

تحلیل غیرخطی استاتیکی دیوارهای بنایی با استفاده از روش چندصفحه‌یی

سینا رضوان* (کارشناس ارشد)

امیر هوشنگ اخویسی (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه رازی، کرمانشاه

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۳۹۷)
دربی ۲ - ۳۴، شماره ۱/۱، ص. ۳۵-۳۵

رفتار مصالح بنایی، غیر ایزوتروپیک است و در گذشته، مدل‌هایی ارتوتروپیک برای مدل‌سازی آن در مقیاس ماکرو ارائه شده است، ولی به دلیل نیاز به پارامترهای فراوان و پیچیده بودن آن، از مدل‌های مذکور زیاد استقبال نشده است. برای رفع نواقص ذکر شده، یعنی ساده کردن تحلیلی و در عین حال بالا بردن دقت آن، در پژوهش حاضر از مدل چندصفحه‌یی به منزله‌ی ابتکاری جدید جهت تحلیل دیوار بنایی استفاده شده است. چارچوب رفتاری مدل چندصفحه‌یی به‌عنوان روشی قوی در پیش‌بینی ناهم‌سازی رفتار ماده (ذاتی و تحمیلی) شناخته می‌شود. تاکنون روش مذکور برای مصالحی از قبیل: خاک، سنگ و بتن استفاده شده است. در پژوهش حاضر، برای اولین بار از روش مدل چندصفحه‌یی در تحلیل سازه‌های بنایی استفاده شده است. در ابتدا با توجه به مشخصات مصالح بنایی که در کارهای ارزشمند پیشین در زمینه‌ی مصالح بنایی صورت گرفته است، سعی شده است تا صحت‌سنجی بررسی توان روش چندصفحه‌یی جهت مدل‌سازی رفتار بنایی صورت پذیرد و پس از حصول اطمینان از کارکرد مطابقت روش مذکور در تولید رفتار بنایی، برنامه‌یی نوشته شود تا بتواند از طریق روش بارافزون کنترل تنش، نمودار ظرفیت باربری - تغییر مکان انواع دیوارهای بنایی را به دست دهد. تمامی داده‌های ارائه شده در نوشتار حاضر، از طریق کدنویسی در نرم‌افزار متلب حاصل شده است.

واژگان کلیدی: تحلیل غیرخطی، مصالح بنایی، روش چندصفحه‌یی، اجزاء

محدود.

sinarzv1367@yahoo.com
ahakhaveissy@razi.ac.ir

۱. مقدمه

۱.۱. مدل‌سازی بنایی

مصالح بنایی، از قدیمی‌ترین مصالح ساخت و ساز است که همچنان به‌طور گسترده در صنعت ساخت و ساز استفاده می‌شود. طی دو دهه‌ی اخیر، پیشرفت‌های مهم و قابل توجهی در زمینه‌ی مصالح بنایی و کاربردهای آن به وقوع پیوسته است. مصالح بنایی، یک ماده‌ی مرکب است که از دو جزء مجزای واحدها و ملات تشکیل شده است. ساختمان‌های بنایی در اقصی نقاط جهان که شامل نقاط لرزه‌خیز نیز می‌شود، استفاده می‌شود. بنابراین شناخت رفتار لرزه‌یی آنها مورد نیاز است، تا بتوان عملکرد لرزه‌یی این‌گونه ساختمان‌ها را ارزیابی کرد.^[۱]

مدل‌سازی عددی دیوارهای آجری به‌طور کلی به ۳ دسته‌ی مدل‌سازی میکرو یا ریز مدل‌سازی و مدل‌سازی ماکرو یا درشت مدل‌سازی و المان‌های ابداعی و چندمقیاسی تقسیم می‌شوند. دیوار آجری یک ماده‌ی مرکب از سه جزء اصلی است: آجر، ملات و سطح تماس آجر و ملات. در مدل‌سازی میکرو، هر کدام از اجزاء دیوار

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۰/۲۶/۱۳۹۴، اصلاحیه ۵/۲/۱۳۹۵، پذیرش ۱۴/۵/۱۳۹۵.

DOI:10.24200/J30.2018.1318

آجری به‌طور جداگانه مدل‌سازی می‌شوند. هر چند که مدل‌سازی به روش میکرو، دقت قابل توجهی دارد، اما از نظر حجم محاسبات و شیوه‌ی مدل‌سازی، بسیار پیچیده و برای مدل‌سازی در ابعاد بزرگ کاربردی ندارد. در مدل‌سازی ماکرو، دیوار آجری به‌صورت یک ماده‌ی هموزن و یک‌دست با خواص مکانیکی معادل فرض می‌شود. مدل‌سازی در روش ساده و حجم محاسبات نیز بسیار کمتر از مدل‌سازی میکرو است. در روش سوم، از یک سری المان‌های معادل به جای مدل‌سازی کل دیوار استفاده می‌شود. دو روش اخیر به دلیل سادگی و سرعت و طبیعتاً دقت کمتر در مقایسه با روش اول، معمولاً برای مدل‌سازی در ابعاد بزرگ استفاده می‌شوند. از جمله روش‌های عددی به کار رفته جهت مدل‌سازی عددی دیوارهای آجری نیز می‌توان به روش‌های اجزاء محدود و اجزاء مجزا اشاره کرد. بسیاری از مدل‌های عددی ارائه شده در این زمینه نیاز به پارامترهای متعددی دارند و لازمی داشتن آنها، انجام آزمایش‌های غیرمستعارف و پرهزینه است و اجرای آن نیز نیاز به مهارت محاسباتی زیادی دارد، بنابراین در نوشتار حاضر سعی شده است که یک مدل ماکرو با استفاده از نتایج آزمون‌های ساده و متعارف آزمایشگاهی برای ارزیابی دیوار بنایی غیرمسلح ارائه شود. در واقع با داشتن نمودار تنش - کرنش، یک منشور بنایی و خواص معمولی مانند مدول کشسانی و

نسبت پواسون بنایی، می توان رفتار غیرخطی یک دیوار بتنی را مدل سازی کرد.

۱.۱.۱. درشت مدل سازی

یکی از روش های تحلیل ساختمان های بتنی غیرمسلح، درشت مدل سازی مصالح بتنی به عنوان یک ماده مرکب است. درشت مدل سازی، به جهت کاهش زمان و حافظه ی مورد نیاز برای تحلیل و قدرت انتخاب تعداد شبکه های مورد استفاده در اجزاء محدود، به لحاظ عملی روشی مناسب و مقرون به صرفه است.

مقاومت فشاری یک واحد بتنی، پارامتری مهم در تحلیل ساختمان های بتنی غیرمسلح با استفاده از روش درشت مدل سازی است. در برخی پژوهش ها، مقاومت فشاری واحدهای بتنی با ملات های متفاوت بررسی شده است. [۶-۲] در سال ۲۰۱۳، یک مدل ۲ بعدی برای ارزیابی عملکرد لرزه یی سازه های بتنی غیرمسلح در ابعاد بزرگ ارائه شده است که کاملاً ۲ بعدی است و تحلیل بارافزون ۲ بعدی را بر روی سازه های بزرگ مقیاس بدون تبدیل آنها به قاب های معادل انجام می دهد. [۷] در روش مذکور براساس فرضیات درشت مدل سازی، مفهوم وضعیت آشفته،^۱ به همراه سطح تسلیم خمیری اصلاح شونده ی سلسله مراتبی هیس^۲ استفاده شده است، تا رفتار مصالح بتنی را هم در فشار و هم در کشش مدل سازی کند.

در سال ۲۰۱۲، [۱] نیز راه حلی ارائه شده است که طی آن کاربرد یک المان ماکرو، با استفاده از المان های خطی دو گره یی در چارچوب اجزاء محدود بررسی شده است. همچنین پوش منحنی چرخه یی نیروی برش پایه - تغییر مکان با یک نمودار دو خطی مدل سازی شده است. در روش مذکور، زمان تحلیل در مقایسه با تحلیل های انجام شده با استفاده از روش های ریز مدل سازی و اجزاء محدود که المان های پوسته را استفاده می کنند، کاهش یافته است.

همچنین در سال ۲۰۰۷، [۸] یک تحلیل حالت حدی سه بعدی همگن شده انجام شده است تا باربری جانبی نهایی کل سازه بتنی را تعیین کنند. در برخی پژوهش ها نیز سطوحی به صورت خطی همگن شده و در ۶ بعد اندازه گیری و در یک برنامه ی اجزاء محدود استفاده شده است. سپس مقایسه ی انجام شده بین نتایج پیش بینی شده با روش تحلیل حالت حدی همگن شده ی سه بعدی و نتایج آزمایشگاهی، خطایی در حدود ۱۲٪ نشان داده است. [۹، ۱۰] همچنین در سال ۲۰۱۰، یک تحلیل حدی همگن شده برای کل سازه ی بتنی مسلح شده توسط FRP انجام شده و خطا بین نتایج پیش بینی شده و داده های آزمایشگاهی برای یک ساختمان دو طبقه ی بتنی، ۴٫۶٪ در غیاب FRP و ۹٫۴٪ در حضور FRP بوده است. [۱۱] در پژوهش های دیگری نیز تحلیل حدی همگن شده برای به دست آوردن بار حدی دیوار، تحت بارگذاری داخل و خارج از صفحه استفاده شده است. [۱۲، ۹]

در سال ۲۰۰۶ نیز رفتار برشی درون صفحه یی مصالح بتنی بررسی و رفتار غیرخطی مصالح بتنی با فرض رفتار کشسان - کاملاً خمیری دراکر - پراگر برای اتصالات ملات با استفاده از نرم افزار تجاری ANSYS ارزیابی شده است. به بیان دیگر، روش ریز المان به منظور ارزیابی پانل ها استفاده شده و مقایسه ی بین نتایج آزمایشگاهی و نتایج تحلیل عددی، سازگاری خوبی نشان داده است. [۱۳]

یک مدل اساسی نیز براساس کشسان خمیری ناهمسان همگن شده توسعه یافته و اثر آن با معرفی یک فضای جعلی همسان تنش - کرنش در نظر گرفته شده است که مزیتش این است که حالت خمیری کلاسیک می تواند به منظور مدل سازی رفتار غیرخطی در فضاهای همسان استفاده شود. [۱۴] همچنین تردی لرزه یی ساختمان های بتنی غیرمسلح کم ارتفاع در یک روش مدل سازی سازه یی (۲۰۰۹) مطالعه و دیوارها به سطوح و بخش های مختلفی تقسیم شده اند. هر بخش از دیوار بتنی غیرمسلح با یک فنر غیرخطی مدل شده است و سپس فنرها به صورت موازی و سری سرهم بندی

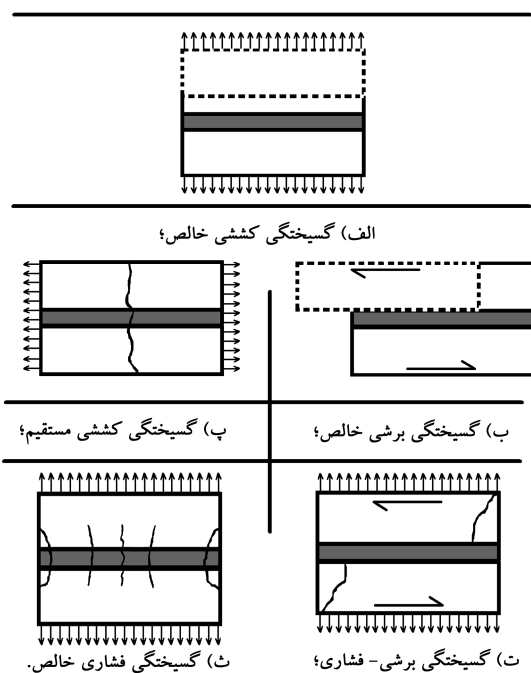
شده اند تا هندسه ی دیوار تکمیل شود. [۱۵] در سال ۲۰۱۰، نیز یک روش تحلیلی جدید به منظور استخراج منحنی تردی مصالح بتنی ارائه شده است که بر پایه ی تحلیل غیرخطی نمونه های اولیه قرار داشته و در آن از شبیه سازی مونت کارلو استفاده شده است، تا داده های ورودی را از توابع چگالی احتمالی مشخصات مصالح تولید کنند. [۱۶]

۲.۱.۱. ریز مدل سازی

در روش ریز مدل سازی، هر یک از واحدهای بتنی اعم از آجر، ملات و سطح تماس آنها به طور جداگانه بررسی می شود و هر یک از واحدهای بتنی با رفتار غیرخطی واقعی و مختص به خود مدل می شوند. بدین معنی که آجر و ملات، هر یک رفتار غیرخطی دقیق خود و مرز مشترک آنها نیز رفتار دقیق خود را ایفا می کند. در روش ریز مدل سازی باید تمامی مکانیسم های خرابی که ممکن است در بتنی رخ دهد، در نظر گرفته شود (شکل ۱).

ریز مدل سازی مصالح بتنی برای تحلیل عددی دیوارهای بتنی را می توان در ۳ گروه جای داد: ۱. دسته ی اول که از مدل بدون کشش به همراه یک مدل کپ فشاری برای اتصالات ملات و یک رفتار کشسان برای بلوک ها استفاده می کنند؛ ۲. دسته ی دوم که از یک مدل بدون کشش بدون کپ فشاری برای ملات و با رفتار کشسان خمیری و یا کشسان برای بلوک های بتنی استفاده می کنند؛ ۳. دسته ی سوم که یک مدل قطع کشش را با یک کپ فشاری برای اتصالات ملات و یک رفتار کشسان برای بلوک های بتنی در نظر می گیرند. [۱۷]

در سال ۲۰۱۵، [۱۸] یک تحلیل میکرومکانیکی، از واحدهای بتنی که به معادلات اساسی زوج شده ی ۳ گانه و ۲ گانه تقسیم می شدند، برای مدل سازی رفتار مصالح بتنی در کشش و فشار چندمحوره انجام شده است. مدل مذکور می تواند علاوه بر مشخصات کشسان واحدهای بتنی، برای تعیین مقاومت کششی و فشاری آنها نیز استفاده شود. در روش مذکور، یک عبارت ساده شده ی جدید برای در نظر گرفتن ابعاد هندسی، خواص کشسان و غیرکشسان اجزاء مصالح براساس مدل های



شکل ۱. مودهای گسیختگی بتنی. [۱۷]

جایگاه ویژه دارند و مزیت اصلی روش مذکور، کاربرد ساده آن به جای استفاده از مدل‌های پیچیده میکروسکوپی، از قبیل: مدل‌های المان مجزا و همچنین رفع نواقص مدل‌های ماکروسکوپی که بر پایه‌ی ثابت‌های تنش و کرنش استوار هستند، است. همچنین ایشان به مدلی دست یافته‌اند که قادر به نمایش تغییر شکل‌های داخلی مصالح با استفاده از نظریه‌ی چندصفحه‌ی است و هدف اصلی پژوهش مذکور، ارائه‌ی روشی منطقی جهت توجیه انتگرال عددی روش چندصفحه‌ی برای ارضاء تعادل و سازگاری عنوان شده است.^[۲۱]

۲. مفهوم عددی نظریه‌ی چندصفحه‌ی

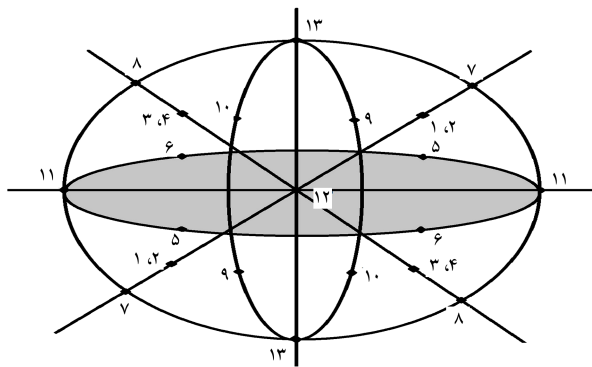
در نظریه‌ی چندصفحه‌ی، اساس اولیه‌ی محاسبه، انتگرال عددی از یک تابع مشخص ریاضی با گسترش در سطح یک کره با شعاع واحد است. سطح کره‌ی فرضی با شعاع واحد درانجام انتگرال‌گیری عددی می‌تواند با تعداد بیشماری صفحات تخت که تماس بر نقاط مختلف سطح کره هستند، تقریب زده شود. به این ترتیب، هر یک از صفحات یاد شده، یک نقطه‌ی تماس با سطح کره دارند که با محدود کردن صفحات مذکور، تعداد نقاط تماس با نقاط مینا نیز قابل تعریف است و در محاسبه‌ی انتگرال عددی می‌توان مقدار کمیت دارای گسترش بر روی سطح کره را در نقاط یاد شده به دست آورد. انتگرال عددی از تابع پیوسته‌ی $f(x, y, z)$ روی سطح کره، به صورت جمع مقادیر F در نقاط نمونه که در ضرایب وزنه‌ی مربوط با این نقاط ضرب می‌شوند، به دست می‌آید. جهت کاهش خطای حاصل شده، تعداد نقاط نمونه باید افزایش یابند. در این حالت ثابت می‌شود که کاربرد ۲۶ نقطه‌ی نمونه، خطا را تا درجه‌ی ۶ کاهش می‌دهد. رابطه‌ی ۱، ارتباط بین انتگرال عددی و انتگرال عادی را نشان می‌دهد:

$$\int \int_{\Omega} f(x, y, z) = 4\pi \sum_{(i=1)}^n w_i f_i(x_i, y_i, z_i) \quad (1)$$

که در آن، Ω مساحت کره؛ n تعداد نقاط؛ w_i ضریب وزنی نقطه‌ی i ؛ و f_i مقدار تابع f در نقطه‌ی i هستند.

موقعیت ۲۶ نقطه و کره‌ی مرتبط در شکل ۲ نشان داده شده است. برای هر نقطه، یک صفحه تعریف می‌شود، به نحوی که کسینوس‌های هادی نقاط تماس، همان کسینوس‌های هادی بردار عمود بر صفحه هستند.

به این ترتیب، هر تغییری که روی صفحه‌ی i به وجود آید، به صورت متمرکز به نقطه‌ی i ارتباط داده می‌شود. به دلیل اینکه برای هر دو نقطه از نقاط موردنظر، یک



شکل ۲. ۲۶ نقطه‌ی نمونه جهت انتگرال‌گیری عددی روی کره با شعاع واحد.^[۱۷]

میکرومکانیکی پیشنهاد شده است. همچنین یک توزیع تنش ساده، که از مدل ستون‌های توده‌ی قفل و بست‌دار^۳ پیروی می‌کند و یک واکنش خطی تا زمان تسلیم استفاده شده و معیار تسلیم موهر - کلمب^۴ که در پژوهش حاضر نیز استفاده شده است، برای سطح تسلیم واحدها و سطح تسلیم چن برای ملات در نظر گرفته شده است.

در سال ۲۰۱۱،^[۱۹] نیز یک مدل سطح تماس جدید برای رفتار ملات در دیوارهای بنایی پیشنهاد شده است که چارچوب آن کاملاً براساس تئوری حالت خمیری استوار بوده و معیار فون میسز به منظور شبیه‌سازی رفتار واحدهای سنگ و آجر استفاده و قوانین سطح تماس برای المان‌های تماسی فرموله شده است، تا رفتار نرم‌شدگی ملات تحت بارهای کششی شبیه‌سازی شود. همچنین براساس سطح تماس ارائه شده در مدل مذکور، یک فرمول صریح جدید به منظور تخمین مقاومت سازه‌های بنایی غیرمسلح ارائه شده است که از طریق مقایسه‌ی پیش‌بینی مذکور با داده‌های آزمایشگاهی، می‌توان به خطای کمتر روش ذکر شده و دقت بالاتر آن نسبت به ATC و FEMA ۳۰۷ پی برد.

همچنین در سال ۱۹۹۶،^[۲۰] یک تحلیل اجزاء محدود با استفاده از قانون جریان ناپیوسته انجام شده است. سطح تسلیم شامل ضابطه‌ی قطع کشش به همراه یک مدل کپ کروی فشاری برای معرفی رفتار ملات بوده و معیار اصطکاکی کلمب نیز به عنوان یک تابع پتانسیل استفاده شده است. منحنی بار - تغییرمکان پیش‌بینی شده، به ازاء یک بار قائم کوچک بر روی دیوار، تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی نشان داده است.

۲.۱. نظریه‌ی چندصفحه‌ی

اساس نظریه‌ی چندصفحه‌ی، تعیین ارتباط عددی بین دو حالت رفتارهای بین ذره‌ی (رفتار ریزمقیاس) و خواص مکانیکی مهندسی (رفتار درشت مقیاس) در قالب یک معادله‌ی ساختاری است. به عبارت دیگر، در این حالت، خواص ماده از ویژگی هر یک از اجزاء سازنده‌ی آن به دست می‌آید و دست‌یابی به رفتار تنش - کرنش مصالح، با بررسی رفتار بین ذره‌ی نیز ممکن است.

نظریه‌ی چندصفحه‌ی اولین بار در سال ۱۹۳۸ پیشنهاد و سپس بر مبنای مفهوم لغزش، پیش‌بینی رفتار فلزات در سال ۱۹۴۹ بررسی شد. فرض اصلی در این زمینه عبارت بود از آنکه لغزش ماده در هر امتداد، در اثر مؤلفه‌ی برشی کرنش خمیری است که خود وابسته به تاریخچه‌ی مؤلفه‌ی برشی تنش است. الگوی مذکور سال‌ها بعد در سال ۱۹۷۷، جهت پیش‌بینی رفتار سنگ‌های درزه‌دار استفاده شد. همچنین الگوی کشسان - خمیری در رس‌ها، بر پایه‌ی نظریه‌ی چندصفحه‌ی در سال ۱۹۸۳ ارائه شد. در همان سال، برخی دیگر از پژوهشگران نیز با ارائه‌ی الگویی به نام الگوی ریز - مقیاس صفحه‌ی، دامنه‌ی کاربرد نظریه‌ی چندصفحه‌ی را به تحلیل گسیختگی سازه‌های بتنی گسترش دادند. الگوی کشسان - خمیری دیگری نیز با عنوان سطح بازتاب، در سال ۱۹۸۲ معرفی شد و در ادامه، پژوهشگران دیگری الگوی یاد شده را جهت پیش‌بینی روان‌گرایی لایه‌های ماسه‌ی استفاده کردند که در آن، رفتار ماسه تحت شرایط همسان، بدون در نظر گرفتن ناهمسانی تحمیلی در فرایند کرنش‌های خمیری قابل پیش‌بینی بود. همچنین الگوی کشسان - خمیری دیگری براساس نظریه‌ی چندصفحه‌ی، در سال ۱۹۸۹ جهت پیش‌بینی رفتار ماسه ارائه شده است.^[۱۸]

برخی دیگر از پژوهشگران (۲۰۱۵) نیز اذعان دارند که از میان برنامه‌های متنوع شبیه‌ساز مصالح خاکی، مدل‌هایی که در چارچوب روش چندصفحه‌ی ارائه می‌شوند،

صفحه به دست می‌آید، ۲۶ نقطه به ۱۳ نقطه تبدیل می‌شود (یعنی یک نیم‌کره با ۱۳ صفحه به دست می‌آید):

$$\int \int_{\Omega} f(x, y, z) = \lambda \pi \sum_{(i=1)}^{13} w_i f_i(x_i, y_i, z_i) \quad (2)$$

کسینوس‌های هادی ۱۳ صفحه‌ی موردنظر به همراه ضرب‌های وزنی آنها در جدول ۱ نشان داده شده است. همچنین در شکل ۳، امتداد صفحات ۱۳ گانه در مرکز مکعب مشاهده می‌شود.

۳. الگوی کشسان - خمیری چندصفحه‌یی

با حذف اثر زمان در رفتارگران رو خمیری مواد، می‌توان برای به دست آوردن تغییر شکل‌های کشسان - خمیری یک محیط، از قالب چندصفحه‌یی استفاده و الگوی کشسان - خمیری چندصفحه‌یی را ارائه کرد.

۱.۱.۳. رابطه‌ی ساختاری

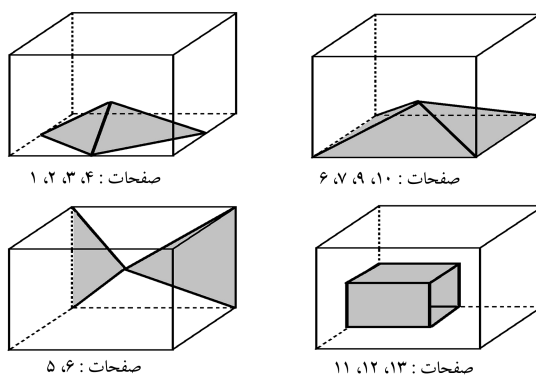
رابطه‌ی ساختاری، رابطه‌ی بین نمو تنش و نمو کرنش را به دست می‌دهد (روابط ۳ الی ۶):

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad (3)$$

$$d\varepsilon^e = C^e \cdot d\sigma' \quad (4)$$

$$d\varepsilon^e = C^p \cdot d\sigma' \quad (5)$$

$$C^p = \lambda \pi \sum_{i=1}^{13} w_i \cdot \hat{C}_i^p \quad (6)$$



شکل ۳. نمایش ۱۳ صفحه‌ی نمونه در یک نقطه‌ی تنش [۲۲]

جدول ۱. کسینوس‌های هادی ۱۳ صفحه‌ی نمونه.

شماره‌ی صفحات	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲	۱۳
l_i	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$-\frac{\sqrt{2}}{3}$	$-\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$-\frac{\sqrt{2}}{3}$	$-\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$-\frac{\sqrt{2}}{3}$	$-\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$
m_i بردارهای هادی	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$-\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$-\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$-\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$-\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$-\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$-\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$
n_i	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$
w_i	$\frac{27}{840}$	$\frac{27}{840}$	$\frac{27}{840}$	$\frac{27}{840}$	$\frac{27}{840}$	$\frac{27}{840}$	$\frac{27}{840}$	$\frac{27}{840}$	$\frac{27}{840}$	$\frac{27}{840}$	$\frac{27}{840}$	$\frac{27}{840}$	$\frac{27}{840}$

۲.۳. معیار تسلیم

معیار تسلیم، حد کرنش‌های کشسانی است. در این حالت تابع عددی F ، به میزان تنش و سخت‌شدگی وابسته است. در نظریه‌ی چندصفحه‌یی، این تابع در فضای دو بعدی تنش و بر روی هر صفحه بیان می‌شود. در حالتی که رفتار ماده همسان و همگن فرض شود، معیار تسلیم در همه‌ی صفحات یکسان خواهد بود. اما بعد از شروع کرنش خمیری و به دلیل رفتار ناهمسان تحمیلی (توزیع ناهمسان کرنش‌های خمیری در پهنه‌ی جسم)، معیار تسلیم در هر صفحه تغییر می‌کند. در الگوی مذکور، معیار تسلیم با توجه به معیار گسیختگی موهر - کلمب تعریف شده است. براساس معیار موهر - کلمب، منحنی پوش شکست ماده برای دایر تنش در فضای $\sigma'_n : \tau$ ترسیم می‌شود. این پوش اساساً به شکل منحنی است، اما برای سادگی به صورت خط مستقیم فرض می‌شود (رابطه‌ی ۷):

$$\tau = \sigma'_n \tan \phi'_f + c \quad (7)$$

که در آن، τ و σ'_n به ترتیب تنش برشی و تنش مؤثر عمود بر صفحه‌ی گسیختگی، ϕ'_f زاویه‌ی اصطکاک داخلی بیشینه و c چسبندگی است. در جهت امکان در نظر گرفتن تغییر شکل‌های نسبی خمیری از اولین مراحل بارگذاری، تابع تسلیم را می‌توان به صورت خطی مستقیم که در فضای یاد شده از محور σ'_n تا خط شکست حول مرکز مختصات می‌تواند دوران کند، تعریف کرد. به این ترتیب از اولین مراحل اعمال برش بر ماده، سطح تسلیم از روی محور σ'_n جدا می‌شود و هر قدر نسبت τ به σ'_n افزایش یابد، سطح تسلیم که با یک خط مستقیم نشان داده شده است، به دلیل سخت‌شدگی درجهت عقر به‌های ساعت می‌چرخد و در نهایت به خط گسیختگی موهر - کلمب می‌رسد و در صفحه‌ی مرتبط گسیختگی رخ می‌دهد. بنابراین تابع تسلیم به صورت رابطه‌ی ۸ تعریف می‌شود:

$$F_i(\sigma'_{ni}, \tau_i, \eta_i) = \tau_i - \eta_i \sigma'_{ni} - c \quad (8)$$

که در آن، $\eta_i = \tan \alpha_i$ ، فراسنج سخت‌شدگی است. این فراسنج در حالت عمومی می‌تواند تابع کرنش خمیری برشی و کرنش خمیری عمود بر صفحه باشد و در مورد مواد دانه‌یی غیرچسبیده، تابع کرنش برشی خمیری بر روی صفحه‌ی i فرض می‌شود. در این حالت، η_i شیب خط تسلیم روی صفحه‌ی i است.

۳.۳. تابع پتانسیل خمیری

تابع پتانسیل خمیری، مشخص‌کننده‌ی راستای نمو کرنش خمیری است و عموماً به صورت مستقیم در رابطه‌ی ساختاری به کار نمی‌رود. تابع پتانسیل خمیری به صورت تابعی از تنش بیان می‌شود و توصیف‌کننده‌ی یک سطح در فضای تنش است که بردارهای نمو کرنش خمیری بر آن عمود هستند. در پژوهش حاضر، تابع پتانسیل

از تاریخچه‌ی واقعی ماده، این امر ممکن نیست؛ با این حال سطح تسلیم در یک وضعیت مشخص، به تغییر شکل‌های قبلی بستگی دارد. همچنین این نکته مهم است که به وسیله‌ی کدام مسیر، یک وضعیت مشخص تنش به تنش تسلیم نهایی می‌رسد. در نظریه‌ی چندصفحه‌یی، رفتار سخت‌شدگی کل ماده با توجه به رفتار سخت‌شدگی صفحات ۱۳ گانه که در جهت‌های گوناگون قرار گرفته‌اند، به دست می‌آید. به همین دلیل تأثیر سخت‌شدگی ناهمسان تحمیلی در طول سیلان خمیری اجباراً در نظر گرفته می‌شود. همان‌گونه که پیشتر اشاره شد، قانون سخت‌شدگی در الگوی مذکور بر مبنای مفهوم لغزش ساخته شده است. براساس این دیدگاه، تغییر شکل خاک به دلیل مشارکت صفحه‌ها در فرایند لغزش است. به این دلیل، قانون سخت‌شدگی به صورت تابعی از کرنش خمیری برشی در الگوی چندصفحه‌یی به‌کار می‌رود. براساس قانون سخت‌شدگی خمیری برشی، سخت‌شدگی در صفحه‌ی i تابعی از کرنش برشی خمیری مربوط به آن صفحه است و از سایر صفحات مستقل است و این وابستگی به صورت تابعی که می‌تواند این خاصیت را در طول سیلان خمیری نشان دهد، به صورت تابع هذلولوی (رابطه‌ی ۱۴) در نظر گرفته شده است:

$$\eta_i = \frac{\varepsilon_i^{ps} \tan \phi'_f}{A_i + \varepsilon_i^{ps}} \quad (14)$$

که در آن، η_i فراسنج سخت‌شدگی یا شیب خط تسلیم؛ ε_i^{ps} : کرنش برشی خمیری روی صفحه‌ی i ؛ ϕ'_f : زاویه‌ی اصطکاک داخلی بیشینه؛ و A_i : فراسنج رفتار خاک هستند.

براساس رابطه‌ی ۱۴، با افزایش زیاد ε_i^{ps} ، مقدار η_i به سمت $\tan \phi'_f$ میل می‌کند. همچنین در مقدارهای کوچک ε_i^{ps} (نسبت به A_i)، رشد η_i سریع است و با افزایش ε_i^{ps} از میزان آن کاسته می‌شود. این شرایط با وضعیت شکست برشی خاک منطبق است.

۵.۳. شرط سازگاری

وقتی حالت تنش در صفحه‌ی نمونه از حد تسلیم تجاوز کند، خاک تغییر شکل خمیری می‌دهد. قانون سیلان، افزایش کرنش خمیری را به صورت تابعی از مشتق پتانسیل خمیری به صورت رابطه‌ی ۱۵ تعریف می‌کند:

$$d\varepsilon_i^p = \lambda_i \left(\frac{\partial Q_i}{\partial \sigma'} \right) \quad (15)$$

که در آن، λ_i فراسنج عددی است که در هنگام تغییر شکل‌های خمیری تغییر می‌کند. مضافاً شرایط سازگاری در نظریه‌ی خمیری باید ارضاء شود، به این معنی که وقتی ماده، تغییر شکل خمیری می‌دهد، باید معیار تسلیم با حالت تنش صدق به طور مناسبی خود را سازگار کند (رابطه‌ی ۱۶):

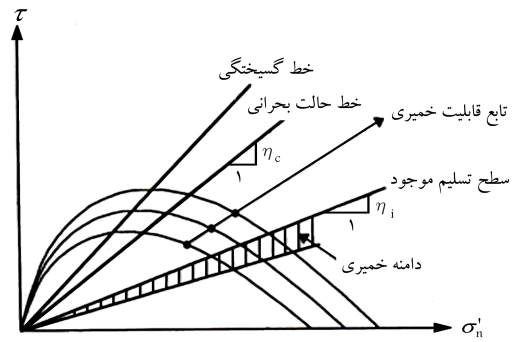
$$\frac{\partial F_i}{\partial \sigma'} \cdot d\sigma' + \frac{\partial F_i}{\partial \eta_i} \cdot d\eta_i = 0 \quad (16)$$

با مشتق‌گیری از روابط ۱۴ و ۸، و جانشین کردن آن‌ها در معادله‌ی ۱۶، رابطه‌ی ۱۷ را خواهیم داشت:

$$d\varepsilon_i^p = - \frac{1}{\frac{\partial F_i}{\partial \eta_i} \cdot \frac{A_i \tan \phi'_f}{(A_i + \varepsilon_i^{ps})^2} \cdot \frac{\partial Q_i}{\partial \tau_i}} \left(\frac{\partial F_i}{\partial \sigma'} \right) \left(\frac{\partial Q_i}{\partial \sigma_i} \right)^T d\sigma' \quad (17)$$

از طرفی براساس رابطه‌ی ۵، رابطه‌ی ۱۸ به دست می‌آید:

$$d\varepsilon^p = C^p \cdot d\sigma' \quad (18)$$



شکل ۴. سطح تسلیم تابع پتانسیل خمیری، خط حالت بحرانی و دامنه‌ی کشسان در فضای $\sigma'_n - \tau$.

خمیری برای الگوی چندصفحه‌یی، از تابع فدا اقتباس شده است [۱۲] و براساس کمیته‌سازی سطح انرژی پتانسیل، همسازی دارد (رابطه‌ی ۹):

$$Q_i(\sigma'_{ni}, \tau_i) = \tau_i - \eta_c \sigma'_{ni} \ln \left(\frac{\sigma'_{ni}}{\sigma'_{nio}} \right) \quad (9)$$

که در آن، σ'_{nio} تنش عمودی مؤثر اولیه روی صفحه‌ی i و η_c شیب خط حالت بحرانی است. از ویژگی‌های تابع مذکور، قابلیت ارائه‌ی رفتار انقباضی و اتساعی ماده است. با توجه به شکل ۴، نمودار این تابع رفتار انقباضی و اتساعی را نشان می‌دهد.

رفتار انقباضی: $0 \leq \tau_i \leq \eta_c \sigma'_{ni}$

بدون تغییر حجم: $\tau_i = \eta_c \sigma'_{ni}$

رفتار اتساعی: $\tau_i > \eta_c \sigma'_{ni}$

مشتق تابع پتانسیل خمیری مطابق روابط ۱۰ الی ۱۲ به دست می‌آید:

$$\frac{\partial Q_i}{\partial \sigma'_i} = \left[\frac{\partial Q_i}{\partial \tau_i}, \frac{\partial Q_i}{\partial \sigma'_{ni}} \right]^T \quad (10)$$

$$\frac{\partial Q_i}{\partial \tau_i} = 1 \quad (11)$$

$$\frac{\partial Q_i}{\partial \sigma'_{ni}} = \eta_c - \eta_i \quad (12)$$

در نتیجه رابطه‌ی ۱۳ به دست می‌آید:

$$\frac{\partial Q_i}{\partial \sigma'_i} = [1, \eta_c - \eta_i]^T \quad (13)$$

بنابراین، مطابق شکل ۴ خواهیم داشت:

رفتار انقباضی: $\eta_c > \eta_i$

بدون تغییر حجم: $\eta_c = \eta_i$

رفتار اتساعی: $\eta_c < \eta_i$

۴.۳. قانون سخت‌شدگی

عموماً در رفتار خمیری مواد، کرنش‌های خمیری بستگی به تاریخچه‌ی اعمال تنش‌ها و کرنش‌های خمیری ماده دارند و این تأثیر لازم است به گونه‌یی در موقعیت تابع تسلیم اثر داده شود. هر چند در مراحل ابتدایی بارگذاری به دلیل فقدان اطلاعات کافی

بنابراین از مقایسه‌ی دو رابطه‌ی ۱۷ و ۲۸، می‌توان رابطه‌ی ۱۹ را نتیجه گرفت:

$$C_i^P = - \frac{1}{\frac{\partial F_i}{\partial \eta_i} \cdot \frac{A_i \tan \phi'_i}{(A_i + \varepsilon_i^{ps})^2} \cdot \frac{\partial Q_i}{\partial \sigma'_i}} \left(\frac{\partial F_i}{\partial \sigma'} \right) \left(\frac{\partial Q_i}{\partial \sigma'_i} \right)^T \quad (19)$$

ماتریس C_i^P برای صفحه‌ی i ؛ تانسوری 2×2 است که ارتباط تنش و کرنش خمیری را برقرار می‌کند. به عبارتی تانسور ذکر شده، سهم صفحه‌ی i از 13 صفحه‌ی تعریف شده از ضریب رفتار خمیری نقطه‌ی مورد نظر است. برای تبدیل آن به تانسوری 6×6 از تانسور انتقال در رابطه‌ی ۲۰ استفاده می‌شود:

$$T_i = \left[\frac{\partial \sigma'_i}{\partial \sigma'} \right] = \begin{pmatrix} \frac{\partial \sigma'_{\eta i}}{\partial \sigma'_x} & \frac{\partial \tau_i}{\partial \sigma'_x} \\ \frac{\partial \sigma'_{\eta i}}{\partial \sigma'_y} & \frac{\partial \tau_i}{\partial \sigma'_y} \\ \frac{\partial \sigma'_{\eta i}}{\partial \sigma'_z} & \frac{\partial \tau_i}{\partial \sigma'_z} \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial \sigma'_x} & \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial \sigma'_y} \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial \sigma'_y} & \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial \sigma'_x} \\ \frac{\partial \sigma'_{\eta i}}{\partial \tau_{xz}} & \frac{\partial \tau_i}{\partial \tau_{xz}} \\ \frac{\partial \sigma'_{\eta i}}{\partial \tau_{zx}} & \frac{\partial \tau_i}{\partial \tau_{zx}} \end{pmatrix} \quad (20)$$

بنابراین برای انتقال ماتریس خمیری هر یک از صفحات که هر کدام نقشی در ماتریس خمیری نقطه‌ی تنش بازی می‌کنند، از رابطه‌ی ۲۱ استفاده می‌شود:

$$\hat{C}_i^P = T_i \cdot C_i^P \cdot T_i^T \quad (21)$$

که در آن، \hat{C}_i^P تانسور فرانسج رفتار خمیری به صورت ماتریس 6×6 است. حاصل ضرب تانسور مذکور در ضرایب، سهم رفتاری صفحه‌ی i را در نقطه‌ی مورد نظر ارائه می‌کند. به این ترتیب، تانسور \hat{C}_i^P در صفحات مربوط به یک نقطه که شرط انجام کرنش خمیری روی آنها حاصل شده است، محاسبه و جمع می‌شود، آن‌گاه به طوری که اشاره شد، بر حسب انتگرال عددی، تانسور C^P از رابطه‌ی ۶ به دست می‌آید.^[۴]

همچنین مشاهده شد که نظریه‌ی مذکور به عنوان یک ابزار ریاضی و یک روش عددی، به بررسی میانگین مقاومت مکانیکی متغیر در داخل ماده می‌پردازد. استفاده از انتگرال عددی در این نظریه می‌تواند به نشان دادن سایر ویژگی‌های فیزیکی که در هنگام بارگذاری یا باربرداری و یا در طول زمان در داخل ماده به وجود می‌آید، کمک کند. اغلب الگوهای خمیری، مصالحی مانند: مصالح بنایی، بتن و خاک را در هنگام سیلان خمیری، به صورت همسان و همگن در نظر می‌گیرند که این امر با واقعیت سازگار نیست. به طوری که مواد با همسانی اولیه، پس از پیشرفت سیلان خمیری به شدت ناهمسان می‌شوند. الگوهایی که براساس نظریه‌ی چندصفحه‌ی ساخته شده‌اند، ناهمسانی تحمیلی را در نظر می‌گیرند. این نوع ناهمسانی به علت مختلف بودن کرنش‌های خمیری در صفحات ۱۳ گانه ایجاد و سخت‌شدگی به صورت تابعی از کرنش برشی خمیری بیان می‌شود. به این ترتیب که سخت‌شدگی، در اثر تغییر کرنش برشی خمیری تغییر خواهد کرد. علاوه بر آن، کاربرد شکل‌های گوناگون ناهمسانی ذاتی در الگوهای چندصفحه‌ی بسیار ساده است. به عنوان مثال در پژوهشی در سال ۲۰۱۵^[۱۱] ناهمسانی ذاتی نیز در مدل ارائه شده در نظر گرفته شده است.^[۱۷]

۴. تحلیل نقطه‌ی تنش از جنس مصالح بنایی با استفاده

از تئوری چندصفحه‌ی

در پژوهش حاضر، به منظور حصول اطمینان برای استفاده از روش چندصفحه‌ی در یک برنامه‌ی اجزاء محدود، نیاز به بررسی اولیه‌ی به منظور بررسی دست‌یابی

مناسب به نمودار رفتاری مصالح بنایی در یک نقطه‌ی تنش، احساس می‌شود. بدین معنی که نمودار تنش - کرنش برای مصالح بنایی در یک نقطه‌ی تنش، با اعمال تنش نرمال نموی در یک نمونه‌ی سه‌محوری و با استفاده از روش چندصفحه‌ی حاصل با نمودار رفتاری مصالح بنایی حاصل از آزمایش مقایسه شود. بدین منظور برنامه‌ی با نرم‌افزار برنامه‌نویسی متلب^۵ نوشته شد تا رفتار سه‌محوری این‌گونه مصالح را تحت اعمال تنش نموی نرمال در یک جهت شبیه‌سازی کند.

نقاط تنش یا نقاط گاوس که تعداد آن‌ها به نوع المان استفاده شده در شبکه‌بندی دیوار برای تحلیل به روش اجزاء محدود بستگی دارد، نقاطی هستند که رفتار المان را با اعمال ضرایب وزنی نشان می‌دهند. در بخش کنونی، با استفاده از روش چندصفحه‌ی و اختیار کردن تابع تسلیم مناسب، رفتار مصالح بنایی به طور مناسبی در کشش و فشار برای این نقاط حاصل شد. حال طی این فرایند که شباهت بسیار زیادی به روش‌های درشت مدل‌سازی دارد، رفتار مصالح بنایی، رفتار همگن شده‌ی است که می‌توان رفتار این نقطه‌ی تنش را به مقیاس کل دیوار تعمیم داد و با شبکه‌بندی مناسب، رفتار دیوار بنایی را به خوبی مدل‌سازی کرد.

نتایج به دست آمده حاصل از روش چندصفحه‌ی در دو حالت فشاری و کششی با منحنی مشابه‌ساز رفتار مصالح بنایی به دست آمده از رابطه‌ی هاگنستاد از طریق برنامه‌نویسی در زبان برنامه‌نویسی متلب، به ترتیب در شکل‌های ۵ و ۶ نشان داده شده است. الگوی رفتاری به دست آمده از روش چندصفحه‌ی، رفتار نرم‌شدگی را در نظر نمی‌گیرد، بنابراین در نمودار به دست آمده از رابطه‌ی هاگنستاد نیز این قسمت حذف شده است. در برخی پژوهش‌ها نیز برای صحت‌سنجی مدل‌سازی رفتار مصالح بنایی در فشار و کشش و صحت‌سنجی مدل ارائه شده، از رابطه‌ی هاگنستاد استفاده شده است.^[۲۳،۲۲]

معادله‌ی هاگنستاد، مدلی برای رفتار فشاری بتن و به صورت رابطه‌ی ۲۲ است:

$$f_m = f'_m \left[2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \varepsilon \leq \varepsilon_0 \quad (22)$$

مشخصات استفاده شده در روش چندصفحه‌ی و همچنین در معادله‌ی هاگنستاد برای مدل‌سازی رفتار مصالح بنایی آجری در جدول ۲ ارائه شده است. همچنین مشخصات مصالح بنایی آجری و ملات استفاده شده در مثال‌های ارائه شده در پژوهش حاضر که مطابق با نمونه‌های آزمایشگاهی و تحلیل‌های عددی صورت گرفته‌ی در سال ۲۰۱۱ است،^[۱۹] به ازاء واحد نیرو بر حسب نیوتن و واحد طول بر حسب سانتی‌متر در صورت جدول ۳ ارائه شده است.

۵. به‌کارگیری مدل رفتاری حاصل در روش اجزاء محدود

۱.۵. کلیاتی در زمینه‌ی تحلیل به روش اجزاء محدود

۱.۱.۵. کشسان خطی

در مکانیک پیوسته، تنش‌ها تابعی از کرنش‌ها هستند $(\sigma(\varepsilon))$. در حالت ساده‌ی کشسان خطی، ضابطه‌ی هوک را می‌توان به صورت رابطه‌ی ۲۳ اعمال کرد:

$$\sigma_{ij} = D_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (23)$$

یا در فرم ماتریسی به صورت رابطه‌ی ۲۴ اعمال کرد:

$$\sigma = D_e \varepsilon \quad (24)$$

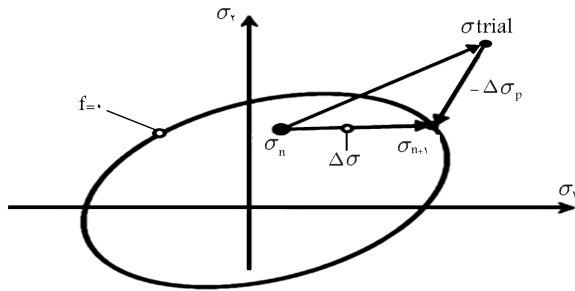
که در آن، D_e ماتریس سختی کشسان است.

جدول ۲. پارامترهای استفاده شده در کد نویسی جهت حصول رفتار مصالح بنایی آجری.

f_t	f'_m	η_c	ϕ	A	ν	E
(Mp) ۱٫۱	(Mp) ۱۰٫۵	۰٫۷۵۳	۳۷	۰٫۰۰۰۰۱	۰٫۱۴	(Mp) ۷۶۳۵

جدول ۳. مشخصات مکانیکی ملات و واحدهای آجری استفاده شده در مثال‌های پژوهش حاضر.

واحد آجری				ملات					
E	ν	F_c	F_t	E	ν	C	ϕ	F_c	F_t
۱۶۷۰۰۰۰	۰٫۱۵	۱۷۵	۰	۷۸۲۰۰	۰٫۱۴	۳۵	۳۷	۱۵۰	۲۵



شکل ۷. اصل نگاهت بازگشتی.

حاضر استفاده شده است. در روش مذکور، یک پیش‌بین کشسان برای ارائه یک تنش امتحانی استفاده می‌شود و به وسیله‌ی یک زیرالگوریتم تکرار که به نام روش نگاهت بازگشتی (شکل ۷) معروف است و به طور گسترده استفاده می‌شود، تنش مزبور به درون سطح تسلیم برگردانده می‌شود (روابط ۲۵ و ۲۶):^[۱۸]

$$\sigma_{trial} = D_e \varepsilon^e = D_e (\varepsilon_{n+1} - \varepsilon_n^p) \quad (25)$$

$$\sigma_{n+1} = \sigma_n + \Delta\sigma = \sigma_{trial} - \Delta\sigma^p \quad (26)$$

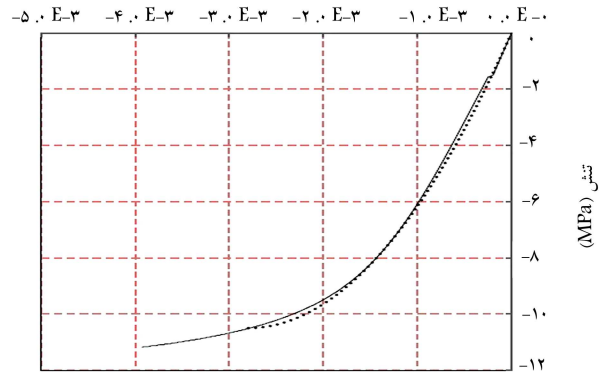
که در آنها، D_e ماتریس سختی مصالح، σ_{trial} تنش امتحانی (حدس کشسان) و $\Delta\sigma^p$ تنش تصحیح‌کننده‌ی خمیری است.

در نوشتار حاضر، از مدل چندصفحه‌ی پندی با ۲۶ صفحه نمونه،^[۲۲] استفاده شده است، برای تحلیل غیرخطی المان محدود، از المان‌های ۴ گره‌ی همگام و روش سختی اولیه با مماس در اولین نمو استفاده شده است.

۲.۵. تحلیل دیوار بنایی تحت بار قائم با استفاده از روش اجزاء محدود

در بخش کنونی سعی شده است با مدل‌سازی یک دیوار بنایی نمونه با المان‌های ۴ گره‌ی (۸ درجه آزادی)، امکان سنجی جهت استفاده از مدل رفتاری به دست آمده در روش اجزاء محدود صورت گیرد. از این رو، یک دیوار بنایی با ابعاد (۹۹ سانتی‌متر ارتفاع) و (۱۰۰ سانتی‌متر طول) و (۱۰ سانتی‌متر ضخامت) تحت بارگذاری قائم قرار گرفت (شکل ۸) و نتایج به دست آمده ارزیابی شد (شکل ۹).

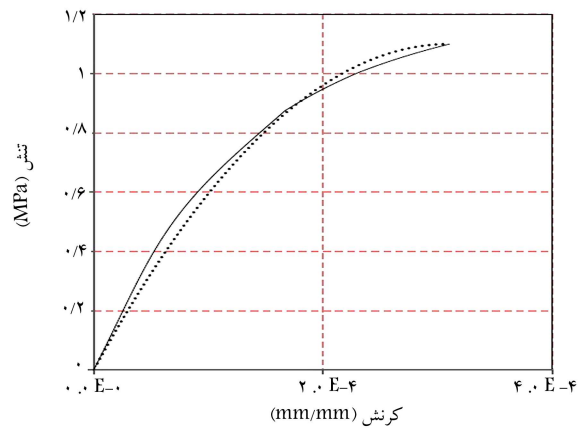
کد نوشته شده در نرم‌افزار متلب که حاصل پژوهش حاضر است، این قابلیت را دارد تا دیواری بدون بازشو را با ابعاد اختیاری که کاربر وارد می‌کند، با تعداد خطوط شبکه‌ی اختیاری در هر جهت که توسط کاربر مشخص می‌شود، تحت بارگذاری اختیاری در هر نقطه و در هر جهت که توسط کاربر وارد می‌شود، آنالیز کند و میزان تغییر مکان دیوار را در هر نقطه و در هر جهت مورد نظر ارائه دهد. به منظور میسر بودن ارزیابی نمودار فقط براساس روابط مقاومت مصالح و عدم نیاز به نتایج



کرنش (mm/mm)

مدل سازی رفتار فشاری مصالح بنایی (رابطه هاگستاد)
مدل سازی رفتار فشاری مصالح بنایی (تحقیق حاضر) —

شکل ۵. نمودار رفتاری مصالح بنایی در نقطه‌ی تنش تحت بار فشاری.



کرنش (mm/mm)

مدل سازی رفتار کششی مصالح بنایی (رابطه هاگستاد)
مدل سازی رفتار کششی مصالح بنایی (تحقیق حاضر) —

شکل ۶. نمودار رفتاری مصالح بنایی در نقطه‌ی تنش تحت بار کششی.

۲.۱.۵. کشسان غیرخطی

برای اجرای یک مدل ساختاری غیرخطی در یک برنامه‌ی المان محدود، روش‌های مختلفی قابل استفاده است که به ۳ دسته تقسیم می‌شود که عبارت‌اند از: الگوریتم کشسان خمیری، روش سختی مماسی و روش نیوتن رافسون اصلاح شده. در پژوهشی در سال ۱۹۹۹ نشان داده شده است که روش کشسان خمیری و روش سختی مماسی به اندازه‌ی گام بارگذاری اعمال شده بسیار حساس‌اند. بنابراین از روش نیوتن رافسون اصلاح شده همراه با الگوریتم بازگشت ضمنی نقطه‌ی تنش در پژوهش

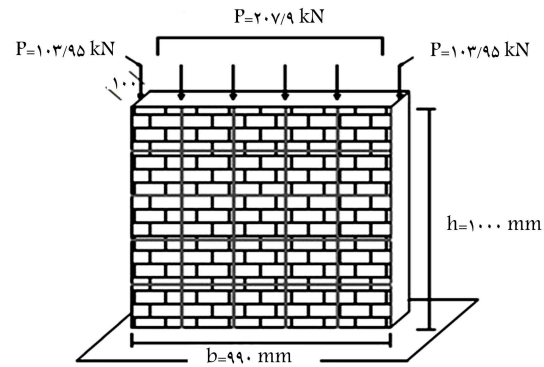
حاصل کار، تصحیح خمیری کرنش‌های حدسی کشسان ذکر شده است. پس از خروج تنش‌ها از زیر برنامه‌ی چندصفحه‌یی، تنش‌ها تبدیل به نیرو در گره‌ها می‌شوند و با نیروی خارجی وارد شده مقایسه می‌شوند. تا زمانی که تفاوت این دو نیروی داخلی و خارجی از معیار هم‌گرایی که کاربر در نرم‌افزار وارد کرده است، کمتر نشده است، نرم‌افزار تفاوت این دو نیرو را به دیوار اعمال می‌کند و این سیکل را ادامه می‌دهد. داده‌یی که در انتها، نرم‌افزار متلب در اختیار قرار می‌دهد، میزان نیروی اعمالی و تغییر مکان در درجه آزادی‌های موردنظر است. در این مثال خاص که دیوار تحت بار قائم آنالیز می‌شود، نیروی اعمالی پس از تقسیم بر سطح مؤثر، تنش و تغییر مکان پس از تقسیم بر ارتفاع دیوار و کرنش نقاط بالایی دیوار را ارائه می‌دهد. الگوریتم ارائه شده (شکل ۱۰)، روند استفاده شده در نرم‌افزار اجزاء محدود تحلیل غیرخطی استاتیکی دیوارهای بنایی با استفاده از روش چندصفحه‌یی را در پژوهش حاضر نشان می‌دهد.

همان‌طور که در شکل ۹ مشاهده می‌شود، نمودار حاصل شده، همان نمودار تنش - کرنش مدل رفتاری پیشنهادی است که به عنوان نمونه‌یی کاملاً تحقیقاتی (عدم نیاز به داده‌ی آزمایشگاهی)، قدرت خوب روش چندصفحه‌یی را در تحلیل دیوارهای بنایی نشان می‌دهد.

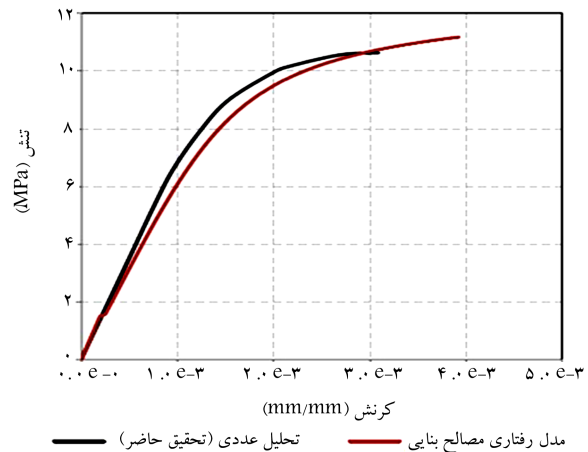
۳.۵. تحلیل دیوار بنایی بدون بازشو تحت بار افقی با استفاده از روش اجزاء محدود

پس از حصول اطمینان از عملکرد قابل قبول مدل رفتاری چندصفحه‌یی استفاده شده برای مصالح بنایی و نرم‌افزار حاصل شده در پژوهش حاضر برای تحلیل دیوار بنایی تحت بارگذاری قائم، در ادامه دو دیوار بنایی بدون بازشو و با بازشو تحت بارگذاری افقی بررسی شده‌اند.

بدین منظور دیوار بنایی نشان داده شده در شکل ۱۱ که نتایج آزمایشگاهی آن در دسترس است، به عنوان دیوار بدون بازشو تحت بارگذاری جانبی با استفاده از برنامه‌ی اجزاء محدود ارائه شده قرار گرفت، که نتایج تحلیل مذکور در شکل ۱۲



شکل ۸. دیوار بنایی تحت بارگذاری قائم.

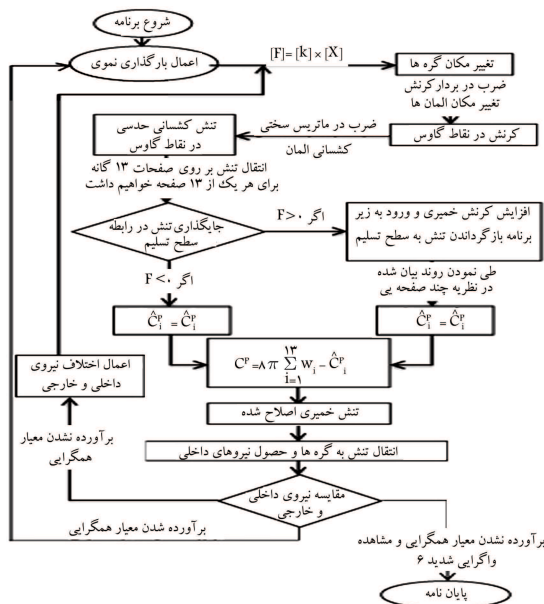


شکل ۹. نمودار تنش - کرنش گره‌های فوقانی دیوار بنایی (شکل ۸) تحت بارگذاری قائم.

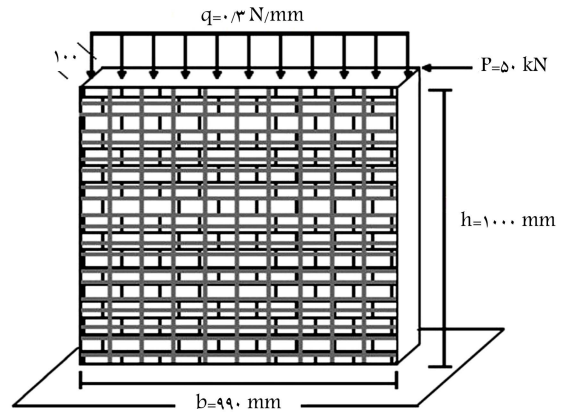
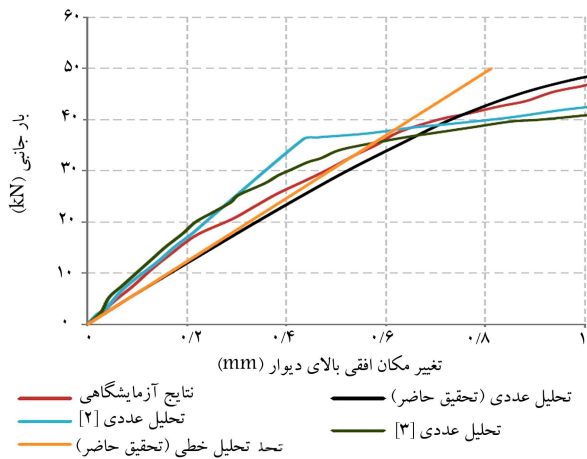
آزمایشگاهی سعی شده است بارگذاری به‌طور عمودی به نحوی صورت گیرد که طی آن مشاهده شود آیا نمودار رفتاری حاصل شده با نمودار رفتاری مصالح بنایی نتیجه گرفته شده در بخش ۴ (شکل ۴) مطابق است یا اینکه مدل رفتاری ذکر شده قابل به‌کارگیری در روش اجزاء محدود نیست. از این رو نیروهای قائم به‌صورت بارافزون طوری به دیوار وارد شده‌اند که در آخرین گام با تقسیم بر سطح مؤثر بارگیر، بیشینه‌ی تنش قابل تحمل مصالح بنایی در نقاط بالایی دیوار فراهم شود.

$$\text{تنش گره‌های فوقانی} = \text{سطح بارگیر} / \text{نیرو} = 10.75 \text{ MPa}$$

کد نوشته شده در نرم‌افزار متلب، با توجه به ابعاد دیوار و تعداد المان‌های ۴ گره‌یی ۸ درجه آزادی انتخاب شده توسط کاربر، ماتریس سختی کشسان دیوار را تشکیل می‌دهد و بر این اساس تغییر مکان هر درجه آزادی را حساب می‌کند. سپس با ضرب تغییر مکان‌های به‌دست آمده در ماتریس تغییر مکان المان‌های ۴ گره‌یی ۸ درجه آزادی (ماتریس B)، کرنش را در ۴ نقطه‌ی گاوس به دست می‌دهد که این کرنش‌ها با ضرب در ماتریس مصالح تبدیل به تنش‌های حدس زده شده‌ی کشسان می‌شوند. در این وضعیت، نرم‌افزار بررسی می‌کند که آیا وضعیت تنش داخل سطح تسلیم قرار دارد یا خیر؛ اگر داخل سطح تسلیم باشد، تنش‌های داخلی را تبدیل به نیرو در گره‌ها می‌کند که در این صورت نیروهای داخلی با نیروهای خارجی برابر می‌شوند؛ در غیر این صورت، اگر تنش حدسی کشسان خارج از سطح تسلیم قرار گرفت، وارد زیر برنامه‌ی چارچوب چندصفحه‌یی که تئوری آن در بخش‌های پیشین کاملاً بررسی و براساس آن رفتار مصالح بنایی به خوبی پیش‌بینی شد، می‌شود و

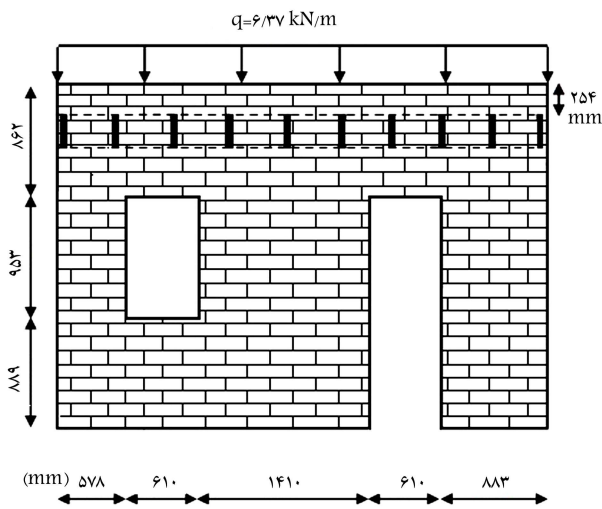


شکل ۱۰. الگوریتم برنامه‌ی تحلیل غیرخطی استاتیکی دیوارهای بنایی در پژوهش حاضر.



شکل ۱۱. دیوار بنایی تحت بار گذاری جانبی. [۱۹]

شکل ۱۳. نمودار بار- تغییر مکان دیوار بنایی شکل ۱۱ به منظور مقایسه‌ی تحلیل خطی و غیر خطی.

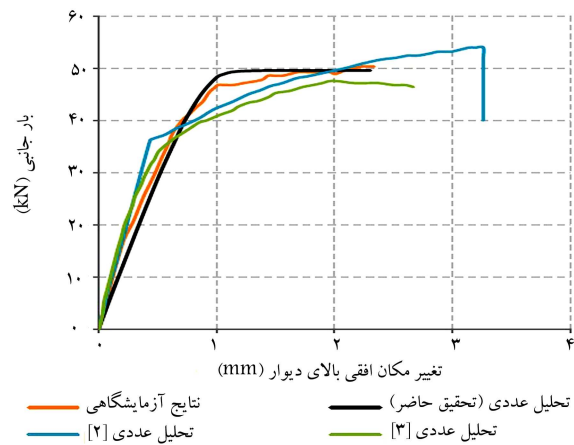


شکل ۱۴. دیوار بنایی با بازشو.

آزمایشگاهی به دست می‌دهد. به منظور نمایش و مقایسه‌ی دقیق‌تر چگونگی مدل‌سازی رفتار دیوار بنایی (شکل ۱۱) توسط مدل‌سازی‌های عددی مختلف و داده‌های آزمایشگاهی و همچنین مشاهده‌ی چگونگی پیشرفت رفتار دیوار بنایی مذکور در زیر برنامه‌ی چندصفحه‌ی و جداشدگی آن از نمودار به دست آمده از تحلیل خطی، قسمت ابتدایی شکل ۱۲ به صورت برجسته‌تر در شکل ۱۳ قابل مشاهده است.

۴.۵. تحلیل دیوار بنایی با بازشو تحت بار افقی با استفاده از روش اجزاء محدود

در بخش حاضر، یک ساختمان بنایی غیرمسلح که در ابعاد واقعی در برخی پژوهش‌ها، [۲۷، ۲۶] در آزمایشگاه بررسی شده است، انتخاب شد تا توسط نرم‌افزار ارائه شده در پژوهش حاضر که در زبان برنامه‌نویسی متلب نوشته شده است، بررسی و صحت و کارایی نرم‌افزار مذکور همان‌طور که در بخش‌های پیشین مورد مطالعه قرار گرفت، در این مثال خاص که دیوار بنایی با بازشو است، نیز بررسی شده است. شکل ۱۴، دیوار غربی نمونه‌ی مورد آزمایش را نشان می‌دهد که



شکل ۱۲. نمودار بار- تغییر مکان دیوار بنایی شکل ۱۱.

ارائه شده است. در تحلیل انجام شده نیز نرم‌افزار همان فرآیند طی شده در مثال قبل (بارگذاری قائم دیوار بنایی) را طی می‌کند. در بخش کنونی، برای حصول جواب‌های مورد اطمینان، دیوار با تعداد المان‌های بیشتری در هر دو جهت مدل‌سازی شده است. در این تحلیل، تعداد کل المان‌ها برای بررسی دیوار ۲۰۰ المان ۴ گره‌ی ۸ درجه آزادی، که در مجموع ۴۶۲ درجه آزادی فعال و غیرفعال دارد، در نظر گرفته شده است. در شکل ۱۳، نتایج حاصل از تحلیل دیوار مذکور توسط شاخه‌ی اصلی برنامه، توسط زیربرنامه‌ی خطی برنامه (با حذف زیربرنامه‌ی ورود به تصحیح‌گر خمیری) و توسط پژوهشگران پیشین نشان داده شده است. مقایسه‌ی بین نمودارهای تحلیلی این دیوار بیان نشان می‌دهد که روش چندصفحه‌ی با همبستگی قابل قبولی با نتایج آزمایشگاهی، رفتار این دیوار بنایی را مدل‌سازی کرده است.

همان‌طور که در قسمت انواع روش‌های مدل‌سازی مصالح بنایی اشاره شد، روش‌های ریز مدل‌سازی و درشت مدل‌سازی و روش‌های چندمقیاسی، هر یک به دلایلی مستلزم روابط‌سازی پیچیده و یا در نظر گرفتن فرض‌هایی که دقت تحلیل را پایین می‌آورند، هستند و این قضیه زمان مورد نیاز تحلیل را افزایش و دقت تحلیل و مدل‌سازی را کاهش می‌دهد. روش چندصفحه‌ی علاوه بر کاهش قابل توجه زمان تحلیل نسبت به نمونه‌ی کاملاً مشابه انجام شده در برخی پژوهش‌ها، [۲۰، ۱۸] همان‌طور که از نمودار به دست آمده از پژوهش با رافزون صورت گرفته در این مثال مشخص است، رفتار دقیق‌تر و مطابقت‌تری با داده‌های

۲۵۲۷ گره و ۴۹۲۶ درجه آزادی تشکیل و مدت زمان تحلیل ۳۰ دقیقه اندازه‌گیری شده است که در مقایسه با تحلیل‌های عددی پیش از این بسیار کاهش یافته است.^[۲۶]

۶. نتیجه‌گیری

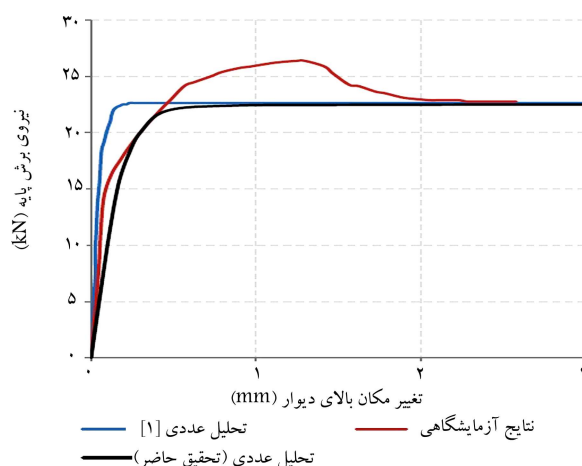
- از توافق و سازگاری مدل ارائه شده با نتایج آزمایشگاهی بر می‌آید که روش چندصفحه‌ای، قابلیت ارائه‌ی دقیق رفتار مصالح ناهمسانی چون بنایی را دارد.
- با توجه به قدرت بالای نظریه‌ی چندصفحه‌ای در پیش‌بینی رفتار مصالح نامتجانسی چون مصالح بتنی از طریق مدل‌سازی رفتار این‌گونه مواد بر روی چند صفحه، به سادگی از روابط‌سازی پیچیده‌ی ریزمدل‌سازی و دقت پایین و از دست رفتن مدل دقیق رفتاری مصالح بتنی در درشت مدل‌سازی اجتناب شده است.
- همان‌طور که در شکل‌های ۴ و ۵ مشاهده می‌شود، چارچوب چندصفحه‌ای با در نظر گرفتن رفتار خمیری در جهات مختلف و تجمیع آثار صفحات مذکور با استفاده از انتقال‌گیری عددی، رفتار مصالح نامتجانسی چون مصالح بتنی را به خوبی پیش‌بینی می‌کند.
- زمان انجام آنالیز به علت ساده‌سازی روش چندصفحه‌ای مناسب بسیار کاهش یافته است، به طوری که زمان تحلیل دیوار نمونه که در برخی مطالعات،^[۱۹] نیز تحلیل شده است، به شدت کاهش و در عین حال دقت مدل‌سازی تا حدودی افزایش یافته است.
- روش چندصفحه‌ای قابلیت مدل‌سازی رفتار انواع مصالح بتنی اعم از سنگ، آجر، و خشت و ... را دارد و در صورت صحت‌سنجی جهت یافتن فراسنج‌های مناسب جهت تولید رفتار مصالح بتنی، قادر به تحلیل انواع دیوارهای با مصالح بتنی خواهد بود.

پانویس‌ها

1. disturbed state concept
2. HISS
3. stack bond pillars
4. Mohr-Columb
5. MATLAB

منابع (References)

1. Akhaveissy, A.H. "Finite element nonlinear analysis of high-rise unreinforced masonry building", *Latin American Journal of Solids and Structures*, **9**(5), pp. 1-22 (2012).
2. Chaimoon, K. and Attard, M.M. "Experimental and numerical investigation of masonry under three-point bend-



شکل ۱۵. نمودار نیروی برشی پایه - تغییر مکان بالای دیوار با بارش در شکل ۱۲.

جان پناه هر دو دیوار غربی و شرقی به اندازه‌ی ۲۵۴ میلی‌متر و ضخامت دیوار نیز ۱۹۰ میلی‌متر است. بار ثقلی به اندازه‌ی $۲/۴ \left(\frac{KN}{m^2} \right)$ به دپافراگمی که ابعادش $۴۰۹۱(mm) \times ۵۶۱۰(mm)$ است، وارد می‌شود. ۱۰ عدد تکه چوب به دیوار اضافه شده است، تا بارهای ثقلی را به دیوارهای غربی و شرقی انتقال دهند. بنابراین بار ثقلی وارد بر هر دیوار به اندازه‌ی $۶/۳۷ \left(\frac{KN}{m} \right)$ است. در پژوهشی در سال ۲۰۱۲^[۲۱] نیز دیوار ذکر شده با المان‌های ماکرو ۲ گره‌ای و تبدیل دیوار به قابی معادل با ۹ درجه آزادی بررسی شده است که نتایج پژوهش مذکور و پژوهش حاضر و نتیجه‌ی برخی مطالعات آزمایشگاهی^[۲۶] در شکل ۱۵ با یکدیگر مقایسه شده‌اند. برای تحلیل این دیوار با بارش، برنامه‌ی مجزا که از المان‌های ۸ گره‌ای (سرنیپیتی) استفاده می‌کند، نوشته شده است که در آن ماتریس سختی کشسان دیوار از سرهم‌بندی درایه‌های ماتریس سختی المان ۸ گره‌ای و با توجه به ابعاد دیوار مورد نظر حاصل شده است و در مجموع از ۷۲۰ المان ۸ گره‌ای با

ing (in-plane)", *Engineering Structures*, **31**(1), pp. 103-112 (2009).

3. Kaushic, H.B., and Rai, D.C. and Jain, S.K. "Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression", *Journal of Material in Civil Engineering*, **19**(9), pp. 728-739 (2007).
4. Kaushic, H.B., Rai, D.C. and Jain, S.K. "Uniaxial compressive stress-strain model for clay brick masonry", *Current Science*, **92**(4), pp. 497-501 (2007).
5. Tenna-Colunga, A., Juarez-Angeles, A. and Salinas-Vallejo, V.H. "Cyclic behavior of combined and confined masonry walls", *Engineering Structures*, **31**(1), pp. 240-259 (2009).
6. Vasconcelos, G. and Lourenco, P.B. "Experimental characterization of stone masonry in shear and compression", *Construction and Building Materials*, **23**(11), pp. 3337-3345 (2009).

7. Akhaveissy, A.H. and Milani, G. "Pushover analysis of large scale unreinforced masonry structures by means of a fully 2D non-linear model", *Construction and Building Materials*, **41**, pp. 276-295 (2013).
8. Milani, G., Lourenco, P. and Tralli, A. "3D homogenized limit analysis of masonry building under horizontal loads", *Engineering Structures*, **29**(11), pp. 3134-3148 (2007).
9. Cecchi, A. and Milani, G. "A kinematic fe limite analysis model fot thick english bond masonry walls", *International Journal of Solids and Structures*, **45**(5), pp. 1302-1331 (2008).
10. Milani, G., Lourenco, P. and Tralli, A. "Homogenised limit analysis of masonry walls, part i: Failure surfaces", *Computers and Structures*, **84**(3-4), pp. 166-180 (2006).
11. Milani, G., Miani, E. and Tralli, A. "Approximate limit analysis of full scale FRP-reinforced masonry buildings through a 3D homogenized fe package", *Composite Structures*, **92**(4), pp. 918-935 (2010).
12. Milani, G. "Simple homogenization model for the non-linear analysis of in-plane loaded masonry walls", *Computers and Structures*, **89**(17-18), pp. 1586-1601 (2011).
13. Gabor, A., Ferrier, E., Jacquelin, E. and Hamelin, P. "Analysis and modeling of the in-plane shear behavior of hollow brick masonry panels", *Construction and Building Materials*, **20**(5), pp. 308-321 (2006).
14. Lopez, J., Oller, S., Onate, E. and Lubliner, J. "A homogeneous constitutive model for masonry", *Int. J. Meth. Engng.*, **46**(10), pp. 1651-1671 (1999).
15. Park, J., Towashiraporn, P., Craig, J.I. and Goodno, B.J. "Seismic fragility analysis of low-rise reinforced masonry structures", *Engineering Structures*, **31**(1), pp.125-137 (2009).
16. Rotta, M., Penna, A. and Magenes, G. "A methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings based on stochastic nonlinear analyses", *Engineering Structures*, **32**(5), pp. 1312-1323 (2010).
17. Sadrnezhad, S.A. "Numerical evaluation of non-homogeneity and anistropy due to joints in rock media", *International Journal of Civil Engineering*, **4**(2), pp. 120-135 (2006).
18. Drougkas, A., Roca, P. and Molins, C. "Non-linear micro-mechanical analysis of masonry periodic unit cells", *International Journal of Solids and Structures*, **80**, pp. 193-211 (2015).
19. Akhaveissy, A.H. "Lateral strength force of URM structures based on a constitutive model for interface element", *Latin American Journal of Solids and Structures*, **8**(4), pp. 445-461 (2011).
20. Lourenco, P.B. "Computational strategies for masonry structures", Thesis Delft University of Technology, Delft University Press (1996).
21. Ghadrnan, M., Sadrnezhad, S.A. and Shaghghi, T. "Numerical evaluation of geomaterials behavior upon multi-plane damage model", *Computers and Geotechnics*, **68**, pp. 1-7 (2015).
22. Akhaveissy, A.H. and Desai, C.S. "Application of the DSC model for nonlinear analysis of reinforced concrete frames", *Finite Elements in Analysis and Design*, **50**, pp. 98-107 (2012).
23. Akhaveissy, A.H. and Milani, G. "A numerical model for the analysis of masonry walls in-Plane loaded and strengthed with steel bars", *International Journal of Mechanical Sciences*, **72**, pp. 13-27 (2013).
24. Galavi, V., "A multilaminate model for structured clay incorporating inherent anisotropy and strin softening", PhD Thesis, TU Graz, Austria (2007).
25. Shariq, M., Abbas, H., Irtaza, H. and Qamaruddin, M. "Influence of openings on seismic performance of masonry building walls", *Building and Environment*, **43**(7), pp. 1232-1240 (2008).
26. Paquette, J. and Bruneau, M. "Pseudo-dynamic testing of unreinforced masonry building with flexible diaphragm", *13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada*, Paper 2609 (2004).
27. Paquette, J. and Bruneau, M. "Pseudo-dynamic testing of unreinforced masonry building with flexible diaphragm and comparison with existing procedures", *Construction and Building Materials*, **20**(4), pp. 220-228 (2006).