصه بتن [۱۳] و همچنین صحت مدلسازی دیوار برشی با نرم‌افزار ABAQUS، از طریق مقایسه با نتایج آزمایشگاهی انجام شده توسط تامسون و والس [۱۴] مورد بررسی قرار می‌گیرد. سپس دقت سه روش مدلسازی با ستون معادل، معادل‌سازی با خرپا و استفاده از المانهای Fiber با روش اجزاء محدود مقایسه می‌شود. این مدل‌ها قادر به ارائه جنبه‌های مهم پاسخ دیوار برشی هستند و تاکنون مطالعه دقیقی در مورد دقت آنها انجام نشده است. مقایسه‌های انجام شده فقط برای درک بهتر رفتار غیرخطی دیوار نیست، بلکه برای شناخت قابلیت‌های مدل و راههای بهبود آن نیز الزامی است.

۲- مقایسه نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی برای دیوار نمونه با مقیاس یک چهارم (صحت سنجی)

۲-۱- نتایج آزمایشگاهی

نتایج آزمایشگاهی برای نمونه با مقیاس یک چهارم توسط تامسون و والس [۱۴] ارائه شده است. نمونه دیوار دارای ارتفاع ۳/۶۶ متر، ضخامت ۱۰۲ میلیمتر و طول ۱/۲۲ متر می‌باشد. جزئیات المانهای مرزی نمونه دیوار با استفاده از طراحی بر اساس تغییرمکان چهارم توسط والس [۱۵-۱۶] محاسبه شده است. محاسبه مقاومت برشی نیز، بر اساس آیین‌نامه ACI318-19 [۱۷] انجام شده است. جزئیات میلگردگذاری نمونه دیوار در شکل (۵) نشان

جدول (۲): مشخصات میلگردها [۱۴].

مشخصات میلگرد	مدول الاستیسیته (گیگا پاسکال)	تنش تسلیم (مگا پاسکال)
میلگرد شماره ۳	۲۰۰	۳۹۵
میلگرد شماره ۲	۲۰۰	۳۳۶

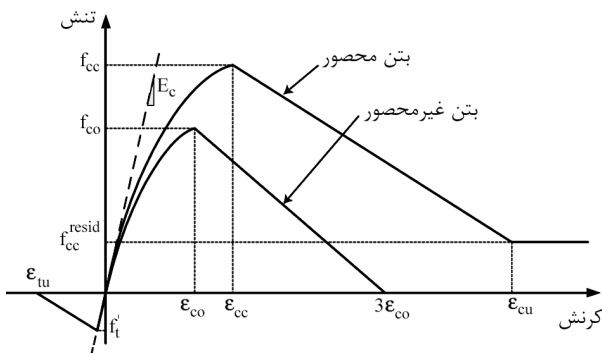
جدول (۴): پارامترهای مدل‌سازی رفتار فولاد شماره ۲ [۱۱].

نقاط منحنی تنش - کرنش فولاد	مدول الاستیسیته (گیگا پاسکال)	تنش (مگا پاسکال)	کرنش پلاستیک
نقطه شروع تسلیم	۲۰۰	۳۳۶	۰
نقطه دلخواه بعد از نقطه تسلیم	۲۰۰	۳۴۵/۲۴	۰/۰۰۱۲۱۵

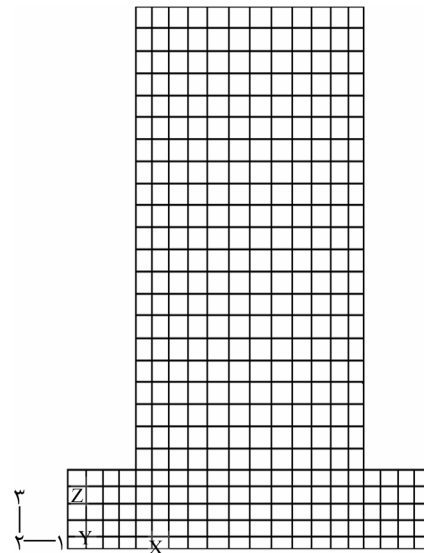
۲-۲- نتایج تحلیلی

جهت مدل‌سازی دیوار برشی از نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS و المان چهار گرهی شل استفاده شده است، شکل (۷). رفتار تنش - کرنش میلگردهای فولادی دیوار با استفاده از مدل *Kinematic Hardening* [۱۸] در نرم‌افزار ارائه شده است که اثرات سخت‌شوندگی و بوشینگر را لحاظ می‌کند. در این مدل، تنش و کرنش فولاد در نقطه تسلیم و یک نقطه دلخواه دیگر روی منحنی تنش و کرنش داده می‌شود. پارامترهای مورد استفاده جهت مدل‌سازی فولاد در نرم‌افزار در جداول (۳) و (۴) مشاهده می‌شود [۱۱].

در نرم‌افزار ABAQUS، مدل *Concrete Damage Plasticity* (از مدل‌های موجود در نرم‌افزار) برای ارائه رفتار بتن استفاده شده است. این مدل اثرات سخت‌شوندگی و نرم‌شوندگی و کاهش سختی در بتن را در نظر می‌گیرد. کرنش‌های پلاستیک نرم‌افزار با استفاده از مقادیر نقاط مدل مشخصه بتن غیرمحصور هوشیکوما [۱۳] محاسبه شده است، شکل (۸). روابط این مدل مشخصه و رابطه لازم جهت محاسبه کرنش‌های پلاستیک در بخش بعد به تفصیل ارائه شده است. با توجه به اینکه در این نرم‌افزار میلگردهای عرضی مدل می‌شوند، از مدل بتن غیرمحصور پیشنهادی توسط هوشیکوما استفاده شده است [۱۳، ۲۰].



شکل (۸): مدل مشخصه بتن هوشیکوما [۱۳].



شکل (۷): مدل‌سازی دیوار برشی با استفاده از المانهای شل چهار گرهی [۱۱].

تاریخچه تغییر مکان اعمالی در شکل (۹) دیده می‌شود. با توجه به نتایج حاصل از مقایسه نمودار بار - تغییر مکان تحلیلی و آزمایشگاهی، نرم‌افزار ABAQUS نتایج نسبتاً دقیقی فراهم آورده است، شکل (۱۰). بنابراین در مراحل بعدی تحقیق یک دیوار برشی سه طبقه مدل شده و مورد بررسی قرار گرفته است. اختلاف مشاهده شده در نمودار مقایسه نتایج بار - تغییر مکان تحلیلی و آزمایشگاهی در شکل (۱۰) به این دلیل است که پوش نمودار بار تغییر مکان آزمایش تامسون و والس [۱۴] حاصل از اعمال بارگذاری چرخه‌ای است،

جدول (۳): پارامترهای مدل‌سازی رفتار فولاد شماره ۳ [۱۱].

نقاط منحنی تنش - کرنش فولاد	مدول الاستیسیته (گیگا پاسکال)	تنش (مگا پاسکال)	کرنش پلاستیک
نقطه شروع تسلیم	۲۰۰	۳۹۵	۰
نقطه دلخواه بعد از نقطه تسلیم	۲۰۰	۳۹۸/۷۹	۰/۰۰۰۹۷

در بتن محصور، همچنین f_{co} ، تنش فشاری و ε_{co} کرنش مطابق با آن در بتن غیرمحصور تعریف می‌شود. پارامترهای ناحیه کششی بتن نیز شامل تنش کششی بتن f_t' و کرنش کششی نهایی ε_{tu} تعریف می‌شود. شیب ابتدایی نمودار E_c در رفتار کششی و فشاری مشابه فرض شده است. روابط این مدل مشخصه به صورت زیر ارائه شده است:

- بتن در فشار
شاخه صعودی

$$f_c = E_c \varepsilon_c \left[1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right] \quad (1)$$

شاخه نزولی

$$f_c = f_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \quad (2)$$

f_c ، تنش فشاری، ε_c کرنش مطابق با آن و E_{des} شیب شاخه نزولی نمودار است.

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - f_{cc}} \quad (3)$$

$$E_{des} = \frac{f_{cc} - f_{cc}^{resid}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cc}} \quad (4)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_{sh} f_{yh} \varepsilon_{sub}}{f_{cc}} \quad (5)$$

$$f_{cc} = f_{co} + 3.8 \alpha \rho_{sh} f_{yh} \quad (6)$$

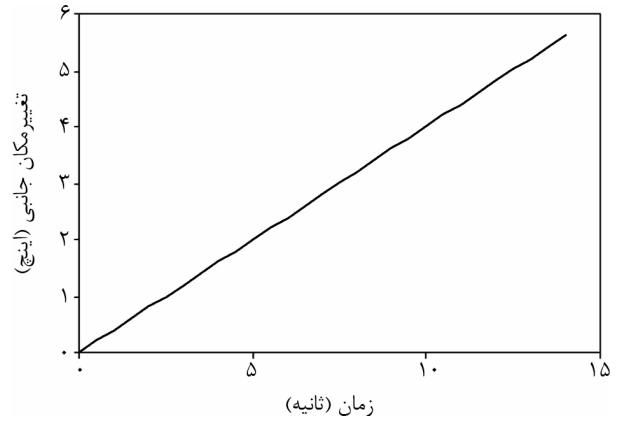
$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \beta \frac{\rho_{sh} f_{yh}}{f_{co}} \quad (7)$$

بر اساس مدل مندر و همکاران [۲۱]، ρ_{sh} ، ε_{sh} و f_{yh} به ترتیب نسبت حجمی، کرنش نهایی و مقاومت تسلیم میلگردهای عرضی هستند. α و β ضرایب شکل سطح مقطع هستند. در مقاطع دایره‌ای $\alpha = \beta = 1$ و در مقاطع مربعی $\alpha = 0.2$ و $\beta = 0.4$ است. جهت پرهیز از مشکلات عددی $0.2 f_{cc}$ به عنوان مقدار مقاومت باقیمانده بتن محصور در نظر گرفته می‌شود.

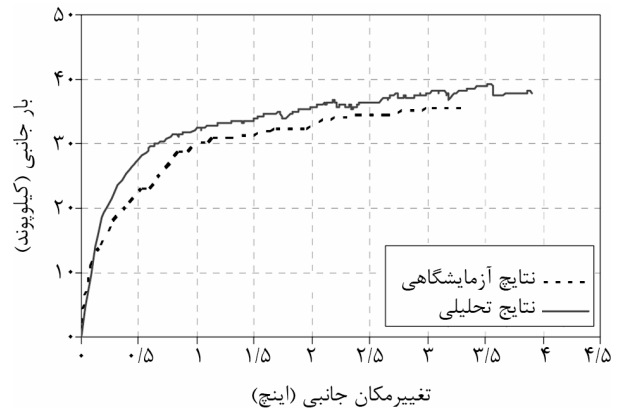
کرنش پلاستیک برای محاسبات نرم‌افزار ABAQUS بر اساس رابطه (۸) محاسبه می‌شود [۲۲].

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_{cc}} = 0.145 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^2 + 0.13 \beta \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right) \quad (8)$$

مدل مشخصه بتن غیرمحصور در فشار شامل یک شاخه



شکل (۹): تاریخچه تغییر مکان اعمالی بر بالای دیوار [۱].



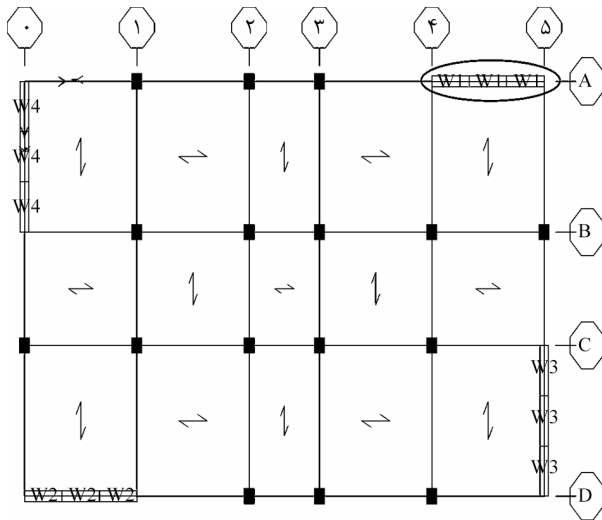
شکل (۱۰): مقایسه نتایج بار-تغییر مکان تحلیلی و آزمایشگاهی [۱].

در صورتی که بر نمونه تحلیلی در نرم‌افزار ABAQUS بارگذاری یک جهت اعمال شده است. بر اساس نتایج آزمونی که در مؤسسه سیمان پرتلند بر دو نمونه یکسان برای تعیین اثر رفت و برگشتی بودن بار انجام گرفت ۱۵ درصد کاهش استحکام خمشی در نمونه‌ای که تحت بارگذاری رفت و برگشتی با افزایش تدریجی دامنه قرار گرفته بود، نسبت به بارگذاری یک جهت، مشاهده شد [۳-۴]. این اختلاف در شکل (۱۰) نیز مشاهده می‌شود.

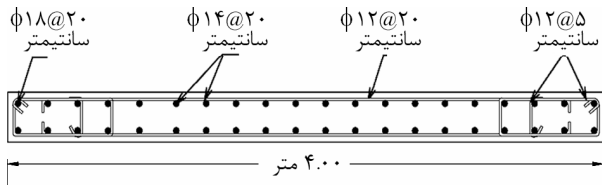
۳- مدل مشخصه هوشیکوما

همان‌طور که در بخش پیشین مقاله اشاره شد، کرنش-های پلاستیک نرم‌افزار با استفاده از مقادیر نقاط مدل مشخصه بتن غیرمحصور هوشیکوما [۱۳] محاسبه شده است. در شکل (۸)، پارامترهای ناحیه فشاری بتن شامل، f_{cc} ، تنش فشاری، ε_{cc} کرنش مطابق با آن و ε_{cu} کرنش نهایی

ETABS قرائت شده است. مشخصات بتن و میلگردهای به کار رفته در دیوار در جدول (۵) مشاهده می‌شود.



شکل (۱۱): پلان ساختمان (ابعاد بر حسب متر) [۱].



شکل (۱۲): جزئیات دیوار برشی [۱].

جدول (۵): مشخصات الاستیک بتن و میلگردهای به کار رفته در دیوار.

مشخصات بتن (کیلوگرم بر سانتیمتر مکعب)	
۲۴۰۰	وزن واحد حجم
۲۳۰۰۱۷	مدول الاستیسیته بتن در تنش $0.5 f'_c$
۰/۲	ضریب پواسون
۲۱۰	مقاومت مشخصه فشاری بتن
۴۰۰۰	مقاومت جاری شدن میلگردهای طولی (خمشی)
۴۰۰۰	مقاومت جاری شدن میلگردهای برشی

۶- روش تحلیل

تحلیل استاتیکی غیرخطی یک روش تحلیلی ساده شده برای ارزیابی عملکرد ساختمان به هنگام وقوع زلزله است. در این روش، بار جانبی ناشی از زلزله، استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می‌شود تا آنجا که تغییر مکان در یک نقطه خاص (نقطه کنترل) تحت اثر بار جانبی، به مقدار مشخص (تغییر مکان هدف) برسد و یا سازه فرو ریزد.

غیرخطی صعودی و یک شاخه خطی نزولی است، شکل (۸). روابط شاخه‌های صعودی و نزولی در بتن غیرمحصور مشابه بتن محصور است، به جز اینکه f_{cc} و ϵ_{cc} با f_{co} و ϵ_{co} جایگذاری می‌شود. معادلات (۱)، (۳) و (۸) و E_{des} با رابطه $E_{des} = f_{co} / 2\epsilon_{co}$ ارائه می‌شود. در این مقاله $f'_c = 0.85 f_c$ ، مقاومت فشاری بتن تحت آزمایش فشاری استاندارد بر حسب مگاپاسکال است. مقدار ϵ_{co} مساوی ۰/۰۰۲ در نظر گرفته می‌شود.

مدل مشخصه دو خطی برای مشخص کردن بتن محصور و غیرمحصور در ناحیه کششی در شکل (۸) نشان داده شده است. - بتن در کشش [۱۳، ۱۸]:

$$f'_t = 0.1 f'_c \quad (9)$$

$$\epsilon_t = \frac{f'_t}{E_c} \quad (10)$$

۴- مدلسازی و تحلیل نمونه دیوار برشی

با توجه به مقایسه نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی برای نمونه دیوار با مقیاس یک چهارم، نرم‌افزار ABAQUS و مدل مشخصه بتن هوشیکوما [۱۳، ۲۰] دقت کافی در پیش‌بینی نتایج را دارا می‌باشند. بنابراین می‌توان از آنها برای تحلیل نمونه دیوار با مقاومت مشخصه فشاری متفاوت و ابعادی دیگر استفاده نمود. در این تحقیق، نمونه دیوار با طول ۴ متر و ارتفاع ۳ متر و بتن با مقاومت مشخصه فشاری ۲۱۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع (۲۰/۶۱ مگا پاسکال) در نظر گرفته شده است.

۵- طراحی نمونه دیوار

دیوار نمونه مشخص شده در شکل (۱۱) از یک ساختمان مسکونی سه طبقه در ناحیه با لرزه‌خیزی زیاد [۲۳] مد نظر قرار گرفته و جزئیات نمونه دیوار بر اساس آیین‌نامه ACI318-95 [۱۷] و آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) محاسبه شده است، شکل (۱۲).

ابتدا ساختمان به صورت سه بعدی در نرم‌افزار ETABS9.5.0 مدلسازی شده است. بارگذاری ثقلی بر اساس مقررات ملی ساختمان مبحث ششم بارهای وارد بر ساختمان محاسبه شده است [۲۴]. سهم بار ثقلی دیوار نمونه از نرم‌افزار

۷- توزیع بار جانبی و محاسبه تغییر مکان هدف

به منظور انجام آنالیز استاتیکی غیرخطی روشهای متفاوتی از جمله روش ضریب جابه‌جایی، روش طیف ظرفیت و روشهای دیگر وجود دارد. در این مقاله، از روش ضریب جابه‌جایی استفاده شده است. در این روش، مرکز جرم دیوار برشی واقع در طبقه سوم به عنوان نقطه کنترل تغییر مکان سازه انتخاب می‌شود و با محاسبه تغییر مکان هدف، آنالیز استاتیکی غیرخطی روی دیوار برشی مجزا تا رسیدن نقطه کنترل به تغییر مکان هدف ادامه داده می‌شود، جدول (۷).

جدول (۷): توزیع نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی [۱].

طبقه	ارتفاع (میلیمتر)	نیروی طبقه (نیوتن)
طبقه سوم	۹۰۰۰	۱۶۵۶۸۳/۳
طبقه دوم	۶۰۰۰	۱۲۵۲۸۶
طبقه اول	۳۰۰۰	۷۲۵۰۲/۲

محاسبه تغییر مکان هدف با استفاده از دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای [۲۵] و در سطح عملکرد ایمنی جانی انجام شده است، جدول (۸).

جدول (۸): محاسبه تغییر مکان هدف [۱].

تغییر مکان هدف (میلیمتر)	C_0	C_1	C_2	C_3	SA	TE
۱۴/۱	۱/۲	۱/۳۹	۱/۲۵	۱	۰/۷۵	۰/۱۹

برای توزیع بار جانبی از توزیع نوع اول و روش سوم دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای [۲۵] استفاده شده است. به عنوان توزیع نوع اول باید بار جانبی به یکی از سه روش زیر محاسبه و بر سازه اعمال گردد:

۱- توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی: از این توزیع هنگامی می‌توان استفاده نمود که حداقل ۷۵ درصد جرم سازه در مورد ارتعاشی اول در جهت مورد نظر شرکت کند. در صورت انتخاب این توزیع، توزیع نوع دوم باید از نوع یکنواخت انتخاب شود.

۲- توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش در جهت مورد نظر: از این توزیع زمانی می‌توان استفاده نمود که حداقل ۷۵ درصد جرم سازه در این مود مشارکت کند.

۳- توزیع متناسب با نیروی جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی: برای این منظور تعداد مودهای ارتعاشی مورد بررسی باید چنان انتخاب شود که حداقل ۹۰ درصد جرم سازه در تحلیل مشارکت کند. برای سازه‌های دارای زمان تناوب بزرگتر از یک ثانیه فقط می‌توان از روش سوم استفاده نمود.

بر اساس جدول اطلاعات مودال حاصل از تحلیل ساختمان می‌توان از این روش استفاده کرد، جدول (۶).

جدول (۶): جدول اطلاعات مودال [۱].

شماره مود	زمان تناوب	تغییر مکان بدون بعد جهت X	تغییر مکان بدون بعد جهت Y	تغییر مکان تجمعی بدون بعد در جهت X	تغییر مکان تجمعی بدون بعد در جهت Y
۱	۰/۱۹	۰/۴۲	۷۱/۵۲	۰/۴۲	۷۱/۵۲
۲	۰/۱۹	۱۷/۱۲	۰/۴۲	۷۱/۵۴	۷۱/۹۴
۳	۰/۱۳	۰	۰/۷	۷۱/۵۴	۷۲/۶۴
۴	۰/۱۱	۳/۵	۰	۷۵/۰۴	۷۲/۶۴
۵	۰/۱۱	۰	۲/۲	۷۵/۰۴	۷۴/۸۵
۶	۰/۱	۰	۰/۰۳	۷۵/۰۴	۷۴/۸۷
۷	۰/۰۴	۰	۲۰/۸	۷۵/۰۴	۹۵/۶۷
۸	۰/۰۴	۲۰/۶۵	۰	۹۵/۶۹	۹۵/۶۷
۹	۰/۰۳	۰	۰	۹۵/۶۹	۹۵/۶۷
۱۰	۰/۰۲	۰	۳/۱۶	۹۵/۷	۹۸/۸۳
۱۱	۰/۰۲	۳/۱۳	۰	۹۸/۸۳	۹۸/۸۳
۱۲	۰/۰۰۲	۰	۰	۹۸/۸۳	۹۸/۸۳

۸- ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی

مطابق بند ۳-۲-۸ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود، در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی، حد بالا و پایین اثرات بارثقلی، Q_G ، باید از روابط زیر محاسبه شود:

$$Q_{G1} = 1.1 (Q_D + Q_L),$$

$$Q_{G2} = 0.9 Q_D$$

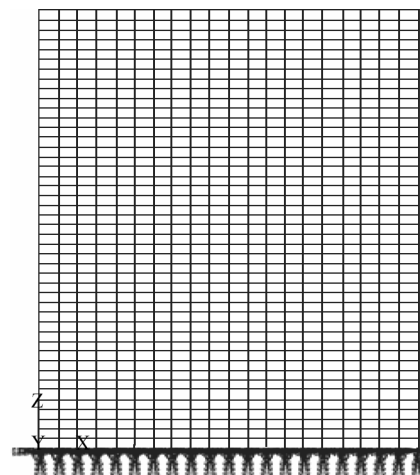
که در آن Q_D بار مرده و Q_L بار زنده مؤثر بر اساس مقررات ملی ساختمان مبحث ششم [۲۴] می‌باشد. حد بالای ترکیب بار ثقلی $GUB =$ و حد پایین ترکیب بار ثقلی $GLB =$

با توجه به اینکه دیوار در نظر گرفته شده متقارن است، بارگذاری در یک جهت (جهت Y) اعمال شده است: حد بالای ترکیب بار ثقلی + توزیع بار جانبی متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی در جهت $SPUY = Y$

حد پایین ترکیب بار ثقلی + توزیع بار جانبی متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی در جهت $SPUY = Y$. در این مقاله نتایج حد بالای ترکیب بارهای ثقلی بررسی شده است.

۹- مدلسازی در نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS

مدلسازی دیوار برشی مشابه بخش قبل با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS و المان چهار گرهی شل (Shell)، ارائه شده است، شکل (۱۳).



شکل (۱۳): مدلسازی دیوار برشی با استفاده از المان S4R.

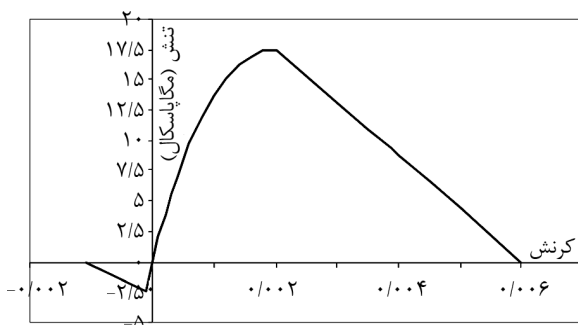
رفتار تنش - کرنش میلگردهای فولادی دیوار با استفاده از مدل *Kinematic Hardening* [۱۰] برای رفتار مصالح فولادی در نرم‌افزار اجزاء محدود مدلسازی شده است، جدول (۹).

جدول (۹): پارامترهای محاسبه شده جهت مدلسازی رفتار میلگردها.

نقاط منحنی تنش-کرنش فولاد	مدول الاستیسیته (گیگا پاسکال)	تنش (مگا پاسکال)	کرنش پلاستیک
نقطه شروع تسلیم	۲۰۰	۳۹۲/۳	۰/۰۰۰۰
نقطه دلخواه پس از نقطه تسلیم	۲۰۰	۳۹۶/۴۲	۰/۰۰۱۰۲

رفتار بتن نیز توسط مدل موجود در نرم‌افزار *Concrete Damage Plasticity* ارائه شده است [۲۶-۲۷]. کرنشهای پلاستیک نرم‌افزار با استفاده از مقادیر نقاط مدل مشخصه بتن غیرمحصور هوشیکوما [۱۳] محاسبه شده است، شکل (۱۴).

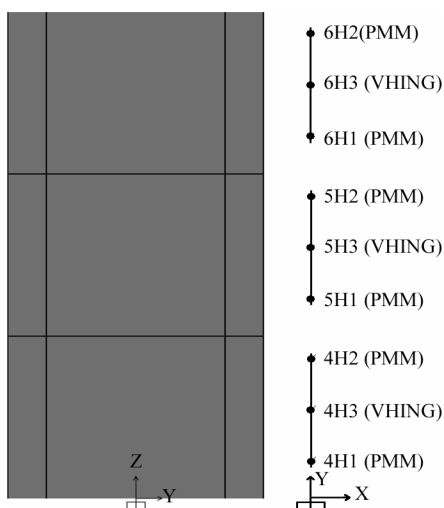
بارهای مرده (بار مرده سقف + پارتیشن‌بندی) و زنده در تراز طبقه به صورت بار متمرکز در گره‌های واقع در تراز طبقات اعمال شده است، شکل (۳). ABAQUS بر اساس دانسیته مواد، وزن هر المان را محاسبه و اعمال می‌کند. بار جانبی بر اساس الگوی بار جدول (۷) بر تراز سقف طبقات اعمال شده و به تدریج افزایش داده می‌شود، به گونه‌ای که نقطه واقع در مرکز طبقه سوم به تغییرمکان هدف ۱۴/۱ میلی‌متر برسد.



شکل (۱۴): مدل مشخصه بتن غیرمحصور هوشیکوما.

۱۰- روشهای مختلف مدلسازی دیوار برشی

تحلیل اجزاء محدود دیوار برشی نتایج دقیقی فراهم می‌کند که به عنوان مبنای مقایسه استفاده می‌شود. با توجه به اینکه در این روش زمان زیادی برای محاسبات لازم است و همین‌طور استفاده از این روش پیچیده و مشکل نیز



شکل (۱۵): مدلسازی دیوار برشی با روش ستون معادل و مفاصل اختصاص داده شده.

می‌باشد، به جز در موارد تحقیقاتی استفاده از آن مناسب نیست. بنابراین عموماً از روشهای ساده‌سازی شده برای مدلسازی رفتار غیرخطی دیوار برشی استفاده می‌شود. با توجه به ابهامات موجود در دقت نتایج حاصل از تحلیل در روشهای ساده‌سازی شده، سه روش ستون معادل و شبیه‌سازی با خرپا و شبیه‌سازی با المانهای *Fiber* با روش اجزاء محدود مقایسه می‌شود. دیوارهای سازه‌ای لاغر با نسبت ارتفاع به عرض بزرگتر از ۲ به صورت یک تیر طره‌ای قائم بوده و لنگر خمشی حاکم می‌باشد. نسبت ارتفاع به عرض دیوار برشی مورد نظر ۲/۲۵ می‌باشد، بنابراین در دیوار نمونه، خمش کنترل کننده رفتار است [۲۸].

۱۱- روش ستون معادل

روش ستون معادل به عنوان اولین روش در مدلسازی دیوار برشی در این بخش از مقاله مد نظر قرار می‌گیرد. یک دیوار برشی بلند و متقارن را که شامل محدوده‌های نسبتاً یکنواختی است، می‌توان با یک ستون متمرکز بر محور مرکزی آن مدلسازی کرد، این ستون در هر منطقه دارای اینرسی و سطح برش مشابه دیوار است [۲۹].

غیرخطی شدن مصالح در المان *Frame* معمولاً با دو روش مدل پلاستیسیته متمرکز [۳۰] یا مدل پلاستیسیته گسترده [۳۱] ارائه می‌شود. مدل پلاستیسیته متمرکز یک المان *Frame*، شامل دو فنر چرخشی غیرخطی با طول صفر در دو سر المان و یک المان الاستیک متصل کننده این دو فنر می‌باشد. رفتار غیرخطی سازه نیز با روابط غیرخطی لنگر-دوران این دو فنر ارائه می‌شود. در نتیجه سادگی مدل پلاستیسیته متمرکز استفاده وسیعی در تحلیلهای با حجم محاسبات بالا مثل تحلیل تاریخچه زمانی یک سازه بزرگ دارد [۱۳].

در روش ستون معادل از مدل پلاستیسیته متمرکز در مقاطع بحرانی (مقطع بحرانی خمش، بالا و پایین طبقه و مقطع بحرانی برش وسط ارتفاع طبقه) استفاده و فرض می‌شود که مابقی طول المان الاستیک باقی می‌ماند. مطابق شکل (۱۵) دو مفصل *PMM* (فنر چرخشی غیرخطی) در دو سر المان و یک مفصل برشی (*VHING*) در وسط ارتفاع طبقه تعریف شده است.

همان طور که در بخش پیشین اشاره شد، نسبت ارتفاع به عرض دیوار برشی مورد نظر ۲/۲۵ می‌باشد که بنابراین در دیوار نمونه، خمش کنترل کننده رفتار است [۳۱].

مشخصات مفاصل *PMM* از جداول دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای استخراج شده‌اند، جدول (۱۰). مشخصات مفاصل برشی از جداول دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای استخراج شده‌اند.

در محاسبات مربوط به مقاومت برشی از مقاومت جاری شدن بدون ضریب (مقاومت کرانه پایین مصالح) استفاده می‌شود، جدول (۱۱). توزیع بارهای جانبی و ثقلی و ترکیب آنها و روش تحلیل هر سه روش مشابه روش اجزاء محدود است.

جدول (۱۰): مشخصات مفاصل *P-M-M* دیوار (نیوتن/میلیمتر).

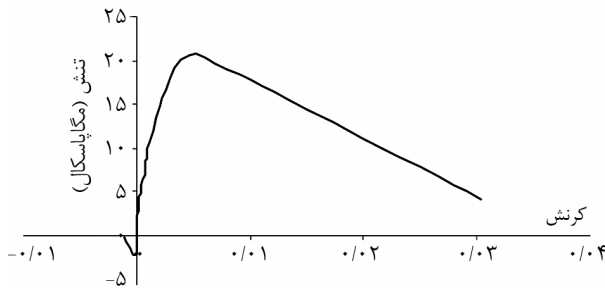
$T_w=$	۳۰۰	$P/(TwLwf_c)=$	۰/۱	۰/۲۵
$L_w=$	۴۰۰۰	$P=$	۲۴۷۳۲۰۰	۶۱۸۳۰۰۰
$f_c=$	۲۰/۶۱	$a=$	۰/۰۱۵۰	۰/۰۰۹۰
		$b=$	۰/۰۰۲	۰/۰۰۱۲۰
		$c=$	۰/۰۷۵	۰/۰۶۰

جدول (۱۱): مشخصات مفاصل برشی به کار رفته در دیوار (نیوتن/میلیمتر).

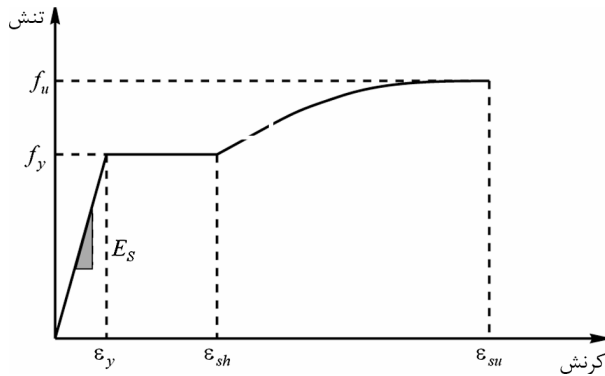
VHING			
$T_w=$	۳۰۰	$VC=$	۶۵۳۷۳۴/۶۳
$L_w=$	۴۰۰۰	$VS=$	۱۶۴۰۶۲۴/۴۰
$f_c=$	۲۰/۶۱	$V=$	۲۲۹۴۳۵۹/۰۳
$vc=$	۰/۵۴	$a=$	۰/۰۷۵
$A=$	۱۲۰۰۰۰۰	$b=$	۲/۰۰
$FY=$	۳۹۲/۵	$c=$	۰/۴

۱۲- روش معادل سازی با خرپا

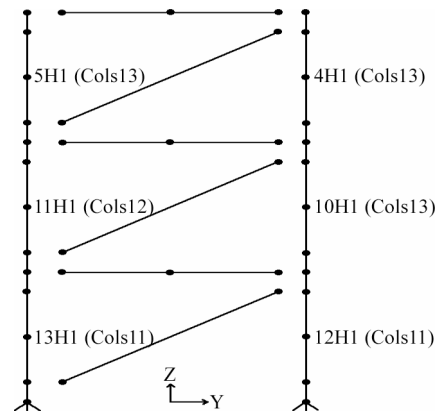
روش معادل سازی با خرپا به عنوان دومین روش ساده سازی در این بخش از مقاله مد نظر قرار می گیرد. در این روش سطح مقطع ستونها ۲۵ درصد سطح مقطع دیوار در نظر گرفته شده است. سطح مقطع مهاربندها نیز به گونه ای در نظر گرفته شده است که سختی جانبی الاستیک خرپا و دیوار برشی مشابه باشد، شکل (۱۶).



شکل (۱۷): مدل بتن محصور هوشیکوما [۱].



شکل (۱۸): مدل مشخصه فولاد [۱۳].

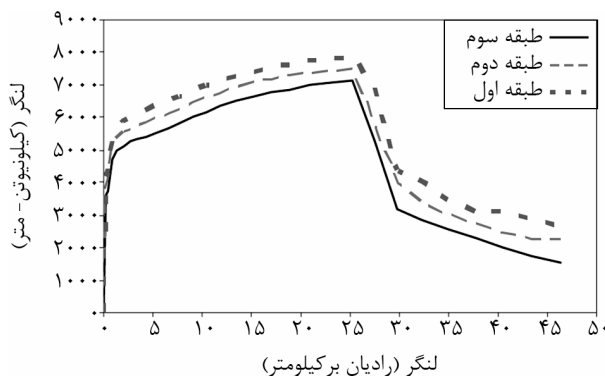


شکل (۱۶): روش خریای معادل و مفاصل اختصاص داده شده [۱].

نمودارهای لنگر انحناء به دست آمده از نرم افزار SAP [۳۲] شکل (۱۹) نشان داده شده است. با توجه به اینکه مقادیر این نمودار به نیروی محوری حاصل از بار ثقلی نیز بستگی دارد، برای هر طبقه نمودار لنگر انحناء محاسبه می شود. لنگر پلاستیک مقطع نقطه بیشینه نمودارهای شکل (۱۹) است.

با استفاده از شکل (۲۰) روابط لنگر-انحناء در هر طبقه محاسبه و مشخصات مفاصل اعضای خرپا نیز، از جداول دستورالعمل بهسازی لرزه ای و با توجه به اینکه مقدار

$$\frac{[A_s - A'_s] f_y + P}{t_w l_w f'_c} \leq 0.1 \quad \text{است، محاسبه شده است.}$$



شکل (۱۹): نمودار لنگر انحناء ترکیب بار SPUY [۱].

بازوی لنگر پلاستیک مقطع معادل فاصله مرکز تا مرکز المانهای مرزی دیوار (۳۲۰۰ میلی متر) در نظر گرفته شده است. این مقدار بر اساس بند ۱۱-۱۰-۴ آیین نامه ACI318-95 [۱۷] که در آن عمق مؤثر برای برش در صفحه دیوار باید ۰/۸ برابر طول دیوار در نظر گرفته شود، محاسبه شده است. محاسبه دقیق لنگر پلاستیک مقطع با استفاده از نمودار لنگر انحناء به دست آمده از نرم افزار SAP [۳۲] انجام شده است. رفتار غیرخطی مصالح بتن در بخش مرزی با استفاده از مدل بتن محصور در شکل (۱۷) و بخش مرکزی دیوار نیز با استفاده از مدل بتن غیرمحصور هوشیکوما در شکل (۱۰) مدل شده است. برای مدلسازی رفتار غیرخطی میلگردها از مدل شکل (۱۸) استفاده شده است.

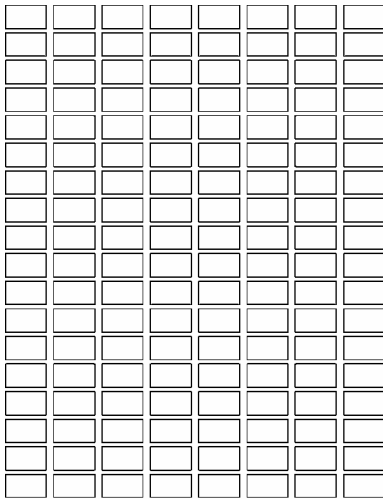
$$f_s = f_u - (f_u - f_y) \left(\frac{\epsilon_{cu} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)^2, \quad \epsilon_{sh} < \epsilon_s < \epsilon_{su} \quad (11)$$

در این رابطه، f_s تنش در فولاد و ϵ_s کرنش در فولاد و f_u کرنش نهایی و ϵ_{sh} کرنش در شروع سخت شوندگی و ϵ_{su} کرنش نهایی است.

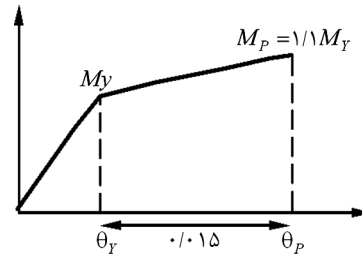
۱۳- روش شبیه‌سازی با المانهای Fiber

روش شبیه‌سازی دیوار برشی با المانهای فیبر به عنوان سومین روش مدلسازی دیوار برشی در این بخش از مقاله مد نظر قرار می‌گیرد. از المان دیوار برشی، در نرم‌افزار PERFORM برای مدلسازی دیوار استفاده شده است. این نوع المانها رفتاری مشابه تیرهای عمیق داشته و خمش خارج از صفحه آنها الاستیک فرض می‌شود [۲۰]. همچنین دارای چهار گره و ۲۴ درجه آزادی می‌باشند [۳۳].

در این نوع المان، غیرخطی شدن مصالح در هر نقطه از المان با استفاده از مدل پلاستیسیته گسترده تعریف می‌شود [۱۳]. ابتدا دیوار به المانهای دیوار برشی با ابعاد 50×50 تقسیم می‌شود، شکل (۲۲). سپس مقطع دیوار به فیبرهای بتنی و فولادی تقسیم می‌شود. هر المان دیوار برشی، به دو فیبر بتنی تقسیم می‌شود و در محل میلگردها نیز از فیبر فولادی استفاده می‌شود، شکل (۲۳). سپس رفتار غیرخطی بتن و فولاد به فیبرها اختصاص داده می‌شود.



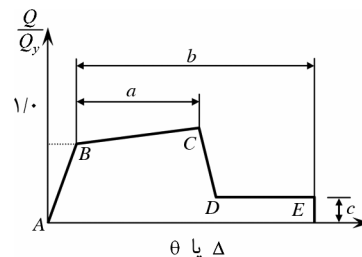
شکل (۲۲): مدلسازی دیوار برشی با استفاده از المان دیوار برشی.



شکل (۲۰): نمودار لنگر انحناء ترکیب بار SPUY [۱].

ابتدا فرض می‌شود که برش در دیوار در ناحیه الاستیک باقی می‌ماند. سپس نسبت نیروی برشی موجود در هر طبقه به مقاومت برشی تسلیم محاسبه شده این مقادیر کمتر از یک است، بنابراین برش در دیوار الاستیک باقی می‌ماند. تغییر شکل نقطه تسلیم توسط نرم‌افزار محاسبه می‌شود. دو خطی‌سازی نمودار لنگر-دوران بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای است. شیب قسمت دوم نمودار (شیب نقطه B تا C) بین صفر تا ۱۰ درصد شیب قسمت اول نمودار (شیب نقطه A تا B) است که با دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای مطابقت دارد [۲۵]، شکل (۲۱).

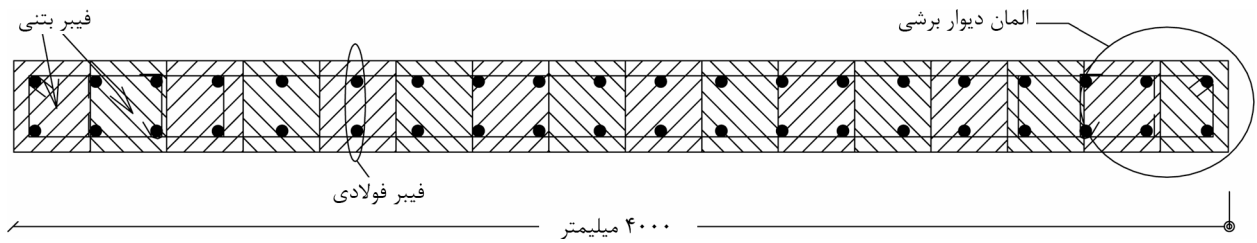
سپس مقادیر نیروی محوری تسلیم و نیروی محوری پلاستیک مقطع دیوار و تغییرشکل‌های پلاستیک مقطع با استفاده از مقادیر لنگر و دوران محاسبه می‌شود و مفاصل تعریف می‌شود، جدول (۱۲).



شکل (۲۱): رابطه بار- تغییرشکل کلی برای اعضاء و اجزای بتنی [۲۵].

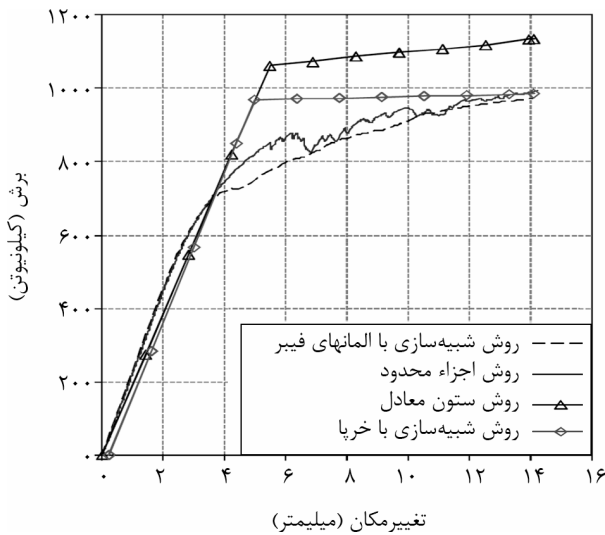
جدول (۱۲): مشخصات مفاصل P به کار رفته در ستونها (نیوتن- میلی‌متر).

زاویه دوران خمیری (رادبان) a, b نسبت مقاومت باقیمانده c	نیروی محوری تسلیم مقطع دیوار	نیروی محوری پلاستیک مقطع دیوار	لنگر خمشی تسلیم مقطع دیوار	لنگر خمشی پلاستیک مقطع دیوار $M_p = 1.1 \times M_y$	
$a = 0.15$	۲۰۰۷/۶۷	۲۲۰۸/۴۴	۶۴۲۴/۵۴	۷۰۶۷	طبقه سوم
$b = 0.2$	۲۰۸۵/۵۱	۲۲۹۴/۰۶	۶۶۷۳/۶۴	۷۳۴۱	طبقه دوم
$c = 0.75$	۲۱۶۲/۵	۲۳۷۸/۷۵	۶۹۲۰/۰۰	۷۶۱۲	طبقه اول



شکل (۲۳): تقسیم‌بندی مقطع عرضی دیوار به المان فیبر [۱].

روش ستون معادل که در آن، رفتار برشی دیوار توسط المانی شبیه‌سازی نمی‌شود، دقیقتر است. ۳- دو خطی شدن نمودار برش- پایه تغییر مکان در روشهای ستون معادل و خرابی معادل ناشی از رفتار دو خطی در نظر گرفته شده برای بتن در تعریف مفاصل است. ۴- مقایسه نمودارهای برش پایه- تغییر مکان در مقایسه با روش اجزاء محدود نشان می‌دهد که روش مدلسازی با المانهای فیبر داری بیشترین دقت و پس از آن روش خرابی معادل و سپس روش ستون معادل است، شکل (۲۵).

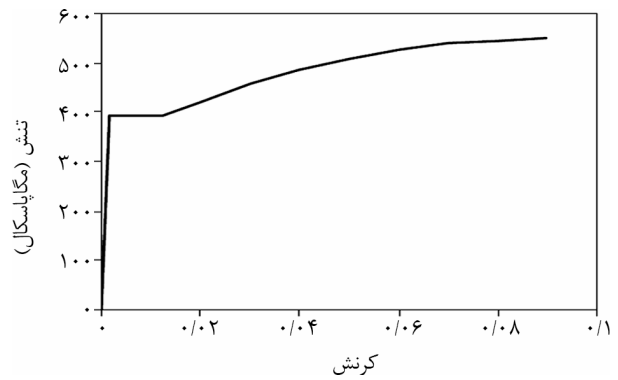


شکل (۲۵): مقایسه نمودار برش پایه- تغییر مکان در ترکیب بار SPUY.

از مقایسه نمودارهای برش پایه طبقات نتایج زیر به دست می‌آید:

۱- در روش مدلسازی با المانهای فیبر در طبقات سوم و دوم که رفتار دیوار خطی است مقادیر برش پایه را با اختلاف ناچیزی بیشتر از روش اجزاء محدود و در طبقه اول مقدار برش پایه را تقریباً مشابه روش اجزاء محدود پیش‌بینی می‌کند.

با توجه به اینکه میگردهای عرضی مدل نمی‌شود، از مدل بتن محصور هوشیکوما برای المانهای نواحی مرزی دیوار و از مدل بتن غیرمحصور هوشیکوما برای مدلسازی بتن نواحی دیگر دیوار استفاده می‌شود، اشکال (۱۴) و (۱۷). برای مدلسازی فولاد از مدل شکل (۲۴) استفاده شده است.



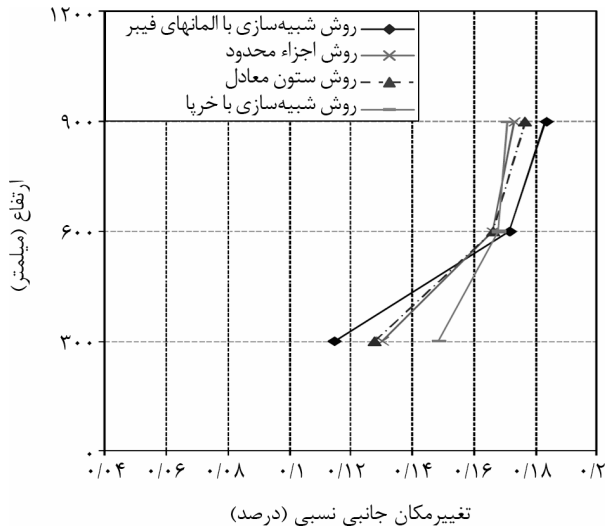
شکل (۲۴): مدل رفتار میگردهای دیوار [۱].

۱۴- نتایج

اشکال (۲۵) تا (۲۹) مقایسه‌ای میان نتایج حاصل از ABAQUS و سه روش معادل‌سازی دیوار برشی را نشان می‌دهند. از مقایسه نمودارهای برش پایه- تغییر مکان نتایج زیر به دست می‌آید:

۱- روش مدلسازی دیوار برشی با المانهای فیبر در مقایسه با سایر روشها رفتار دیوار برشی را شبیه‌تر به روش اجزاء محدود پیش‌بینی می‌کند. اختلاف مشاهده شده پس از ورود به ناحیه غیرخطی ناشی از خطا در مدلسازی رفتار غیرخطی بتن محصور است.

۲- روش معادل‌سازی با خرابی در مقایسه با روش ستون معادل دقیقتر است. زیرا در این روش المان مهاربند، رفتار برشی دیوار را شبیه‌سازی می‌کند و نسبت به



شکل (۲۸): مقایسه تغییرمکان جانبی طبقات در ترکیب بار SPUY.

مقدار شاخص تغییرمکان جانبی نسبی طبقه [۳۴] (*Story Drift Factor*) با استفاده از مقادیر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات و رابطه زیر محاسبه می‌شود، جدول (۱۳):

$$SDF = \frac{\sqrt{\frac{1}{(n-1)^2} \sum_{i=1}^n (S_i - \bar{S})^2 \sum_{i=1}^n (S_i)^2}}{\bar{S}} \quad (12)$$

در این رابطه n : تعداد طبقات، S_i : بیشینه تغییرمکان جانبی نسبی طبقه i ام، و \bar{S} : متوسط مقادیر بیشینه تغییرمکان جانبی نسبی است.

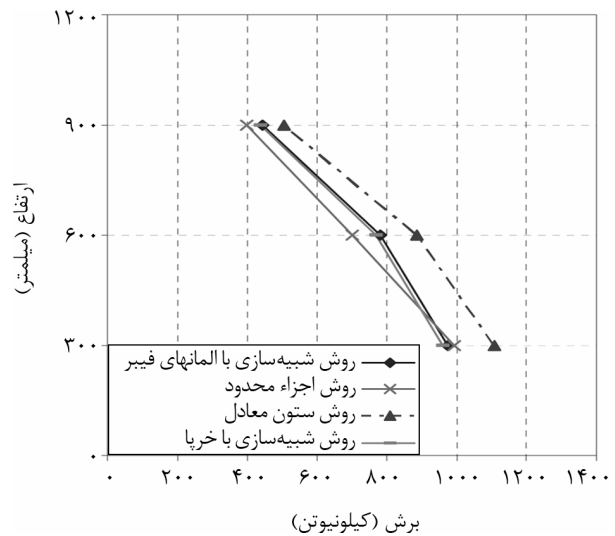
جدول (۱۳): محدوده خرابی بر اساس شاخص تغییرمکان جانبی نسبی.

محدوده خرابی	المان	طبقه	کلی
بدون خرابی	< ۰/۲	< ۰/۱۵	< ۰/۱۰
خرابی قابل تعمیر:			
الف) سبک	< ۰/۳	< ۰/۲	< ۰/۱۵
ب) متوسط	< ۰/۴	< ۰/۳	< ۰/۲
خرابی غیرقابل تعمیر (پس از تسلیم)	> ۰/۴	> ۰/۳	> ۰/۲
خرابی شدید، ایمنی جانی، شکست جزئی	۰/۶-۰/۸	۰/۵-۰/۷	۰/۴-۰/۶
شکست	> ۰/۸	> ۰/۷	> ۰/۶

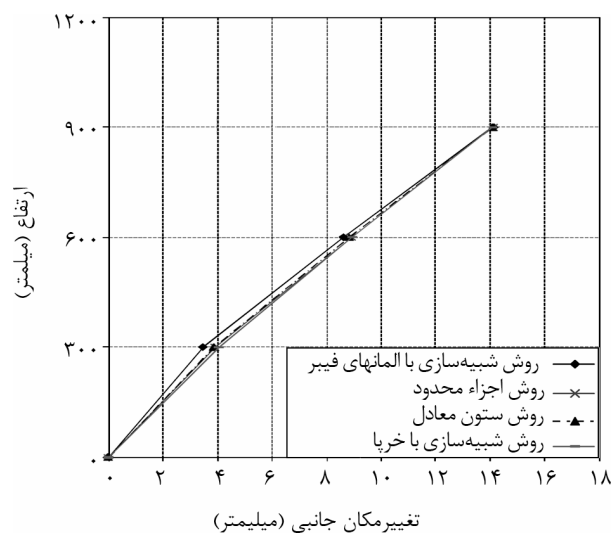
در این مقاله، آنالیز استاتیکی غیرخطی روی دیوار برشی مجزا تا رسیدن نقطه کنترل به تغییرمکان هدف واقع در سطح عملکرد ایمنی جانی، ادامه داده می‌شود. بر اساس نتایج به دست آمده از شکل (۲۹) و جدول (۱۳)، خرابی در دیوار مشاهده نشد. همان طور که قبلاً اشاره شد، جزئیات

۲- مقایسه نمودارهای برش پایه طبقات در مقایسه با روش اجزاء محدود نشان می‌دهد که روش مدلسازی با المانهای فیبر دارای بیشترین دقت و پس از آن روش خرابی معادل و سپس روش ستون معادل است، شکل (۲۶). نمودارهای تغییرمکان جانبی حاصل از سه روش با دقت خوبی نتایج حاصل از نرم‌افزار اجزاء محدود را پیش‌بینی می‌کند، شکل (۲۷).

مقایسه نمودارهای تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در شکل (۲۸)، نشان می‌دهد که دقت روش ستون معادل در پیش‌بینی تغییرمکان جانبی نسبی طبقات از سایر روشها بیشتر است.



شکل (۲۶): مقایسه برش پایه طبقات در ترکیب بار SPUY.



شکل (۲۷): مقایسه تغییرمکان جانبی طبقات در ترکیب بار SPUY.

سازی با خرپای معادل در برخی نقاط اختلاف تقریباً به ۱۸ درصد می‌رسد. در این روش مقادیر پیش‌بینی شده بیشتر از مقدار حاصل از نرم‌افزار ABAQUS است. در روش شبیه‌سازی با ستون معادل و در برخی نقاط این اختلاف تقریباً به ۲۰ درصد می‌رسد. در این روش نتایج پیش‌بینی شده بیشتر از نتایج حاصل از ABAQUS است.

۲- هر سه روش تغییرمکان جانبی طبقات را به خوبی پیش‌بینی می‌کنند.

۳- روش ستون معادل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در تغییرمکان هدف را شبیه‌تر به روش اجزاء محدود پیش‌بینی می‌کند. در روش مدلسازی با المانهای فیبر، در طبقات دوم و سوم تغییرمکان جانبی نسبی بیشتر از مقدار محاسبه شده توسط ABAQUS است و در طبقه اول کمتر از روش اجزاء محدود است. در روش خرپای معادل مقادیر تغییرمکان جانبی نسبی در طبقه اول نسبت به روش اجزاء محدود بیشتر است.

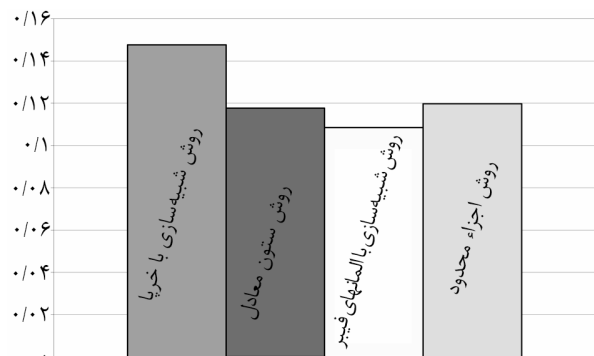
۴- در هر سه روش معادل‌سازی محدوده خرابی درست پیش‌بینی می‌شود.

۱۶- مراجع

۱. سقایان، عذرا (۱۳۸۹). بررسی سطوح عملکرد دیوار برشی بتنی، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده عمران دانشگاه آزاد تهران جنوب.
2. Cardenas, A. and Magura, D.D. (1973). Strength of high - rise shear walls - rectangular cross section, response of multi story concrete structures to lateral forces, ACI Publication SP-36, American Concrete Institute.
3. Oesterle, R.G., Aristizabal-Ochoa, J.D., Firato, A.E., Russell, H.G., and Corley, W.G. (1976). Earthquake-resistant structural walls- tests of isolated walls - phase II, Report to the National Science Foundation, Portland Cement Association.
4. Oesterle, R.G., Firato, A.E., Johal, L.S., Carpenter, J.E., Russell, H.G., and Corley, W.G. (1979). Earthquake-resistant structural walls- tests of isolated walls, Report to the National

دیوار بر اساس نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی خطی بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) به دست آمده و بنابراین محدوده خرابی قابل قبول است.

روش ستون معادل در مقایسه با سایر روشها خرابی را شبیه‌تر به روش اجزاء محدود پیش‌بینی می‌کند، شکل (۲۹).



شکل (۲۹): مقایسه مقادیر شاخص تغییرمکان جانبی طبقات در ترکیب بار SPUY.

۱۵- خلاصه و جمع‌بندی

در این مقاله، دقت سه روش ستون معادل، شبیه‌سازی با خرپا و شبیه‌سازی با المانهای فیبر در مقایسه با مدلسازی دیوار برشی با روش اجزاء محدود بررسی می‌شود. ابتدا دیوار نمونه با مقیاس یک چهارم با نتایج آزمایشگاهی موجود و روش اجزاء محدود مقایسه و کالیبره می‌شود و دقت روش اجزاء محدود قابل قبول ارزیابی می‌شود. در مرحله بعد دیوار برشی با ابعاد واقعی با روش اجزاء محدود، مدلسازی و با سه روش مختلف معادل‌سازی دیوار برشی مقایسه می‌شود.

نتایج حاصل به شرح زیر است:

- ۱- در شبیه‌سازی نمودارهای برش پایه- تغییرمکان و برش پایه طبقات در تغییرمکان هدف روش معادل‌سازی با المانهای فیبر در مقایسه با سایر روشها دقیقتر و روش ستون معادل دارای کمترین دقت است. همان‌طور که گفته شد، روش مدلسازی دیوار برشی با المانهای فیبر در مقایسه با نتایج ABAQUS با دقت بهتری نتایج را پیش‌بینی می‌کند. اختلاف مشاهده شده این دو روش در برخی نقاط به ۹ درصد می‌رسد. این روش پس از ورود به ناحیه غیرخطی مقادیر برش پایه را کمتر از نتایج ABAQUS پیش‌بینی می‌کند. در روش شبیه-

- walls, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **120**(3), 863-884.
16. Wallace, J.W. (1995). Seismic design of reinforced concrete shear walls; part I: new code format, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **121**(1), 75-87.
 17. ACI Committee 318 (1995). Building code requirement for structural concrete, ACI 318-95, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.
 18. Abaqus v6.8 Analysis User's Manual, Dassault Systems Simulia Corp. Providence, RI, USA2008.
 19. Hillerborg, A., Modeer, M., and Petersson, P.E. (1976). Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements, *Cement and Concrete Research*, **6**, 773-782.
 20. Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K., and Taylor, A.W. (1997). Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **123**(5), 624-633.
 21. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R. (1988). Theoretical stress - strain model for confined concrete, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **114**(8), 1804-1826.
 22. Noh, S.-Y., Wilfried, B., Krätzig, and Meskouris, K. (2003). Numerical simulation of serviceability, damage evaluation and reinforced concrete shells, *Computers and Structures*, **V81**.
۲۳. مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن (۱۳۸۴). آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله ۲۸۰۰، نشریه شماره ۳۵۳.
۲۴. دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان (۱۳۸۵). مبحث ششم بارهای وارد بر ساختمان، نشر توسعه ایران.
۲۵. سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی (۱۳۸۵). دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود، نشریه شماره ۳۶۰.
26. Lee, J. and Fenves, G.L. (1998). Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures, *J. of Engineering Mechanics*, **124**(8), 892-900.
 - Science Foundation, Portland Cement Association.
 5. Ghobarah, A. and Youssef, M. (1999). Modelling of reinforced concrete structural walls, *Engineering Structures*, **21**, 912-923.
 6. Sittipunt, Ch., Wood, S.L., Lukkunaprasit, P., and Pattararattankul, P. (2001). Cyclic behavior of reinforced concrete structural walls with diagonal web reinforcement, *ACI Structural Journal*, **98**(4), 554-562.
 7. Mazars, J., Kotronis, P., and Davenne, L. (2002). A new modelling strategy for the behaviour of shear walls under dynamic loading, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 937-954.
 8. Hrennikof, A. (1941). Solution of problems of elasticity by the framework method, *Journal of Applied Mechanics*, **8**, A169-A175
 9. Mazars J. (1986). A description of micro and macroscale damage of concrete structures, *Engineering Fracture Mechanics*, **25**, 729-737.
 10. La Borderie, CL. (1991). Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable: modélisation et application à l'analyse des structures en béton, Ph.D. Dissertation, Université Paris 6, France.
 11. Orakcal, K. and Wallace, J. (2006). Flexural modeling of reinforced concrete walls- experimental verification, *ACI Structural Journal*, **103**(2), 196-206.
 12. Belmouden, Y. and Lestuzzi, P. (2006). Analytical model for predicting nonlinear reversed cyclic behaviour of reinforced concrete structural walls, *Engineering Structures*, **29**, 1263-1276.
 13. Lee, T. and Mosalam, K. (2004). Probabilistic fiber element modeling of reinforced concrete structures, *Computers and Structures*, **82**(27), 2285-2299.
 14. Thomsen, H. and Wallace, J. (2004). Displacement-based design slender of reinforced concrete walls-experimental verification, *Journal of Structural Engineering*, **130**(4).
 15. Wallace, J.W. (1994). A new methodology for seismic design of reinforced concrete shear

32. D'Ambrisi, A. and Filippou, F.C. (1999). Modeling of cyclic shear behavior in RC members, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **125**(10), 1143-50
33. Spacone, E., Filippou, F.C., and Taucer, F.F. (1996). Fiber beam-column model for nonlinear analysis of R/C frames II: applications, *Earthquake Engineering Structural Dynamic*, **25**(7), 727-742.
34. SAP2000, version 14.00 (Copyright 1976-2009). A product of Computers and Structures, Inc. 1995 University Ave, Berkeley, California.
27. Lee, J. and Fenves, G.L. (1998). Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures, *Journal of Engineering Mechanics*, **124**(8), 892-900.
28. Lee, J. and Fenves, G.L. (1998). Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures, *Journal of Engineering Mechanics*, **124**(8), 892-900.
29. Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., and Oñate, E. (1989). A plastic-damage model for concrete, *International Journal of Solids and Structures*, **25**, 299-329.

۳۰. آندرسن، جيمز (۱۳۸۰). طراحي سازه‌هاى ضد زلزله، تهران، مرکز نشر دانشگاهى.

۳۱. حاجى كاظمى، حسن (۱۳۷۵). آناليز و طراحي سازه-هاى بلند، انتشارات دانشگاه فردوسى مشهد.

۱۷- پانوش

- ۱- Equivalent Reinforced Concrete
۲- Framework Method
۳- 1D Constitutive Laws