



ابزارهای
پژوهش



سرویس ترجمه
تخصصی



کارگاه های
آموزشی



بلاگ
مرکز اطلاعات علمی



سامانه ویراستاری
STES



فیلم های
آموزشی

کارگاه های آموزشی مرکز اطلاعات علمی



آموزش مهارت های کاربردی در تدوین و چاپ مقالات ISI

آموزش مهارت های کاربردی
در تدوین و چاپ مقالات ISI



روش تحقیق کمی

روش تحقیق کمی



آموزش نرم افزار Word برای پژوهشگران

آموزش نرم افزار Word
برای پژوهشگران



دانشگاه صنعتی امیرکبیر
(پلی تکنیک تهران)

دوره ۴۸، شماره ۴، زمستان ۱۳۹۵، صفحه ۳۵۳ تا ۳۶۳

Vol. 48, No. 4, Winter 2016, pp. 353-363



نشریه علمی پژوهشی امیرکبیر - مهندسی عمران و محیط زیست

Amirkabir Journal of Science and Research
Civil and Environmental Engineering
(AJSR-CEE)

بررسی رفتار اتصالات میلگردهای دیوار بنایی مسلح با دال بتنی

مصطفی رضوانی شریف^{۱*}، رامین ریاحی^۲

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

(دریافت: ۱۳۹۰/۶/۱۴، پذیرش: ۱۳۹۳/۸/۱۹)

چکیده

ساختمان‌های بنایی مسلح به لحاظ فنی و اقتصادی، گزینه مناسبی برای کشور زلزله‌خیز ایران هستند. اتصالات نامناسب بین اجزای این سازه باعث ایجاد آسیب‌دیدگی و تخریب در برابر زلزله می‌گردد. درصد آرماتور بکار رفته در دیوار و نحوه اتصال دیوار و دال از مهمترین عوامل تأثیرگذار بر ایمنی این گونه سازه‌ها است. در این مقاله پس از مدلسازی دیوار بنایی مسلح و مقایسه نتایج بدست آمده با نتایج آزمایشگاهی و اثبات صحت مدل ایجاد شده در نرم‌افزار آباکوس (ABAQUS)، پنج نوع ساختمان برای ساختمان‌های یک، دو و چهار طبقه بنایی با دال بتنی در موقعیت‌های متفاوت مدلسازی و تحلیل شده است. سپس قطر و فاصله میلگردهای اتصال و طول خم آن‌ها بین دیوار و دال بتنی بررسی گردیده و پیشنهاداتی نیز در این رابطه ارائه شده است.

کلمات کلیدی:

سازه بنایی مسلح، دال بتنی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، نیروی برشی، میلگرد اتصال

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

Please cite this article using:
Rezvani-Sharif, M. and Riahi, R., 2016. "Investigation of Behavior of Steel Bar Joints between Reinforced Masonry Wall and RC Slab". *Amirkabir Journal of Civil and Environmental Engineering*, 48(4), pp. 353-363.

DOI: 10.22060/ceej.2016.670

URL: http://ceej.aut.ac.ir/article_670.html

E-mail: barghi@kntu.ac.ir نویسنده مسئول و عهده‌دار مکاتبات:



۱- مقدمه

ساختمان‌های با مصالح بنایی (شامل ساختمان‌های خشتی، سنگی، آجری بدون کلاف، آجری با کلاف و بنایی مسلح) در سراسر جهان، هنوز هم به دلیل در دسترس بودن مصالح ساخت درصد قابل توجهی از ساختمان‌های موجود و در حال ساخت را تشکیل می‌دهند که البته این میزان در کشورهای در حال توسعه بالاتر است. در ایران بنا بر آمار اعلام شده در سال ۱۳۸۵ از سوی وزارت مسکن و شهرسازی، حدود ۸۰ درصد از ساختمان‌های موجود و بیش از ۴۰ درصد از ساختمان‌های در حال ساخت کشور از نوع بنایی (غیرمسلح) هستند [۱]. مزایای بسیار زیاد ساختمان‌های بنایی (آجری و بلوکی) مسلح نسبت به ساختمان‌های بنایی غیرمسلح، باعث شده است تا لزوم تسلیح سازه‌های بنایی بیشتر مورد مطالعه قرار گیرد. ساختمان بنایی مسلح بنا به تعریف، عبارت است از ساختمانی که از مصالح بنایی ساخته شده و در آن، مصالح بنایی برای تحمل فشار و میلگردهای فولادی برای تحمل کشش استفاده می‌شود. هدف اصلی در طراحی این ساختمان‌های بنایی، افزایش شکل‌پذیری در دیوارهای بنایی از طریق میلگردگذاری افقی و عمودی بوده و بخش عمده تلفات ناشی از زلزله، مربوط به تخریب ساختمان‌های بنایی است. یکی از ضعف‌های اساسی اغلب ساختمان‌های بنایی، اتصال دیوار به دال بتنی است. اگر این قبیل اتصالات تحت اثر نیروی جانبی واقع شوند، به شدت ناکارآمد و آسیب‌پذیر خواهند بود. به همین دلیل، روش‌های تقویت این اتصالات و به دنبال آن بهبود عملکرد سازه‌های بنایی، توجه محققین را به خود معطوف داشته است. استفاده از طول خم و آرماتورگذاری مناسب، یکی از روش‌های متداول مقاومسازی این اتصالات به دلیل قابلیت دسترسی و سهولت در اجرا است [۲].

مدل کردن سازه‌های بنایی تحت بارگذاری استاتیکی و دینامیکی در مقایسه با مدل‌های آزمایشگاهی بسیار کم‌هزینه هستند. اما باید توجه داشت که این مدل‌ها زمانی نتیجه درست و دقیقی را ارائه می‌دهند که اجزاء و اندرکنش بین آن‌ها و اعمال نیروها در مدلسازی به درستی صورت گرفته باشد. مدلسازی در سازه‌های بنایی پیچیدگی‌هایی نیز دارد که دلایل آن، عبارتند از:

- انواع تسلیح در سازه‌های بنایی مسلح (شکل (۱))
- ناهمگنی و ناهمسانگردی مدل نهایی به دلیل تشکیل شدن آن از بتن، بلوک سیمانی، ملات و میلگرد
- نامتقارن بودن روابط تنش-کرنش و رفتار غیرخطی مصالح؛ مانند بلوک سیمانی، بتن و ملات
- پیچیدگی بسیار زیاد اندرکنش بین مصالح

بنابراین، استفاده از روش اجزای محدود در مقیاس میکرو برای مدلسازی دقیق این سازه‌های پیچیده به دلیل جامع بودن و نیز دربرگرفتن پیچیدگی‌های مدلسازی، بهترین انتخاب است. سازه‌های بنایی به دلیل وجود درزها به صورت افقی و عمودی، دارای رفتار ناهمسانگردی هستند

که خصوصیات نرم و مقاومتی ارتوتروپیک^۱ را از خود نشان می‌دهند و علاوه بر خصوصیات مصالح تشکیل‌دهنده، به اندرکنش بین مصالح نیز بستگی دارند. محققان بر اساس این فرضیات و برای تحلیل سازه‌های بنایی، دو روش مدلسازی میکرو و ماکرو را مورد بررسی قرار می‌دهند. در مدلسازی میکرو، تمام اجزاء و مصالح به صورت مجزا مدل می‌شوند؛ در حالی که در مدلسازی ماکرو دیوار بنایی به صورت یک ماده مجزا با رفتار مشخص (که به طور ذاتی رفتار اتصالات ملات‌ها را نیز در بر دارد) مورد بررسی قرار می‌گیرد [۳].

تاکنون فعالیت‌های قابل توجهی در ارتباط با مدلسازی عددی دیوارهای بنایی (هم به صورت میکرو و هم به صورت ماکرو)، انجام شده است. نوشتن برنامه رایانه و یا استفاده از نرم‌افزارهایی همچون انسیس^۲، آباکوس^۳، Sap2000 و غیره، از جمله روش‌های مورد استفاده در مدلسازی عددی ساختمان‌ها و دیوارهای بنایی است. هدف از مدلسازی عددی دیوارهای برشی بنایی، شبیه‌سازی رفتار این اعضا در نیروهای جانبی درون صفحه و نیز شبیه‌سازی شکست آن‌ها در نیروهای نهایی است.

پیچ^۴ در سال ۱۹۷۸، اولین کسی بود که به مدلسازی عددی دیوارهای بنایی به صورت مدلسازی میکرو پرداخت. او برای مدلسازی رفتار و شکست در درزهای ملات، از ترکیب معیار زوال مور-کولمب^۵ برای مدلسازی لغزش و شکست برشی در درزهای ملات با معیار بیشینه مقاومت کششی برای مدلسازی شکست کششی در آن استفاده کرد. گش^۶ و همکارانش در سال ۱۹۹۴، دیوار برشی بنایی را با استفاده از نرم‌افزار آباکوس مدلسازی کردند. آن‌ها برای مدل کردن ملات بین مصالح، از رفتار اندرکنشی و تماس بین مصالح استفاده نمودند. لطفی و شینگ^۷ نیز در سال ۱۹۹۴، مدلی را به صورت میکرو ساده‌شده برای رفتار دیوارهای برشی بنایی ارائه کردند. آن‌ها در حقیقت به ارائه مدلی برای تماس واحدهای بنایی و نیز مدلی برای رفتار درزهای ملات در مدل میکرو ساده‌شده پرداختند. آن‌ها شکست و زوال را در واحدهای بنایی به صورت ترک پخش در نظر گرفتند. همچنین شکست لغزشی برشی و کششی در درزهای ملات را با استفاده از ترکیب معیار زوال مور-کولمب و با معیار بیشینه مقاومت کششی شبیه‌سازی کردند. ساعد احمد و شرایو^۸ در سال ۱۹۹۶، به ارائه مدل غیرخطی عناصر محدود برای آجرکار با آجرهای توخالی تحت بار فشاری پرداختند. آن‌ها برای مدلسازی از نرم‌افزار آباکوس به صورت میکرو سه‌بعدی استفاده کردند. همچنین آن‌ها به منظور شکست بلوک‌ها و ملات، از مدل موجود برای بتن در

¹ Orthotropic

² ANSYS

³ ABAQUS

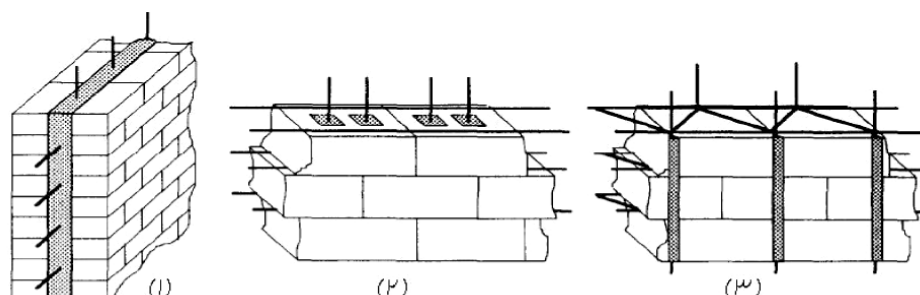
⁴ A. W. Page

⁵ Mohr-Coulomb

⁶ Ghosh et al.

⁷ H. P. Lotfi and P. B. Shing

⁸ E. Y. Sayed-Ahmed and N. G. Shrive



شکل (۱): سه نمونه از نحوه تسلیح دیوارهای بنایی [۳]

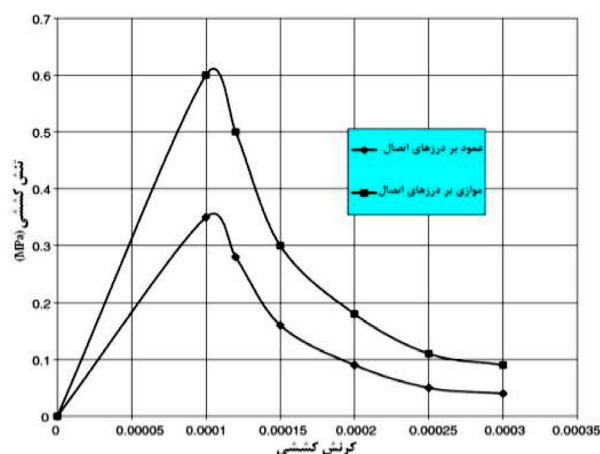
از عیب‌های این روش به شمار می‌رود. در این حالت، اگر تعداد نمونه‌ها به اندازه کافی انتخاب نشود، تحلیل سازه نیز همگرا نمی‌گردد. با این وجود، برای تحلیل سازه‌هایی با مصالح غیرخطی و همچنین به منظور بارگذاری‌های سریع دینامیکی و شبه‌استاتیکی، باید از این روش استفاده نمود. سازه‌های بنایی به دلیل رفتار درزهای اتصال عمودی و افقی، به طور کاملاً مشخصی دارای خصوصیات ارتوتروپیک هستند. علاوه بر این، سازه بنایی در مقابل کشش ضعف دارد که این رفتار، توسط چند تن از محققان با استفاده از مطالعه ناحیه شکست در فضاهای تنش سه‌بعدی مورد بررسی قرار گرفته است و منحنی تنش-کرنش کششی سازه‌های بنایی حاصل از این مطالعات در شکل (۲) ارائه گردیده است [۳].

۲-۱- مدل‌سازی ملات

مدل رفتاری خسارت پلاستیک بتن^۱ (CDP) ایزوتروپیک^۲، برای مدل کردن ملات سیمان بکار می‌رود. در این مدل، فرض شده است که ملات تحت دو سازوکار شکست به نام‌های ترک‌خوردگی کششی و شکست فشاری دچار آسیب و شکست می‌شود. تنش‌های شکست در ملات با شروع ترک‌خوردگی میکرو در آن ارتباط دارد. رفتار تک‌محوره کشش در ملات، بسیار شبیه به رفتار مصالح بنایی است که در شکل (۲)

^۱ Concrete Plastic Damage

^۲ Isotropic

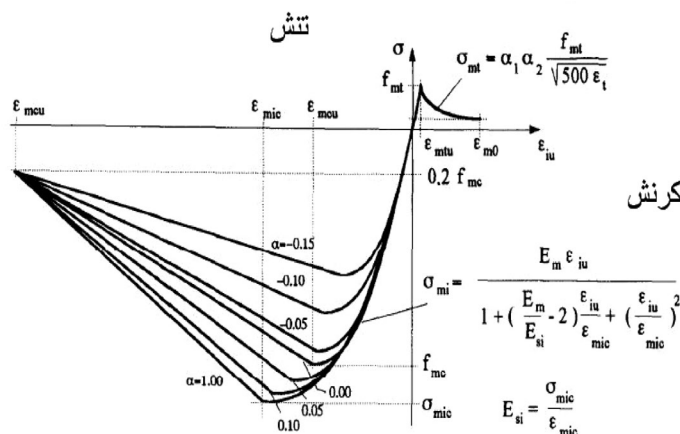


شکل (۲): منحنی تنش-کرنش مصالح بنایی [۳]

نرم‌افزار مذکور استفاده نمودند [۴]. در بخش (۲) این مقاله، به طور مختصر به نحوه مدل‌سازی سازه بنایی و رفتار خسارت پلاستیک بتن برای ملات و رفتار کششی برای آرماتور و نیز نمودار المان محدود صریح اشاره شده و بخش (۳) به مدل ساخته‌شده و نیز مقایسه آن با مدل آزمایشگاهی برای تأیید فرضیات می‌پردازد. در بخش (۴) مدل ساخته‌شده سه‌بعدی تشریح شده و نتایج ارزیابی آن در بخش (۵) آورده شده است. در بخش (۶)، تحلیل مدل‌ها مورد بررسی قرار گرفته و بخش (۷) نیز به نتیجه‌گیری و ارائه پیشنهادها اختصاص دارد.

۲- روش مدل‌سازی و فرضیات آن

در این مقاله، به بررسی رفتار سازه‌های بنایی به روش المان محدود صریح پرداخته شده است. در این روش، از ارزیابی اجزای محدود استفاده گردیده است. نرم‌افزارهای تحلیلی دارای یک فرآیند پردازشی نموی هستند؛ به این صورت که این قابلیت را دارند تا در پایان هر نمو، ماتریس سختی سیستم را که وابسته به تغییرات هندسی و تغییرات در خصوصیات مواد است، محاسبه کرده و ماتریس سختی جدید در نمو بعدی را برای بارگذاری و یا تغییر مکان در آن ایجاد می‌کنند. در این روش اگر نمونه‌ها به اندازه کافی کوچک انتخاب شوند، ارزیابی بسیار دقیق خواهد بود و لزوم انتخاب بسیار کوچک نمونه‌ها برای ارزیابی دقیق سازه‌های غیرخطی، یکی



مقاومت فشاری آن، تنها ۲ درصد مقاومت تسلیم (۱۰ مگاپاسکال) کاهش می‌یابد [۵].

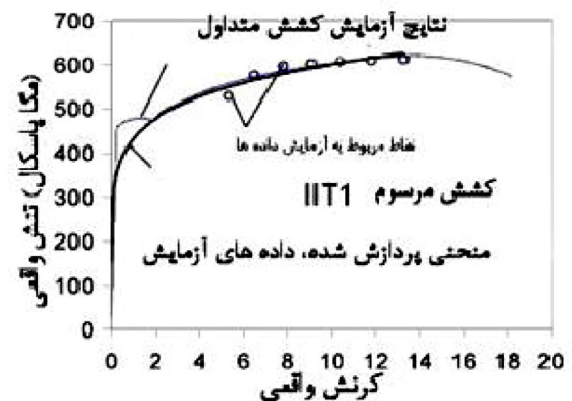
۲-۳- نمودار المان محدود صریح

روش صریح برای ارزیابی سازه‌هایی که دارای رفتار دینامیکی نظیر ضربه و برخورد باشند، مناسب و ضروری است. همچنین این روش برای مدل‌سازی حالات شبه‌استاتیکی نیز مناسب خواهد بود. در این روش، مسائل به صورت عددی و بدون فرمولبندی ماتریس‌های سختی حل می‌شوند و از قانون اختلاط مرکزی صریح برای برآوردن معادلات دینامیکی که در رابطه (۱) آمده است، استفاده می‌شود:

$$M\ddot{u} + U - W = 0 \quad (1)$$

که در آن، u بردار جابجایی، M ماتریس جرم کل، U انرژی داخلی و W کار انجام‌شده خارجی است.

معمولاً نرم‌افزار آباکوس در حالت ارزیابی صریح خود^۱ چیزی در حدود ده هزار تا یک میلیون نمو نیاز دارد تا جواب‌ها همگرا شوند و خروجی‌ها به صورت دقیق باشند. به همین دلیل، زمان محاسبات این نمونه‌ها بسیار کوچک در نظر گرفته می‌شود و در کل، زمان ارزیابی زیاد نخواهد بود. زمان بیشینه نمونه‌ها (که در این محاسبات مورد استفاده قرار می‌گیرد)، به حد پایداری سازه (که از محاسبه بسامد طبیعی سیستم در



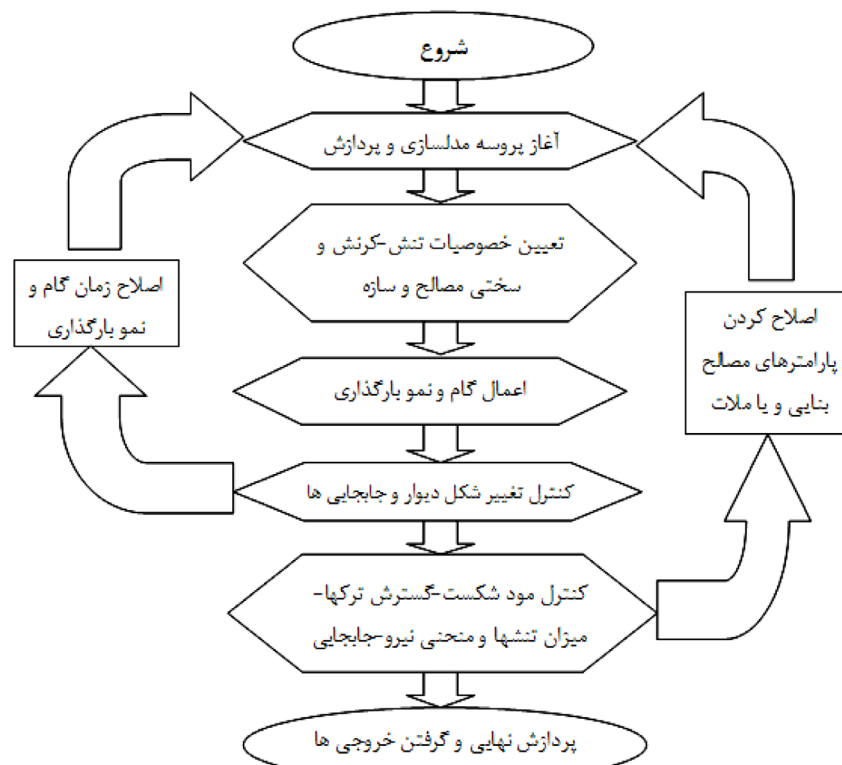
شکل (۳): منحنی تنش-گرنش میلگردهای تسلیح [۵]

نشان داده شده است [۵].

۲-۲- مدل‌سازی میلگردها

برای مدل‌سازی میلگردهای تسلیح، از المان REBAR (که در نرم‌افزار آباکوس موجود است)، استفاده می‌کنیم. در شکل (۳)، منحنی تنش-گرنش میلگردهای مسلح‌کننده تحت کشش و فشار نشان داده شده است. این شکل بیانگر آن است که میلگردهای تسلیح تحت فشار کماتش می‌کنند که این امر، به علت مقید نبودن این میلگردها در راستای عرضی رخ می‌دهد. در این مدل‌ها، فرض بر آن است که میلگردها در کشش بیشینه (۵۰۰ مگاپاسکال) قابلیت تحمل بار را دارند و مقدار

^۱ ABAQUS/EXPLICIT



شکل (۴): نمودار ارزیابی سازه بنایی

این واکنش، بر حسب کشش-جذایی تعریف می‌گردد. همچنین برای مدلسازی سطح تماس بین بلوک و ملات از مدل رفتار اصطکاکی تماسی استفاده می‌گردد که مدل اصطکاکی کلمب^۴ است. استفاده از مدل رفتاری خسارت پلاستیک بتن (CDP) برای المان‌های سه‌بعدی آجر و استفاده از مدل رفتاری کششی^۵ برای المان چسب (که به صورت ترکیبی با المان‌های تماسی برای المان‌های حد فاصل ملات استفاده می‌شود)، می‌تواند پاسخگوی مدل رفتاری مصالح بنایی باشد.

لازم به ذکر است که در مدلسازی عددی، المان چسب به المان‌های سه‌بعدی آجر کاملاً متصل شد. با توجه به مطالب گفته‌شده، مدلسازی ساختمان آجری مینا در نرم‌افزار آباکوس انجام گردید. بر اساس آزمایش‌های استاندارد مصالح مصرفی در نمونه مینا، مشخصات مصالح بکار رفته در مدلسازی مطابق با جدول (۱) است.

دیوار مورد مطالعه به عرض و ارتفاع یکسان ۱۸۳۰ میلی‌متر و ضخامت ۱۴۳ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. همچنین وزن دال بتنی به شکل گسترده به سطح بالای تیر بتنی بالای دیوار به صورت استاتیکی وارد می‌شود. لازم به ذکر است که بارگذاری دیوار مذکور به صورت

جدول (۱): مشخصات مصالح و المان‌های استفاده‌شده در مدلسازی

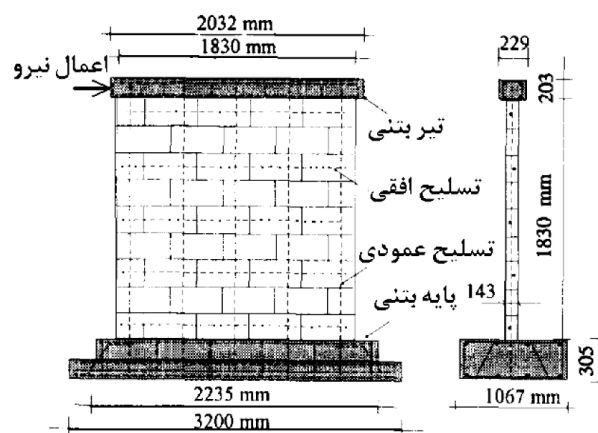
مشخصات بلوک سیمانی	
ابعاد (میلی‌متر)	۴۰۶×۲۰۳×۱۴۳
خواص ارتجاعی (نیوتون بر میلی‌متر مربع)	$E=2/2 \times 10^{10}$, $\nu=0/2$
چگالی (کیلوگرم بر متر مکعب)	$\rho=2300$
مشخصات المان چسب	
خواص ارتجاعی (نیوتون بر میلی‌متر مربع)	$K_{nn}=20 \times 10^9$, $K_{ss}=8 \times 10^9$, $K_{tt}=8 \times 10^9$
چگالی (کیلوگرم بر متر مکعب)	$\rho=2300$
خواص پلاستیک	$f_n=0/58$, $f_s=0/14$, $f_t=0/14$
مشخصات المان تماسی	
ضریب اصطکاک تماسی	$\tan \phi=0/6$
مشخصات میلگرد تسلیح	
خواص ارتجاعی (نیوتون بر میلی‌متر مربع)	$E=2/3 \times 10^{11}$, $\nu=0/3$
چگالی (کیلوگرم بر متر مکعب)	$\rho=7850$
خواص پلاستیک	Yield $S=420$ (مگا پاسکال)، (کرنش پلاستیک=۰)

شکل حالت‌های سیستم دینامیکی بدست می‌آید، مربوط است. شکل (۴) نمودار فرآیند تحلیل سازه بنایی را نشان می‌دهد.

۳- مدلسازی نمونه آزمایشگاهی

نمونه آزمایشگاهی انتخاب‌شده برای بررسی عملکرد رفتار سازه بنایی و صحت مدلسازی، شامل یک دیوار بنایی با بلوک مجوف بتنی است که به صورت افقی و عمودی مسلح گشته و تحت نیروی جانبی قرار می‌گیرد و توسط کریونی و همکارش^۱ در سال ۱۹۹۳ آزمایش گردید. مطابق با شکل (۵)، دیوار از پایین و بالا به تیرهای بتنی متصل است و تحت نیروی جانبی قرار می‌گیرد [۴].

مدلسازی عددی نمونه‌های آزمایشگاهی در نرم‌افزار المان محدود آباکوس از نوع ریزمدل بوده است. برای کاهش حجم محاسبات در ریزمدلسازی، المان ملات حذف و خواص آن در المان حد فاصل لحاظ می‌گردد. در این حالت، ضخامت ملات در ضخامت المان بلوک گنجانده می‌شود. اما برای دقت بیشتر باید المان حد فاصل را به طور کامل شناسایی نمود و مشخصات فشاری، برشی و کششی آن را در مدلسازی منظور کرد. المان حد فاصل باید بتواند رفتار ملات و رفتار سطح تماس بین بلوک و ملات را به طور دقیق مدل نماید. به این منظور خواص کششی، فشاری و برشی ملات و اتصال آن با بلوک حائز اهمیت است. مسلم است که رفتار کششی و برشی ملات تعیین‌کننده بوده و رفتار فشاری آن در تحلیل تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای ندارد. مدل‌های رفتاری استفاده‌شده برای مدلسازی عددی نمونه‌های آزمایشگاهی در نرم‌افزار آباکوس عبارتند از: مدل رفتاری المان چسب^۲، مدل رفتاری المان تماسی^۳ و مدل رفتاری خسارت پلاستیک بتن؛ که هر یک از این مدل‌ها در مدلسازی عددی به طور مستقیم بکار گرفته شده‌اند. نرم‌افزار المان محدود آباکوس، امکان مدلسازی آسیب و خرابی تدریجی را در المان چسب فراهم می‌آورد که



شکل (۵): دیوار بنایی مورد مطالعه

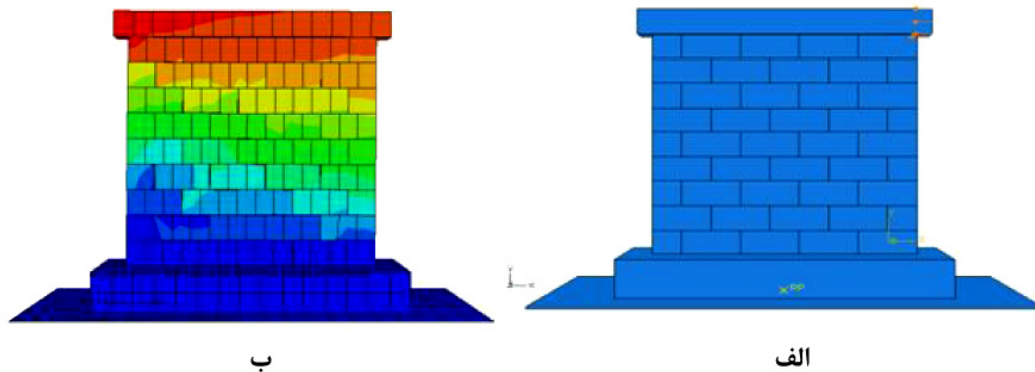
^۱ R. Cerioni and G. Donida

^۲ Cohesive

^۳ Contact

^۴ Coulomb

^۵ Traction



شکل (۶): (الف) دیوار مدل شده؛ (ب) میزان جابجایی ایجاد شده در دیوار تحت اثر نیروی افقی (رنگ قرمز، بیشترین جابجایی و رنگ آبی، کمترین جابجایی را نشان می دهد)

عددی آن آورده شده است. نتایج منحنی نیرو-تغییر مکان آزمایشگاهی برای نمونه مبنای با نتایج منحنی نیرو-تغییر مکان این نمونه که به کمک نرم افزار المان محدود محاسبه شده، در شکل (۷) مقایسه شده است. همچنین با مشاهده این بررسی، ملاحظه می شود که نتایج در قسمت اول (یعنی قبل از رسیدن به درصد جابجایی بیش از حد مجاز (آغاز خرابی در سازه)) کاملاً قابل قبول بوده و در اواخر بارگذاری (یعنی هنگام رسیدن به درصد جابجایی بحرانی با درصد اختلاف خطا کم) مطلوب است.

جدول (۲): مدل های مورد مطالعه

شماره مدل	تعداد طبقات	ابعاد (متر)	ضخامت (دال (متر))	موقعیت ساختمان	خطر نسبی زلزله
(۱)	۱	۶×۸×۳	۰/۱۵	آبادان	کم
(۲)	۱	۱۲×۸×۳	۰/۱۵	مشهد	متوسط
(۳)	۱	۱۲×۱۵×۳	۰/۲	تهران	زیاد
(۴)	۲	۱۲×۱۵×۳	۰/۲	تبریز	خیلی زیاد
(۵)	۴	۱۲×۱۵×۳	۰/۲	تهران	خیلی زیاد

دینامیکی صریح^۱ در نظر گرفته شده است. به منظور قابلیت دیده شدن رفتار استاتیکی با انجام تحلیل دینامیکی، لازم است تا زمان تحلیل بیشتر شود. اعمال نیرو در گوشه دیوار از صفر آغاز شده و تا تخریب دیوار (یعنی تغییر شکل های زیاد) ادامه می یابد و معیار تخریب درصد جابجایی^۲ ۰/۸ درصد است. زیرا طبق آئین نامه FEMA-۳۰۲ درصد جابجایی مجاز دیوارهای برشی بنایی ۰/۷ درصد است. اعمال نیرو مطابق شکل (۶) و با در نظر گرفتن نیروی وزن دیوار صورت می گیرد. شکل (۶-الف) مدل سازی تغییر شکل نیافته دیوار بنایی مبنای را نشان می دهد و پس از اعمال نیرو و تغییر مکان دیوار تا حد تخریب خروجی ها گرفته می شود.

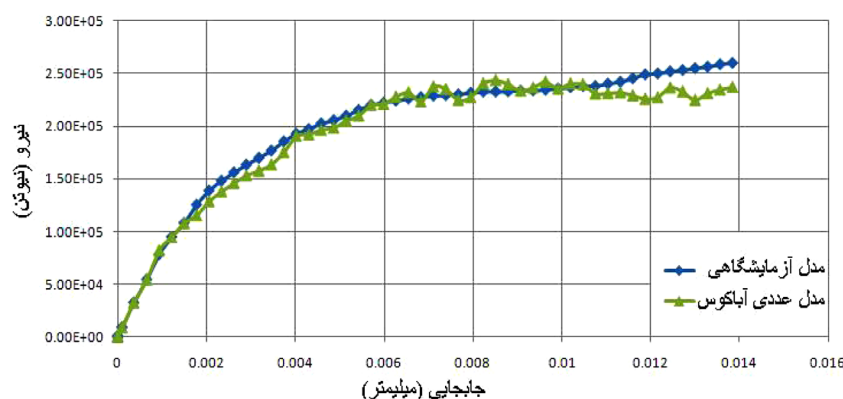
شکل (۶-ب) تغییر شکل یافته دیوار بنایی مبنای را نشان می دهد که درصد جابجایی ۱/۵۵ سانتی متری (یعنی ۰/۸ درصد) ارتفاع دیوار را دارد.

۳-۱- مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی و نتایج مدل سازی عددی

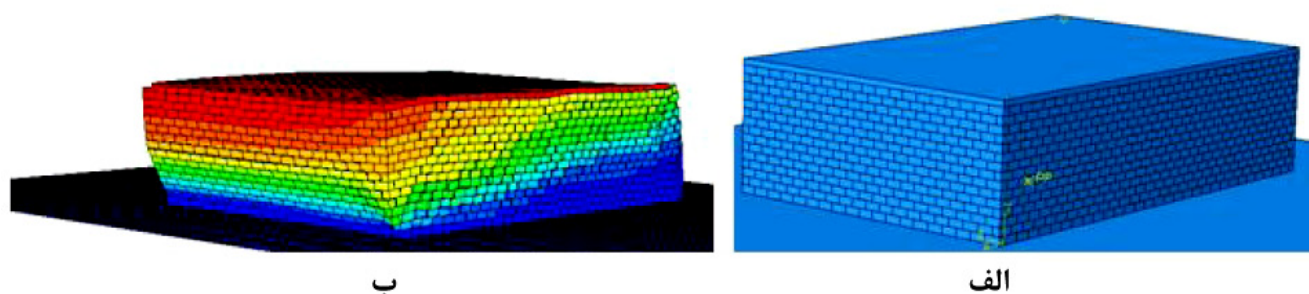
در این قسمت، مقایسه ای بین نتایج آزمایشگاهی نمونه و مدل سازی

^۱ Dynamic Explicit

^۲ Drift



شکل (۷): مقایسه بین نمودارهای نیرو-تغییر مکان در حالت عددی و آزمایشگاهی



شکل (۸): الف) ساختمان بنایی یک طبقه با دال بتنی و ب) مدل تغییر شکل یافته ساختمان یک طبقه با دال بتنی تغییر شکل یافته (بخش قرمز، نشان دهنده بیشترین تغییر شکل و بخش آبی، نشان دهنده کمترین تغییر شکل است)

می‌گردد که بر طبق آئین‌نامه FEMA-۳۰۲، تخریب کامل زمانی است که ۲ درصد جابجایی اتفاق بیفتد. همان‌طور که در شکل (۸-ب) مشخص است، بیشترین جابجایی و تنش در قسمت بالایی ساختمان (یعنی محل اتصال دیوار به دال بتنی) اتفاق می‌افتد. بنابراین، برای مقاوم کردن سازه باید تسلیح مناسبی صورت بگیرد. همان‌طور که در شکل (۹) مشاهده می‌گردد، خرابی در سازه بنایی (همان‌گونه که انتظار آن نیز می‌رفت) به صورت قطری است که این موضوع، به علت ضعف ملات و درزهای اتصال در کشش و برش است. به منظور رفع این ضعف، فاصله بین آرماتورهای عمودی و نیز قطر آرماتورها و طول خم مناسب آرماتورها

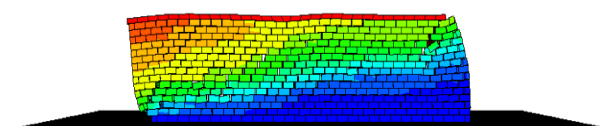
۴- بررسی اتصالات دیوار بنایی به دال بتنی در مدل‌های مورد مطالعه

در این تحقیق، پنج مورد سازه بنایی مدلسازی شده و مورد مطالعه قرار می‌گیرد که این موارد، در ابعاد مختلف و در شرایط جغرافیایی متفاوتی هستند (جدول (۲)).

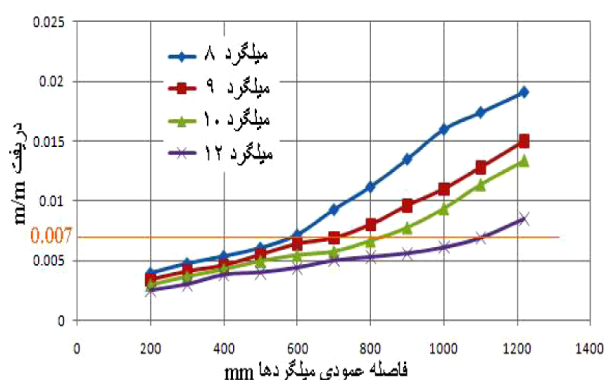
با فرضیات بکار رفته برای مدلسازی نمونه مینا، ساختمان بنایی مسلح با بلوک مجوف در نظر گرفته شد که به وسیله میلگردهای عمودی با دال بتنی متصل است. آرماتورهای سقف و دیوار به صورت طول خم در یکدیگر همپوشانی دارند. طبق ACI-۳۱۸، طول خم نباید کمتر از ۳۰ سانتی‌متر باشد.

فرض بر آن است که ساختمان بنایی در ناحیه اتصال دیوار به دال بتنی آسیب‌پذیر است و این ساختمان، در نرم‌افزار آباکوس مدلسازی گردید تا رفتار آرماتورهای اتصال مورد مطالعه قرار گیرد. سقف این ساختمان در مدلسازی، صلب در نظر گرفته شده است (شکل (۸-الف)). طبق آئین‌نامه FEMA-۳۰۲ و نشریه شماره ۱۳۵ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، کمینه سطح مقطع سلاح فولادی در مناطق زلزله‌خیز در هر امتداد قائم یا افقی از ۰/۰۷ درصد کل سطح مقطع نباید کمتر باشد. بر طبق آئین‌نامه FEMA-۳۰۲، بیشینه فاصله آرماتورهای قائم، ۴۸ اینچ یا ۱۲۱۹ میلی‌متر و طبق نشریه شماره ۱۳۵، این فاصله ۱۹۲ برابر قطر تعریف شده است. هدف از این مقاله، بررسی رفتار اتصالات و رسیدن به طرح تسلیح مناسب است.

اعمال نیرو به صورت نیروی برش پایه از صفر شروع شده و تا آغاز خرابی ادامه می‌یابد و ساختمان مطابق شکل (۸-ب) دچار تغییر شکل



شکل (۹): شکل تغییر یافته ساختمان بنایی و ترک قطری (بخش قرمز، نشان دهنده بیشترین تغییر شکل و بخش آبی، نشان دهنده کمترین تغییر شکل است)



شکل (۱۰): نمودار درصد جابجایی و فاصله عمودی آرماتورهای قائم در مدل شماره (۱)



شکل (۱۱): نمودار درصد جابجایی و فاصله عمودی آرماتورهای قائم در مدل شماره (۲)

و ۱۲ در فاصله ۱۲۰۰ میلی‌متری، ۱۰۰ درصد است. اما در مدل شماره ۳، این مقدار در حدود ۷۵ درصد، در مدل شماره ۴ به میزان ۴۵ درصد و در مدل شماره ۵ در حدود ۴۰ درصد است.

همان‌طور که از جدول (۳) مشخص است، مقدار درصد نسبی فولاد در مناطق با خطر نسبی زلزله کم، کمتر از ۰/۰۷ درصد (بیان‌شده در آیین‌نامه FEMA-۳۰۲ و نشریه ۱۳۵ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی) بوده که بهتر است مقدار ذکر شده در این آیین‌نامه‌ها مورد استفاده قرار گیرد. در جدول (۴) فاصله پیشنهادی آرماتورهای اتصال بین دال بتنی و دیوار بنایی بر اساس توصیه‌های نشریه ۱۳۵ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی نشان داده شده است. در مناطق با خطر نسبی متوسط، درصد نسبی فولاد از مقدار ۰/۰۷ درصد ذکر شده در آیین‌نامه و نشریه مذکور، اندکی بیشتر است.

در ارتباط با مناطقی با خطر نسبی زلزله زیاد، مقدار درصد نسبی فولاد در محدوده ۰/۰۸ تا ۰/۰۹ درصد سطح مقطع دیوار است که این مقدار نیز از میزان ۰/۰۷ درصد ذکر شده در آیین‌نامه و نشریه مذکور بیشتر است. در مورد مدل‌های شماره ۴ و ۵ (که تعداد طبقات بیشتر از

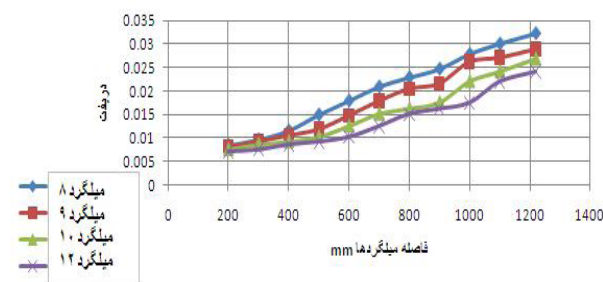
جدول (۳): درصد نسبی فولاد پیشنهادی در مناطق مختلف زلزله‌خیز

مدل‌ها	طبقه	خطر نسبی زلزله کم	خطر نسبی زلزله متوسط	خطر نسبی زلزله زیاد
مدل (۱)	یک طبقه	۰/۰۶۴	۰/۰۷	...
مدل (۲)	یک طبقه	۰/۰۶۷	۰/۰۷۱	...
مدل (۳)	یک طبقه	۰/۰۷	۰/۰۷۴	۰/۰۷۹
مدل (۴)	طبقه اول	...	۰/۰۸۲	۰/۰۸۴
	طبقه دوم	...	۰/۰۷۹	۰/۰۸۱
مدل (۵)	طبقه اول	...	۰/۰۸۵	۰/۰۹۱
	طبقه دوم	...	۰/۰۸۴	۰/۰۸۸
	طبقه سوم	...	۰/۰۸۳	۰/۰۸۵
	طبقه چهارم	...	۰/۰۸۱	۰/۰۸۲

جدول (۴): فاصله پیشنهادی آرماتورهای اتصال بین دال بتنی و دیوار بنایی (میلی‌متر)

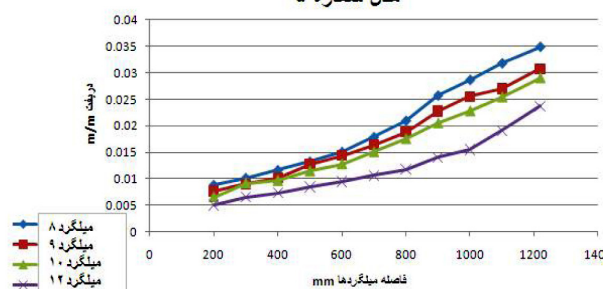
مدل‌ها	میلگرد (۸)	میلگرد (۹)	میلگرد (۱۰)	میلگرد (۱۲)
(۱)	۵۵۰	۶۹۰	۸۱۰	۱۱۵۰
(۲)	۵۳۰	۶۳۰	۷۴۰	۱۰۱۰
(۳)	۵۰۰	۶۰۰	۷۱۰	۹۶۰
(۴)	۴۵۰	۵۵۰	۶۷۰	۸۵۰
(۵)	۴۳۰	۵۱۰	۶۱۰	۸۰۰

مدل شماره ۴



شکل (۱۳): نمودار درصد جابجایی و فاصله عمودی آرماتورهای قائم در مدل شماره (۴)

مدل شماره ۵



شکل (۱۴): نمودار درصد جابجایی و فاصله عمودی آرماتورهای قائم در مدل شماره (۵)

برای اتصال به سقف باید مورد مطالعه و بررسی قرار گیرد.

۵- بررسی نحوه تسلیح ساختمان بنایی و نتایج

در ساختمان‌های مورد مطالعه، تسلیح با چهار نوع آرماتور آجدار به قطرهای ۸، ۹، ۱۰ و ۱۲ میلی‌متر انجام شده است و در هر بار، فاصله آرماتورها ۱۰۰ میلی‌متر افزایش داده شده است. این کار تا رسیدن به مقدار ۱۲۱۹ میلی‌متر (که طبق آیین‌نامه FEMA-۳۰۲ به عنوان بیشینه فاصله آرماتورهای عمودی تعیین شده است)، ادامه می‌یابد و نتایج آن در نمودار شکل‌های (۱۰) تا (۱۴) قابل مشاهده است.

تنش ایجاد شده در آرماتورها در گوشه‌ها (یعنی در محل اتصال سقف و دیوار)، بیشینه بوده که برخی نقاط مانند محل اتصال دو دیوار به سقف، محل تمرکز تنش است که با انتخاب طول خم مناسب، تا حدودی می‌توان این ضعف را تقویت نمود. همان‌طور که مشاهده می‌گردد، میلگرد ۱۲ تا فاصله تقریبی ۱۱۵۰ میلی‌متر دارای درصد جابجایی مجاز ۰/۷ درصد است. اما در ارتباط با میلگردهای ۸، ۹ و ۱۰، این فاصله به ترتیب برابر با ۷۱۰، ۵۹۰ و ۸۱۰ میلی‌متر است.

با افزایش قطر آرماتور، درصد جابجایی کاهش می‌یابد. این کاهش تا فاصله ۶۰۰ میلی‌متری بین میلگردهای تسلیح عمودی تقریباً ناچیز است. اما اختلاف درصد جابجایی در فواصل بالاتر، به صورت قابل توجهی افزایش می‌یابد که این اختلاف، در مدل شماره ۱ و ۲ در مورد میلگرد ۸

خم و درصد نسبی فولاد به سطح مقطع دیوار بدست آمده کمتر از میزان ذکر شده در آئین نامه و نشریه ی مذکور است، از این رو برای این مناطق (که از مقادیر ذکر شده در این آئین نامه ها استفاده می شود)، درصد نسبی فولاد به سطح مقطع دیوار و همچنین طول خم میلگردهای اتصال دال بتنی و دیوار بنایی برای مناطق با خطر نسبی زلزله کم مطابق جدول (۶) پیشنهاد می گردد.

یک است)، درصد فولاد مصرفی در طبقات متفاوت بوده و درصد فولاد مصرفی در طبقات پایین بیشتر و در طبقات بالاتر کمتر است. در نهایت، در جدول های (۵) تا (۹) مقادیر بدست آمده بر اساس آئین نامه برای موارد با خطر نسبی زلزله کم، متوسط و زیاد مورد مقایسه قرار می گیرد. با توجه به این که در مناطق با خطر نسبی زلزله کم میزان طول

جدول (۷): مقایسه نتایج برای مناطق با خطر نسبی زلزله متوسط

طول خم (میلی متر)	درصد نسبی فولاد به سطح مقطع دیوار		
۳۱۰	۰/۰۷۹	نتیجه بدست آمده	میلگرد (۸)
۳۰۰	۰/۰۷	طبق نشریه ۱۳۵ سازمان مدیریت	
۳۲۰	۰/۰۷	طبق آئین نامه FEMA-۳۰۲	
۳۵۰	۰/۰۷۹	نتیجه بدست آمده	میلگرد (۹)
۳۲۰	۰/۰۷	طبق نشریه ۱۳۵ سازمان مدیریت	
۳۶۰	۰/۰۷	طبق آئین نامه FEMA-۳۰۲	
۳۹۰	۰/۰۷۹	نتیجه بدست آمده	میلگرد (۱۰)
۳۶۰	۰/۰۷	طبق نشریه ۱۳۵ سازمان مدیریت	
۴۰۰	۰/۰۷	طبق آئین نامه FEMA-۳۰۲	
۴۵۰	۰/۰۷۹	نتیجه بدست آمده	میلگرد (۱۲)
۴۴۰	۰/۰۷	طبق نشریه ۱۳۵ سازمان مدیریت	
۴۸۰	۰/۰۷	طبق آئین نامه FEMA-۳۰۲	

جدول (۵): مقایسه نتایج برای مناطق با خطر نسبی زلزله کم

طول خم (میلی متر)	درصد نسبی فولاد به سطح مقطع دیوار		
۲۸۰	۰/۰۶۸	نتیجه بدست آمده	میلگرد (۸)
۳۰۰	۰/۰۷	طبق نشریه ۱۳۵ سازمان مدیریت	
۳۲۰	۰/۰۷	طبق آئین نامه FEMA-۳۰۲	
۳۱۰	۰/۰۶۸	نتیجه بدست آمده	میلگرد (۹)
۳۲۰	۰/۰۷	طبق نشریه ۱۳۵ سازمان مدیریت	
۳۶۰	۰/۰۷	طبق آئین نامه FEMA-۳۰۲	
۳۳۰	۰/۰۶۸	نتیجه بدست آمده	میلگرد (۱۰)
۳۶۰	۰/۰۷	طبق نشریه ۱۳۵ سازمان مدیریت	
۴۰۰	۰/۰۷	طبق آئین نامه FEMA-۳۰۲	
۳۹۰	۰/۰۶۸	نتیجه بدست آمده	میلگرد (۱۲)
۴۴۰	۰/۰۷	طبق نشریه ۱۳۵ سازمان مدیریت	
۴۸۰	۰/۰۷	طبق آئین نامه FEMA-۳۰۲	

جدول (۸): مدل پیشنهادی برای مناطق با خطر نسبی زلزله متوسط

طول خم (میلی متر)	درصد نسبی فولاد به سطح مقطع دیوار	
۳۰۰	۰/۰۸	میلگرد (۸)
۳۶۰	۰/۰۸	میلگرد (۹)
۴۰۰	۰/۰۸	میلگرد (۱۰)
۴۸۰	۰/۰۸	میلگرد (۱۲)

جدول (۶): مدل پیشنهادی برای مناطق با خطر نسبی زلزله کم

طول خم (میلی متر)	درصد نسبی فولاد به سطح مقطع دیوار	
۳۲۰	۰/۰۷	میلگرد (۸)
۳۶۰	۰/۰۷	میلگرد (۹)
۴۰۰	۰/۰۷	میلگرد (۱۰)
۴۸۰	۰/۰۷	میلگرد (۱۲)

جدول (۹): مقایسه نتایج برای مناطق با خطر نسبی زلزله زیاد

طول خم (میلی متر)	درصد نسبی فولاد به سطح مقطع دیوار	نتیجه بدست آمده	میلگرد (۸)
۳۶۰	۰/۰۹	طبق نشریه ۱۳۵ سازمان مدیریت	میلگرد (۸)
۳۰۰	۰/۰۷	طبق آئین نامه FEMA-۳۰۲	
۳۰۰	۰/۰۷	نتیجه بدست آمده	میلگرد (۹)
۳۹۰	۰/۰۹	طبق نشریه ۱۳۵ سازمان مدیریت	
۳۲۰	۰/۰۷	طبق آئین نامه FEMA-۳۰۲	میلگرد (۱۰)
۳۶۰	۰/۰۷	نتیجه بدست آمده	
۴۲۰	۰/۰۹	طبق نشریه ۱۳۵ سازمان مدیریت	میلگرد (۱۲)
۳۶۰	۰/۰۷	طبق آئین نامه FEMA-۳۰۲	
۴۰۰	۰/۰۷	نتیجه بدست آمده	میلگرد (۱۲)
۵۱۰	۰/۰۹	طبق نشریه ۱۳۵ سازمان مدیریت	
۴۴۰	۰/۰۷	طبق آئین نامه FEMA-۳۰۲	میلگرد (۱۲)
۴۸۰	۰/۰۷	نتیجه بدست آمده	

جدول (۱۰): مدل پیشنهادی برای مناطق با خطر نسبی زلزله زیاد

طول خم (میلی متر)	درصد نسبی فولاد به سطح مقطع دیوار	میلگرد (۸)
۳۶۰	۰/۰۹	میلگرد (۸)
۴۲۰	۰/۰۹	میلگرد (۹)
۳۰۰	۰/۰۹	میلگرد (۱۰)
۵۱۰	۰/۰۹	میلگرد (۱۲)

اتصال در مقطع دیوار از مقدار ذکر شده در آئین نامه و نشریه مذکور بیشتر است؛ به گونه‌ای که در مورد مدل شماره ۵، این مقدار ۰/۰۹۱ درصد است. این مطلب، بیانگر آن بوده که مدل‌های مورد مطالعه شرایط آئین‌نامه‌ای را برآورده می‌کنند.

همان‌طور که از جدول (۵) نیز مشخص است، طول خم میلگردهای اتصال در مناطق با خطر زلزله کم، از مقادیر ذکر شده در آئین نامه و نشریه مذکور کمتر بوده و لازم است تا مقدار مورد تأکید این آئین‌نامه‌ها (یعنی ۳۰ تا ۳۶ برابر قطر میلگرد) مورد استفاده قرار گیرد. اما همان‌گونه که در جدول‌های (۴) تا (۶) مشخص است، طول خم میلگردهای اتصال در مقطع دیوار برای مناطق با خطر زلزله متوسط، در حدود مقدار ذکر شده در آئین نامه و نشریه مذکور (یعنی مقدار ۳۰ تا ۳۶ برابر قطر میلگرد) و اندکی بیشتر است. همان‌طور که از جدول (۹) برمی‌آید، طول خم میلگردهای اتصال در مقطع دیوار در مورد مناطق با خطر زلزله زیاد از مقدار ذکر شده در آئین نامه و نشریه مذکور بیشتر است؛ به گونه‌ای که در مورد مدل شماره ۵، این مقدار ۵۱۰ میلی‌متر است. این مطلب بیانگر آن بوده که مدل‌های مورد مطالعه شرایط آئین‌نامه‌ای را برآورده می‌کنند.

طبق جدول (۱۱) و با مطالعه مدل‌های مختلف برای مناطق مختلف، مواردی برای طول خم و درصد نسبی فولاد پیشنهاد می‌گردد. نکته قابل توجه آن است که در آئین نامه و نشریه مذکور، مقدار ۰/۰۷ درصد نسبی فولاد به سطح مقطع دیوار برای همه مناطق زلزله‌خیز و برای همه طبقات یکسان توصیه شده است و به نظر می‌رسد که مقدار توصیه‌شده با توجه به مناطق زلزله‌خیز مختلف و طبقات مختلف به طور متفاوت توصیه شود.

جدول (۱۱): طول خم و درصد نسبی فولاد پیشنهادی برای مناطق مختلف

خطر نسبی کم	خطر نسبی متوسط	خطر نسبی زیاد	طول خم
۰/۰۷	۰/۰۸	۰/۰۹	۳۰-۳۶ برابر قطر
۰/۰۷	۰/۰۸	۰/۰۹	درصد نسبی فولاد

در مناطق با خطر نسبی زلزله متوسط، درصد نسبی فولاد به سطح مقطع دیوار بدست آمده بیشتر از میزان ذکر شده در آئین نامه و نشریه مذکور است. همچنین میزان طول خم بدست آمده در حدود میزان گفته‌شده در آئین نامه و نشریه مذکور و اندکی از آن کمتر است. بنابراین برای این مناطق، از مقادیر ذکر شده در این آئین‌نامه‌ها استفاده می‌گردد. درصد نسبی فولاد به سطح مقطع دیوار و همچنین طول خم میلگردهای اتصال دال بتنی و دیوار بنایی برای مناطق با خطر نسبی زلزله متوسط مطابق جدول (۸) پیشنهاد می‌گردد.

همان‌طور که از جدول‌های (۵) تا (۱۰) مشخص است، درصد نسبی فولاد اتصال در مقطع دیوار در مناطق با خطر زلزله کم از مقادیر ذکر شده در آئین نامه و نشریه مذکور کمتر بوده و لازم است تا مقدار مورد تأکید این آئین‌نامه‌ها (یعنی ۰/۰۷ درصد)، مورد استفاده قرار گیرد. درصد نسبی فولاد اتصال در مقطع دیوار برای مناطق با خطر زلزله متوسط، در حدود مقدار ذکر شده در آئین نامه و نشریه مذکور (یعنی ۰/۰۷ درصد) و اندکی بیشتر است. در ارتباط با مناطق با خطر زلزله زیاد، درصد نسبی فولاد

۶- نتیجه گیری

در بررسی و تحلیل ساختمان‌های بنایی مدل‌شده، نتایج زیر بدست آمده است:

- رفتار ساختمان‌های بنایی مسلح در برابر نیروهای برشی ناشی از زلزله وارد بر محل اتصال دال و دیوار را می‌توان با استفاده از میلگردهای اتصال بین دیوار بنایی و دال بتنی تا حدودی بهبود بخشید. استفاده از میلگردهای اتصال با قطر و فاصله مناسب سبب افزایش شکل‌پذیری ساختمان بنایی می‌گردد.

- در مدل‌های مورد مطالعه، ترک از ابتدای دیوار از وسط ناحیه کششی شروع و به صورت پله‌ای تا پایین ناحیه فشاری نمونه گسترش یافته است.

- در مدل شماره ۱ (ساختمان بنایی مسلح یک طبقه) واقع در شهر آبادان با خطر زلزله کم، استفاده از میلگردهای اتصال بین دال بتنی و دیوار بنایی با قطر ۱۲ میلی‌متر، فاصله و درصد نسبی فولاد مصرفی به ترتیب برابر با ۱۱۵۰ میلی‌متر و ۰/۰۶۸ درصد مقطع دیوار توصیه می‌گردد. برای ساختمان بنایی شماره ۲ واقع در منطقه‌ای با خطر زلزله زیاد، فاصله و درصد نسبی فولاد مصرفی با قطر ۱۲ میلی‌متر به ترتیب برابر ۱۰۱۰ میلی‌متر و ۰/۰۷۶ درصد مقطع دیوار و برای ساختمان بنایی شماره ۳ واقع در منطقه با خطر زلزله خیلی زیاد، فاصله و درصد نسبی فولاد مصرفی با قطر ۱۲ میلی‌متر به ترتیب برابر ۹۶۰ میلی‌متر و ۰/۰۷۹ درصد مقطع دیوار پیشنهاد می‌شود.

- در مناطق با خطر زلزله کم برای میلگرد شماره ۸، حداقل مقدار درصد نسبی میلگردهای اتصال بین دیوار و دال بتنی ۰/۰۶۸ درصد مقطع دیوار و برای مناطق با خطر زلزله زیاد بیشینه مقدار آن ۰/۰۸۳ درصد سطح مقطع دیوار بدست آمد که مطابقت نسبی مناسبی با مقدار پیشنهادی آئین‌نامه FEMA-۳۰۲ و نشریه ۱۳۵ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی، یعنی مقدار ۰/۰۷ درصد مقطع دیوار دارد.

- مطابق با جدول (۵) در مناطق با خطر زلزله کم، مقدار درصد نسبی فولاد و بیشینه طول خم میلگردهای اتصال از مقدار ذکر شده در آئین‌نامه و نشریه مذکور کمتر است و باید مقدار ذکر شده در این آئین‌نامه‌ها مورد استفاده قرار گیرد.

- طبق جدول (۱۱)، طول خم میلگردهای اتصال برای مناطق با خطر زلزله کم، مطابق با مقدار ذکر شده در آئین‌نامه و نشریه مذکور بین ۳۰ تا ۳۶ برابر قطر در نظر گرفته می‌شود. در مناطق با خطر زلزله متوسط و زیاد، پیشنهاد می‌گردد که طول خم بیشتر از موارد ذکر شده در آئین‌نامه و به ترتیب برابر با ۴۰ و ۴۵ برابر قطر پیشنهاد می‌شود.

- درصد نسبی فولاد در سطح مقطع دیوار طبق جدول (۱۱) برای مناطق با خطر زلزله کم، مطابق با مقدار ذکر شده در آئین‌نامه و نشریه مذکور و برابر با ۰/۰۷ درصد سطح مقطع دیوار و برای مناطق با خطر زلزله متوسط و زیاد نیز این مقدار بیشتر از موارد ذکر شده در آئین‌نامه و به ترتیب برابر با ۰/۰۸ و ۰/۰۹ درصد سطح مقطع دیوار پیشنهاد می‌شود.

۷- مراجع

- [1] No. 376 a Journal, "Instructions for Seismic Improvement of Unreinforced Masonry Buildings in Available," *State Management and Planning Organization*, 2007 (in Persian).
- [2] Schneider, R.; "Design of Reinforced Masonry Structures," *Elm-o Adab Publication*, Translated by Tahouni, S., 2009 (in Persian).
- [3] Dhanasekar, M. and Haider, W.; "Explicit Finite Element Analysis of Lightly Reinforced Masonry Shear Walls," *Computers and Structures*, Vol. 86, No. 1, pp. 15-26, 2008.
- [4] Zucchini, A. and Lourenco, P. B.; "A Micro-mechanical Model for the Homogenization of Masonry," *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 39, No. 12, pp. 3233-3255, 2002.
- [5] Lotfi, H. and Shing, P.; "Interface Model Applied to Fracture of Masonry Structures," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 120, No. 1, pp. 63-80, 1994.
- [6] Rezazadeh, M. A. and Tasnimi, A.; "Numerical Study of Improvement on Performance for Wall to Wall Joints in Brick Buildings with Reinforced Concrete Coverage," *5th National Congress on Civil Engineering*, 2000 (in Persian).
- [7] Cerioni, R. and Donida, G.; "A Finite Element Model for the Nonlinear Analysis of Reinforced and Prestressed Masonry Walls," *Computers and Structures*, Vol. 53, No. 6, pp. 1291-1306, 1994.
- [8] FEMA-302; "Nehrp Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures," 1997.



ابزارهای
پژوهش



سرویس ترجمه
تخصصی



کارگاه های
آموزشی



بلاگ
مرکز اطلاعات علمی



سامانه ویراستاری
STES



فیلم های
آموزشی

کارگاه های آموزشی مرکز اطلاعات علمی



کارگاه آموزشی
آموزش مهارت های کاربردی در تدوین و چاپ مقالات ISI

آموزش مهارت های کاربردی
در تدوین و چاپ مقالات ISI



کارگاه آموزشی
روش تحقیق کمی

روش تحقیق کمی



کارگاه آموزشی
آموزش نرم افزار Word برای پژوهشگران

آموزش نرم افزار Word
برای پژوهشگران