

DOI: 10.48303/bese.2024.2024805.1152

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده

تست‌های آزمایشگاهی بنایی فرآیندی دشوار، پرهزینه و زمان‌بر، شامل استفاده از امکانات گسترده و تعداد قابل توجهی نمونه برای دستیابی به نتایج معرف است. برعکس، شبیه‌سازی‌های کامپیوتری ابزارهای عملی هستند که با تعداد حداقلی ریزآزمایش جهت کالیبراسیون، این معایب را حذف کرده و از طرفی جزئیات بیشتری نسبت به نتایج آزمایشگاهی که صرفاً در نواحی مرزی استخراج می‌شوند به تحلیلگر می‌دهد. با توجه به نواقص روش‌های معمول تعیین مقاومت فشاری بنایی آجری موجود نظیر استخراج منشور بنایی یا استفاده از جک مسطح، در کار حاضر یک امکان نمونه‌برداری با حداقل دست‌خوردگی در این سازه‌ها (تست مغزه) که اخیراً معرفی شده با نمونه‌های استاندارد (منشور بنایی) به صورت عددی و تحلیلی مقایسه می‌گردد. به همین منظور ریزمدل‌سازی سه‌بعدی با عناصر محدود پیوسته و دو مدل ساختاری پلاستیک-خرابی (CDP) و مدل بر مبنای تجزیه زاویه‌ای فضا (شامل روش‌های ریزصفحه و چندصفحه-لزوم بررسی وضعیت تنش در تعداد صفحاتی بیشتر از بعد مسئله، به دلیل رفتار ناهمسان مصالح شبه ترد)، برای شبیه‌سازی رفتار بنایی و مقایسه ریزبینانه‌تر این تفاوت‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. مدل عددی اخیر ابتدا در یک نقطه تنش با استفاده از تعدادی پارامترهای آزمایشگاهی کالیبره شده و سپس هر دو مدل برای بررسی رفتار منشور، مغزه و نهایتاً دیوار بنایی مورد استفاده قرار می‌گیرد. نتایج به دست آمده دقت و قابلیت این مدل عددی و کاربردی بودن تست فشار مغزه در بررسی رفتار سازه بنایی را نشان می‌دهد.

واژگان کلیدی: مغزه بنایی، ریزمدل‌سازی، اثر اتساع، مدل بر مبنای تجزیه زاویه‌ای فضا، مدل CDP.

مطالعه عددی روش تست فشار مغزه در ساختمان بنایی موجود به وسیله مدل تجزیه زاویه‌ای فضا

حمید توانایی فر (نویسنده مسئول)

دانش‌آموخته دکتری سازه، دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی

عمران، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران،

Hamidtavanaei@gmail.com

امیر هوشنگ اخویسی

دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه رازی،

کرمانشاه، ایران

۱- مقدمه

مقاومت واحد و نوع ملات مورد استفاده، پیشنهاد می‌کنند. دومین روش پذیرفته شده در استانداردها، آزمایش تجربی منشور بنایی با چیدمان انباشته^۱ و دیوارک بنایی با چیدمان کشنده^۲ تحت فشار تک‌محوری است:

- تست فشار دیوارک بنایی: استاندارد اروپایی EN 1052-1 (CEN, 1998)، استفاده از دیوارهای کوچک در حال اجرا با محدودیت‌های هندسی خاص را تجویز می‌کند (شکل ۱-الف). این نمونه‌ها قرار است با در نظر گرفتن تأثیر درزهای ملات قائم، برآورد قابل قبولی از مقاومت فشاری را

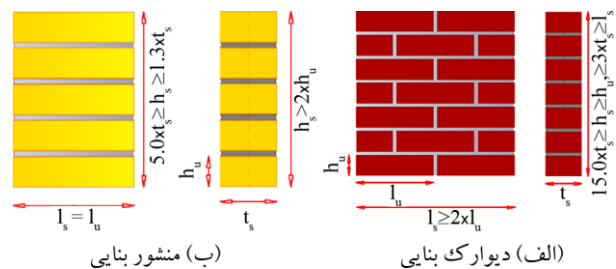
به دلیل تغییر در ضوابط طراحی و کاربری‌ها، ساختمان‌های بنایی اغلب به ارزیابی مجدد سازه و در نهایت به مداخلات مقاوم‌سازی احتمالی نیاز دارند. در این زمینه، مقاومت فشاری واحد بنایی نقش مهمی در ارزیابی ظرفیت ساختمان‌های بنایی در برابر بار عمودی و اثرات بار عمودی ناشی از بار افقی دارد.

اکثر استانداردهای طراحی نظیر EN 1052-1 (European EN 1052-1) [CEN], 1998) یا ASTM (Committee for Standardization [CEN], 1998) به عنوان ساده‌ترین (ASTM International, 2009) C1314-09 روش، فرمول‌های تجربی یا جدولی از مقاومت بنایی بر اساس

هنگامی که میدان تنش فشاری به دلیل کیفیت پایین مصالح بنایی یا به دلیل عملیات برش به خوبی توزیع نشده باشد، نتایج آزمایش‌های جک مسطح می‌تواند تا حد زیادی متغیر باشد (Binda & Tiraboschi, 1999). در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰- تجدیدنظر اول) به دو روش استخراج منشور بنایی و استفاده از جک مسطح اشاره شده است. یک روش جایگزین استخراج نمونه‌های کوچک به منظور حداقل دست‌خوردگی در این سازه‌هاست. استفاده از مغزه‌های با قطر کوچک، پتانسیل زیادی برای ارزیابی خواص بنایی آجری دارد که اخیراً توسط تعدادی از محققین مورد توجه قرار گرفته است (Pelà et al., 2016; Jafari et al., 2019). در این پژوهش‌ها تست‌های کنترل- فشار روی دیوارک یا منشور بنایی (به‌عنوان نمونه شاهد) را جهت تأیید این تست در نظر گرفته‌اند. آیین‌نامه (Union Internationale des Chemins de fer [UIC], 1995) یک روش جهت انجام تست فشار روی مغزه‌های با قطر ۱۵۰ میلی‌متر شامل دو بند ملات افقی و یک بند ملات قائم در مرکز مقطع پیشنهاد می‌کند. این استاندارد حداقل سه نمونه را از هر نوع دیوار بنایی جهت تست لازم می‌داند، و توصیه می‌کند در صورت امکان از نتایج شش تست استفاده شود. پلا و همکاران (Pelà et al., 2016) مغزه‌هایی با هندسه مطابق با استاندارد UIC (1995) را در نظر گرفتند. در این پژوهش از یک کلاهک بتنی جهت اعمال بار استفاده شده و نتایج حاصله تطابق خوبی با تست نمونه‌های شاهد داشت؛ اما همان‌طور که می‌دانیم مقادیر اخذ شده از آزمایشگاه صرفاً مقادیر متوسط تنش یا کرنش در مرزها بوده و به دلیل محدودیت‌های آزمایشگاهی، قادر به مشاهده توزیع واقعی تنش‌ها و کرنش‌ها نیستیم. یکی از روش‌های رهایی از محدودیت‌های آزمایشگاهی، استفاده از مدل‌های عددی با دقت قابل قبول است. در کار حاضر رفتار مغزه‌های تحت تست فشار و نمونه شاهد (منشور بنایی) به صورت عددی مورد بررسی ریزینانه قرار می‌گیرد. با توجه به تفاوت در مدول الاستیسیته، ضریب پواسون و ضخامت دو مصالح آجر و ملات در بنایی، تلاش‌های متعددی برای شبیه‌سازی رفتار فشاری بنایی با استفاده

ارائه دهند. علاوه بر این، آنها به اندازه کافی لاغر (از نظر ضخامت) هستند که مرکز نمونه را از تأثیر اثرات محصور شدن سه‌بعدی احتمالی ناشی از تماس بین نمونه و صفحات پرس، دور نگه دارند.

- تست منشور بنایی: استاندارد (ASTM, 2009) امکان آزمایش منشورهای با چیدمان انباشته ساده‌تری را که از تعداد کافی واحد مصالح بنایی تشکیل شده، پیشنهاد می‌کند. این استاندارد نسبت ارتفاع به ضخامت توصیه شده منشورها را مطابق (شکل ۱- ب) مشخص می‌کند.



شکل (۱): نمونه‌های بنایی برای تست مقاومت فشاری (Segura et al., 2018).

هرچند اثر طول به ضخامت هنوز در اکثر استانداردها وارد نشده، ولی در برخی تحقیقات اثر این نسبت بررسی و بر اهمیت در نظر گرفتن اثر آن تأکید شده است (Hassanli, 2019). دو آزمایش ذکر شده، اغلب برای سازه‌های جدید طراحی شده و لذا امکان استفاده از آنها برای سازه‌های موجود (عدم امکان استخراج چند نمونه متوالی منشور یا دیوارک بنایی) با توجه به قدیمی بودن این سازه‌ها و سعی در حداقل دست‌خوردگی آنها، وجود ندارد. از طرفی آزمایش جک مسطح^۳ نسبت به تست‌های آزمایشگاهی تخریب کمتری دارد، اما فقط نتایج آن در دامنه الاستیک بنایی را قابل استفاده بوده و قادر به ارائه جزئیاتی در مورد مقاومت فشاری و همچنین رفتار نرم شدن پس از بیشینه نیست. برای مقدار کم سربار به دلیل چالش‌های فنی در طول اجرای آزمایش، می‌توان انتظار داشت که به جای تحت فشار قرار دادن بخش بنایی بین دو جک تخت، نواحی اطراف آن دچار بلندشدگی شوند. بنابراین دامنه کاربرد تست جک مسطح فقط به دیوارهایی با مقدار بالای سربار محدود می‌شود. همچنین

در مرجع (Aref & Dolatshahi, 2013) اظهار می‌شود، زمانی که رفتار آجر الاستوپلاستیک در نظر گرفته شود، نیازی به در نظر گرفتن کلاهک فشاری برای ملات در بنایی‌های تحت فشار، نیست. اما در مرجع (Drougkas et al., 2015) با توجه به مشاهدات متعدد آزمایشگاهی، در خصوص منشورهای بنایی و با چیدمان‌های مختلف، پیشنهاد می‌گردد با توجه به خرابی ملات در مقاومتی بالاتر از مقاومت فشاری تک‌محوری، رفتار ملات به صورت محصور شده شدید (با افزایش مقاومت و شکل پذیری) در نظر گرفته شود. در جدول (۱) انواع روش‌های مدل‌سازی بنایی آجری لیست شده و مزیت‌ها، نقاط ضعف و همچنین دامنه کاربرد هر کدام ذکر شده است.

از مدل‌های سه‌بعدی با اهداف و نتایج متفاوت انجام شده است. این رفتار که تحت تأثیر اندرکنش واحدها و ملات است، همان‌طور که مدل‌های تحلیلی نشان داده‌اند (Hilsdorf, 1972)، ممکن است به شدت تحت تأثیر اثرات خارج صفحه قرار گیرد. در مراجع مختلف تفاوت بین تنش صفحه، کرنش صفحه تعمیم یافته و مدل‌سازی سه‌بعدی بنایی از نظر مقاومت، مدول الاستیسیته و توزیع تنش مورد بحث قرار گرفته و به نقاط ضعف کلی مدل‌های صفحه‌ای در بازتولید دقیق رفتار دیواره‌های تک و چندلایه در تجزیه و تحلیل‌های عددی اشاره شده و بر لزوم در نظر گرفتن اثرات سه‌بعدی تأکید شده است (Anthoine, 1997; Milani et al., 2007).

جدول (۱): مزایا و معایب و دامنه کاربرد انواع مدل‌سازی در سازه بنایی.

شیوه مدل‌سازی	مزایا و موارد کاربرد	نواقص
المان معادل یا المان درشت ^۴	استفاده از یک المان خریا، تیر، صفحه یا پوسته به جای یک پانل یا دیوار بنایی	<ul style="list-style-type: none"> عدم ارائه اطلاع در خصوص مود گسیختگی محدود به دیوارها و ساختمان‌های منظم (Shrestha et al., 2020) عدم امکان لحاظ نحوه چیدمان آجر عدم توجه به ریزساختار که عامل اصلی اثر سازه است (Alam et al., 2020)
درشت مدل‌سازی ^۵	<ul style="list-style-type: none"> استخراج رابطه بین تنش و کرنش متوسط برای یک سلول واحد بر مبنای خواص اجزا و چیدمان آجرها از طریق: <ul style="list-style-type: none"> تکنیک همگن‌سازی اجرای آزمایش بر پانل بنایی (Lourenço et al., 1998) روش‌های ساده‌سازی شده مهندسی (Pietruszczak & Niu, 1992) یا روش‌های بر مبنای شبکه عصبی (Koocheki & Pietruszczak, 2023) مدل‌های با قابلیت کالیبره شدن در سطح نقطه تنش (Akhavessy & Desai, 2011) 	<ul style="list-style-type: none"> عدم لحاظ ناهمسانی کامل در مدل به دلیل وجود درزهای ملات هزینه آزمایشگاهی بالا و نیازمند ۱۶ پارامتر جهت کالیبره کردن رفتار ارتوتروپ برای هر نوع مصالح (Lourenço et al., 1998) تأثیر گذاری مود گسیختگی یا نحوه ترک خوردگی بر مرحله نرم‌شوندگی (مقدار مقاومت پسماند و انرژی تلف شده بر روی باز توزیع تنش‌ها برای یک دیوار تأثیر گذار است (Massart et al., 2005)) عدم امکان لحاظ نحوه چیدمان آجر عدم توجه به ریزساختار که عامل اصلی اثر سازه است (Alam et al., 2020)
ریز مدل‌سازی المان مجزا ^۶	دقیق‌ترین روش	<ul style="list-style-type: none"> زمان و هزینه بسیار بالا در مرحله مدل‌سازی، تحلیل و بررسی نتایج به دلیل تعداد زیاد درجات آزادی نیاز به داده‌های آزمایشگاهی که به سادگی قابل استخراج نیست. حساسیت به اندازه قطعات تشکیل دهنده اجزاء (Sarhosis & Lemos, 2018) محدود به نمونه‌های آزمایشگاهی کوچک (Pulatsu et al., 2019)
پر جزئیات (آجر + ملات) + المان رابط ^۷ (Drougkas et al., 2015)	دقت بالا و نزدیک به واقعیت	<ul style="list-style-type: none"> زمان و هزینه بالا در مرحله مدل‌سازی، تحلیل و بررسی نتایج به دلیل تعداد زیاد درجات آزادی نیاز به داده‌های آزمایشگاهی که به سادگی قابل استخراج نیست. محدود به نمونه‌های آزمایشگاهی کوچک

ادامه جدول (۱).

شيوه مدل سازی	مزایا و موارد کاربرد	نواقص
ساده شده (آجر + المان رابط) ^۸ (Aref & (Dolatshahi, 2013)	دقت قابل قبول	• توسعه ناهمگون تنش در محل المان رابط • اثر گذاری روی گسیختگی درز و ظرفیت باربری به دلیل تغییر ابعاد آجر و در نتیجه نسبت ابعاد آن
پیوسته (آجر + ملات) ^۹ (Tavanaeifar & (Akhaveissy, 2023)	دقت قابل قبول سادگی مدل سازی و مش بندی	• در نظر گرفتن مشخصات کششی و برشی ملات برابر با کمترین مشخصات اتصال آجر-ملات با توجه حذف المان رابط (-Shieh- (Beygi & Pietruszczak, 2008)

در یک منطقه آسیب دیده بزرگ تر، اما هنوز محدود (نسبت به کل دیوار) رخ داده و علاوه بر ترک های شکافت طولی، ممکن است تغییر شکل برشی موضعی نیز رخ دهد.

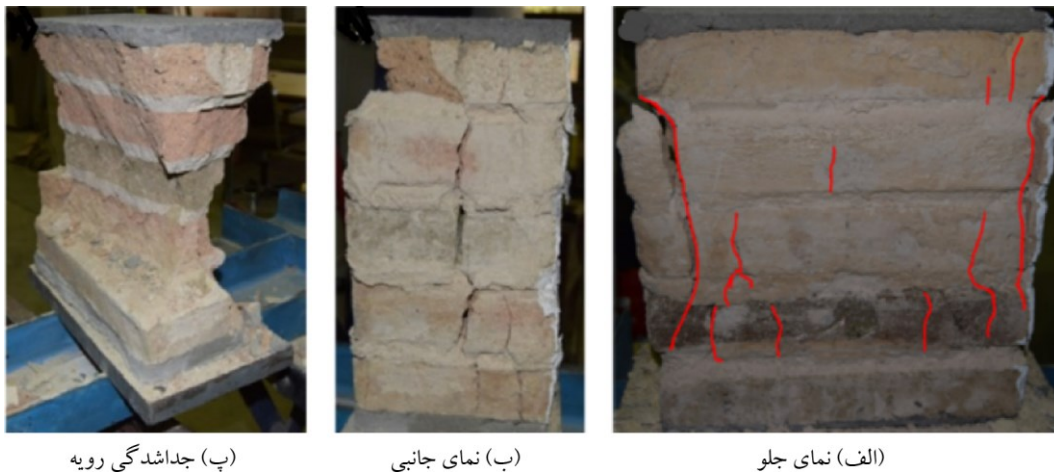
۱-۲- رفتار بنایی در فشار

معمولاً مصالح سازه های بنایی، واحدها سخت تر از ملات بوده و این تفاوت در بنایی های قدیمی مشهودتر است. وقتی سازه مصالح بنایی به صورت تک محوره تحت فشار قرار می گیرد ملات بندهای افقی، به علت سختی کمتر، تمایل بیشتری دارد به صورت جانبی منبسط شود. سختی بیشتر واحدها مانع از انبساط جانبی ملات شده و آن را محصور می کند. در نتیجه واحدها در وضعیت تنش تک یا دو محوره کششی در صفحه موازی با بندهای افقی قرار می گیرند. بر این اساس، گسیختگی فشاری تک محوری بنایی با ترک خوردگی قائم در میان واحدها، شروع می شود. بسیاری از تست های فشاری تک محوره نشان می دهد که مقاومت فشاری بنایی بزرگ تر از مقاومت ملات بوده و دلیل آن محصورشدگی ملات است. شکست منشور با پوسته شدن مواد آجری بر روی وجوه پهن منشور در حدود ۸۵ درصد بار نهایی همراه است. ترک های قابل مشاهده در نقاط تصادفی در امتداد ارتفاع وجه باریک منشورها در حدود ۹۰ درصد بار نهایی آغاز می شود و درست زمانی که به بار نهایی رسیده اند این ترک ها به سرعت به سمت بالا یا پایین صفحه پخش می شوند. خرابی منشور به طور کلی با شکافتن عمودی به پایین وجه باریک همراه است (McNary & Abrams, 1985). برای برخی نمونه ها بعد از گسیختگی، آن چیزی که از منشور باقی می ماند به شکل ساعت شنی است (Segura et al., 2018) (شکل ۲).

با توجه به مزایای روش های ریز مدل و مقایسه آنها از نظر سادگی مدل سازی و تحلیل، در کار حاضر روش ریز مدل پیوسته (آجر + ملات) جهت بررسی رفتار مصالح بنایی تحت فشار استفاده می گردد. برای این منظور از دو مدل عددی (مدل پلاستیک- زوال و مدل بر مبنای تجزیه زاویه ای فضا) جهت شبیه سازی رفتار مغزه ها در قالب ریز مدل سازی استفاده می شود. با توجه به ضرورت استفاده از یک مدل سه بعدی قوی و در عین حال ساده، در تحقیق حاضر از مفاهیم ارائه شده در مرجع (Tavanaeifar & Akhaveissy, 2023) جهت بررسی رفتار مغزه و منشور بنایی تحت فشار استفاده می شود که به مدل چند صفحه معروف است. در واقع در این مدل به جای بررسی رفتار مصالح در سه صفحه مستقل (در فضای سه بعدی)، با توجه به رفتار شدیداً ناهمسان خصوصاً پس از ترک خوردگی مصالح شبه ترد، در تعداد بیشتری صفحه (در اینجا ۶۶ صفحه) بررسی می شود. در مرجع مذکور صرفاً محصورشدگی ملات لحاظ شده و در کار حاضر، مدل مذکور برای محصورشدگی کششی آجر ارتقاء یافته و همچنین برای کنترل دقیق تر توسعه کرنش ها، از تجزیه حجمی- انحرافی مطابق با مرجع (Ghadrdan et al., 2015) استفاده می شود.

۲- رفتار بنایی در فشار

شکست فشاری به دلیل تغییر شکل های جانبی، پیچیده تر از شکست کششی است. تغییر شکل های جانبی مربوط به ترک های شکافت توزیع شده طولی است که در طی روند خرابی ایجاد شده و گسترش می یابند؛ در حالی که شکست کششی معمولاً در یک منطقه موضعی نسبتاً باریک اتفاق می افتد، شکست فشاری

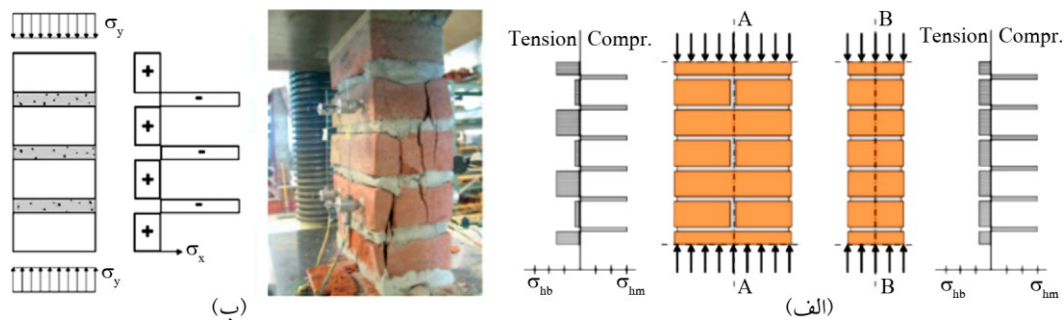


(پ) جداشدگی رویه

(ب) نمای جانبی

(الف) نمای جلو

شکل (۲): منشورهای با چیدمان انباشته بعد از گسیختگی (Segura et al., 2018).



شکل (۳): (الف) وضعیت تنش‌ها در واحد و ملات (Vermeltfoort et al., 2007) و (ب) توزیع تنش عرضی طبق فرضیه هیلسدورف در دیوارک (A) و منشور (B) (Benedetti & Tarozzi, 2022).

عبارت زیر را در نظر می‌گیرید:

$$F_k = k f_b^\alpha f_m^\beta \quad (1)$$

که در آن f_b و f_m به ترتیب مقاومت فشاری متوسط واحدها و ملات هستند. α ، β و k ضرایبی هستند که با توجه به نوع مصالح تعیین شده و برای واحد بنایی توپر رسی به ترتیب برابر با 0.7 ، 0.3 و 0.55 می‌باشد.

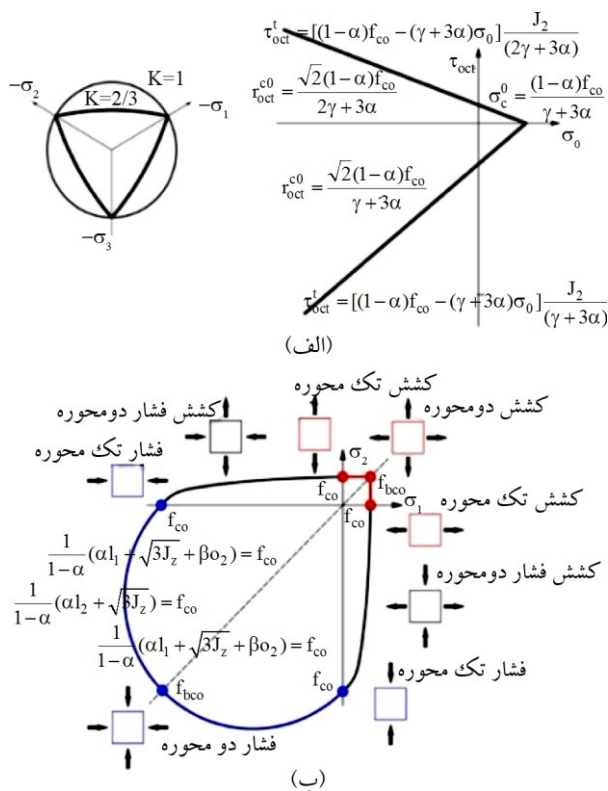
هیلسدورف شاید اولین ضابطه گسیختگی تئوریک را برای بنایی تحت فشار تک‌محوری بر اساس خواص مقاومتی اجزای بنایی ارائه کرد. او فرض کرد که ملات بند افقی تحت وضعیت فشار سه‌محوری قرار دارد، درحالی‌که واحدها تحت فشار عمودی و کشش افقی هستند و توزیع تنش یکنواخت است (شکل ۳). این توزیع یکنواخت، تعادل تنش را در لبه‌ها تأمین نمی‌کند (Molins Borrell, 1996)؛ اما مدل‌های تحلیلی با استفاده از تعدادی فرض‌های ساده کننده استخراج می‌شود. این

۲-۲- روش‌های تحلیلی تعیین مقاومت فشاری تک‌محوری

ارزیابی مقاومت فشاری تک‌محوری بنایی یک هدف مهم برای محققان بوده است (Kaushik et al., 2007). مطالعات و پژوهش‌های محققان طی چند دهه اخیر در زمینه تعیین مقاومت نهایی فشاری تک‌محوره سازه‌های بنایی، منجر به ارائه روابط تجربی شده که تعدادی از این روابط در استانداردهایی نظیر یورو کد ۶ (European Committee for Standardization [CEN], 1995) ارائه شده است.

به‌طور کلی این فرمول‌ها، مقاومت فشاری بنایی بر اساس خواص مکانیکی آجر و ملات، با لحاظ چیدمان هندسی‌شان (ضخامت بند افقی)، را ارائه می‌کند. برای مثال، جهت محاسبه مقاومت فشاری مشخصه بنایی (f_k) در فقدان نتایج آزمایشگاهی و برای ضخامت بند افقی بین 10 تا 15 میلی‌متر، استاندارد یورو کد ۶ (European Committee for Standardization [CEN], 1995)،

صفحه ۱۳ ارائه شده در مرجع (Tavanaeifar & Akhaveissy, 2023) که بر مبنای انرژی شکست و قادر به لحاظ محصورشدگی سه محوره ملات است، برای منظور کردن کشش دو محوره در آجر ارتقاء می‌یابد. گسیختگی کششی آجر عامل اصلی گسیختگی بنایی آجری تحت فشار است. سطح تسلیم استفاده شده در این مطالعه مدل آسیب-پلاستیک، مبتنی بر مرجع (Lee, 1998) است که در نرم‌افزار آباکوس نیز به کارگیری شده است (شکل ۴). سطح تسلیم در مدل چند صفحه (فضای تنش محلی^{۱۴}) متشکل از سه صفحه متقاطع شامل یک ضابطه مورکلمب غیرخطی و دو قطع کننده (کلاهمک خطی) برای کشش و فشار است (شکل ۵). در اینجا لازم است به این نکته اشاره شود که سایر ریزمدل‌های مبتنی بر سطح تسلیم مور-کلمب، اثر تنش اصلی میانه در فضای سه‌بعدی را در نظر نمی‌گیرند و در نتیجه قادر به لحاظ صحیح محصورشدگی نیستند، اما در مدل چند صفحه این اثر به صورت ضمنی اعمال می‌شود.



شکل (۴): (الف) تابع تسلیم مدل ساختاری CDP در صفحه انحرافی (سمت چپ) و صفحه نصف‌النهاری (سمت راست) و (ب) سطح تسلیم در صفحه σ_1 - σ_2 ($\sigma_3 = 0.0$).

ساده‌سازی‌ها دقت و محدوده کاربرد این مدل‌ها را محدود می‌کند. لذا تنها می‌توان انتظار ارائه نتایج کلی و تقریبی از این مدل‌ها داشت. از طرفی برای بررسی رفتار دقیق مصالح بنایی تحت بارهای فشاری و توزیع تنش‌ها در ملات و آجر، ناچار به استفاده از مدل‌های عددی هستیم، زیرا داده‌های آزمایشگاهی صرفاً در نواحی مرزی استخراج شده و در نتیجه تنش و کرنش متوسط را نمایش می‌دهد. از طرف دیگر مدل‌های تحلیلی (به دلیل نیاز به پارامترهای متعدد) و نتایج آزمایشگاهی (به دلیل هزینه و زمان زیاد برای استخراج نتایج) محدود به نمونه‌های کوچک هستند، لذا در ادامه بررسی رفتار مصالح بنایی تحت بارهای فشاری از مدل‌های عددی استفاده می‌شود.

۳-۲- روش مدل‌سازی

در این قسمت از دو مدل عددی، یکی مدل آسیب-پلاستیک^{۱۰} و دیگری مدل بر مبنای مفهوم تجزیه زاویه‌ای فضای^{۱۱} استفاده می‌شود. در حل مسائل غیرخطی، رفتار مکانیکی به شدت وابسته به مسیر و تاریخچه تنش و کرنش است. این شرایط مؤید این مطلب است که تعریف مؤلفه‌های تنش در مختصات متعامد سه‌محوری، نمی‌تواند تغییرات تاریخچه واقعی در طول بارگذاری را منعکس کند. مدل‌های پیوستار مبتنی بر نامتغیرها^{۱۲}، قادر به ذخیره و لحاظ داده‌های وابسته به جهت در اطراف یک نقطه مادی نیستند، در حالی که مدل‌های بر مبنای مفهوم تجزیه زاویه‌ای فضای، خواص وابسته به جهت یک نقطه مادی را به صورت ذاتی، در نظر می‌گیرند (Ghadrdan et al., 2015). در دهه‌های اخیر تعداد زیادی از مدل‌های ساختاری بر مبنای مفهوم تجزیه زاویه‌ای فضای توسعه یافته است (Ghadrdan et al., 2015). دو نوع مهم از این نوع مدل‌ها عبارتند از تئوری‌های ریزصفحه و چندصفحه‌ای که در اولی قید حرکتی (کرنش در مقیاس درشت به مقیاس ریز تصویر می‌شود تا تنش‌های ریزصفحه محاسبه گردد) و در دومی قید استاتیکی (تنش در مقیاس درشت به مقیاس ریز تصویر می‌شود تا کرنش‌های خمیری محاسبه گردد) لحاظ می‌شود. در کار حاضر مدل چند

که در آن Ω سطح یک کره به شعاع واحد است. همچنین σ_v و σ_D مؤلفه‌های حجمی و انحرافی تنش نرمال روی هر صفحه نمونه است.

۳- کالیبره کردن و اعتبارسنجی مدل

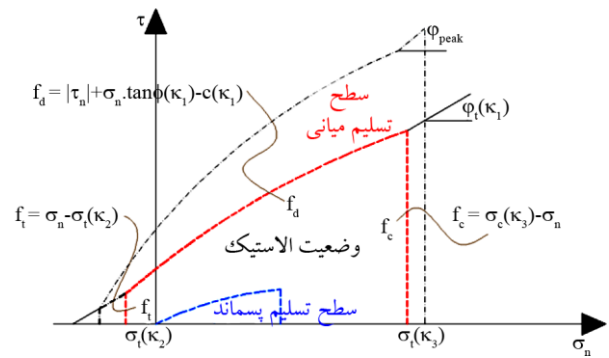
به‌طور کلی، رویکرد مورد استفاده برای مطالعه مدل‌های مواد را می‌توان با سه مرحله مشخص کرد (Vorel et al., 2021):

- کالیبراسیون^{۱۶} پارامترهای هر مدل بر اساس مجموعه محدودی از داده‌ها که معمولاً در دسترس هستند کالیبره می‌شوند.

- صحت‌سنجی (راستی‌آزمایی)^{۱۷} صحت‌سنجی باید مقایسه نتایج حاصل از مش‌های مختلف المان محدود، طول گام بارگذاری و روش‌های مختلف نمو-تکرار را پوشش دهد. با توجه به اینکه نمو کوچک‌تر به دلیل افزایش تعداد تکرارها، لزوماً به معنای زمان محاسبات کمتر نیست، در تحقیق حاضر از طول نمو بارگذاری خود کار آباکوس استفاده شده است؛ اما برای بررسی اطمینان استقلال نتایج خروجی از مش‌بندی مدل، شبیه‌سازی با تعداد المان‌های متفاوت تکرار و مطالعه روی تغییرات خروجی‌های مهم انجام شد.

- اعتبارسنجی^{۱۸}: فرآیند اعتبارسنجی باید پس از تکمیل فرآیند صحت‌سنجی انجام شود. در این مرحله قسمتی از داده‌های موجود که در فرآیند کالیبراسیون مورد استفاده قرار نگرفته است، برای فرآیند اعتبارسنجی به کارگیری می‌شود تا نسبت به کارایی مدل اطمینان حاصل گردد (در این مرحله تنظیمات پارامتر مجاز نیست).

در واقع صحت‌سنجی مرتبط با روابط ریاضی و اعتبارسنجی در رابطه با فیزیک مسئله است. صحت‌سنجی به این سؤال پاسخ می‌دهد که «آیا معادلات را به درستی حل کرده‌ایم؟»، در حالی که اعتبارسنجی به این سؤال پاسخ می‌دهد که «آیا معادلات درستی را برای حل انتخاب کرده‌ایم؟». در نتیجه اعتبارسنجی این تضمین را می‌دهد که مدل مورد مطالعه با نتایج آزمایشگاهی انطباق دارد، لذا قابل استناد و معتبر است. در مقاله حاضر صحت‌سنجی- اعتبارسنجی به صورت هم‌زمان انجام خواهد شد.



$$c(\kappa_1) = c_0 \exp\left(-\frac{c_0}{G_{II}} \kappa_1\right)$$

$$\tan \phi(\kappa_1) = \tan \phi_0 + (\tan \phi_r - \tan \phi_0) \left(\frac{c_0 - c}{c_0}\right)$$

$$\sigma_t(\kappa_2) = \begin{cases} E_c \varepsilon & \text{if } 0 \leq \kappa_2 < \kappa_{2e} \\ f_t \exp\left(-\frac{f_t}{G_I} \kappa_2\right) & \text{if } \kappa_{2e} \leq \kappa_2 \leq \kappa_{2u} \\ 0 & \text{if } \kappa_2 > \kappa_{2u} \end{cases}$$

$$\sigma_c(\kappa_3) = \begin{cases} \frac{f_c}{3} \left(1 + 4 \frac{\kappa_3}{\kappa_{3e}} - 2 \frac{\kappa_3^2}{\kappa_{3e}^2}\right), & \kappa_3 < \kappa_{3e} \\ f_c \left(1 - \frac{(\kappa_3 - \kappa_{3e})^2}{(\kappa_{3u} - \kappa_{3e})^2}\right), & \kappa_{3e} \leq \kappa_3 \leq \kappa_{3u} \end{cases}$$

شکل (۵): منحنی تسلیم و ضابطه گسیختگی روی صفحه نمونه مدل MLM.

لازم به ذکر است سطح تسلیم مدل چند صفحه در فضای سه‌بعدی (فضای تنش کلی^{۱۵}) متفاوت از سطح تسلیم مور-کلمب سه‌بعدی است (Galavi, 2007). همچنین در مدل‌های قبلی چند صفحه و ریزصفحه، کل تنش موجود بر روی صفحات نمونه تصویر می‌گردد، در حالی که در مقاله حاضر، پس از توزیع تنش به حجمی-انحرافی، فقط قسمت انحرافی روی صفحات تصویر شده است. لازم به ذکر است که شواهد آزمایشگاهی نشان می‌دهد تنش حجمی موجب تغییر شکل پلاستیک در مصالح شبه ترد نمی‌گردد. با استفاده از اصل کار مجازی برای تنش-کرنش چند صفحه، معادله زیر به دست می‌آید (Peyman & Sadrnejad, 2017):

$$\sigma_{ij} = \sigma_v \delta_{ij} + \frac{3}{2\pi} \int_{\Omega} \left[\sigma_D \left(N_{ij} - \frac{\delta_{ij}}{3} \right) + \sigma_L L_{ij} + \sigma_M M_{ij} \right] d\Omega \quad (2)$$

۳-۱- کالیبره کردن پارامترها

به منظور استفاده از مدل در تحلیل رفتار بنایی، باید پارامترهای معرفی شده در بخش قبل، با کالیبره کردن مدل چند صفحه محاسبه شود. الگوریتم مورد نیاز در قالب کد UMAT در نرم افزار اباکوس مورد استفاده قرار می گیرد.

جهت کالیبره کردن مدل ساختاری پیشنهادی در برش و فشار سه محوری، المان سه بعدی هشت گرهی، با شرایط مرزی بر اساس تحقیق (Motamedi & Foster, 2015) مورد استفاده قرار می گیرد. تحقیق (Jirásek & Bauer, 2012) نشان داد در المان های مرتبه بالا (المان مکعبی ۱۶ گرهی و بالاتر)، طرح انتگرال گیری روی روش نوار ترک (انرژی شکست) اثر گذار است، با توجه به استفاده از المان های هشت گرهی (در این مطالعه)، از انتگرال کاهش یافته (با یک نقطه گوس) استفاده می شود. برای کالیبره کردن پارامترهای مدل ساختاری پیشنهادی در برش، تست های برشی آزمایشی انجام شده در مرجع (Pelà et al., 2016)، در این تحقیق به صورت عددی بررسی می شوند.

در مدل مور-کلمب زاویه اصطکاک نشان دهنده حساسیت تنش برشی به فشار عمودی است و از این رو با زبری صفحه لغزش مرتبط است. رابطه بین زاویه اصطکاک و زاویه اتساع پلاستیک از طریق ترکیب قانون جریان و معیار تسلیم منعکس می شود. قانون جریان وابسته، مستلزم آن است که زاویه اتساع پلاستیک برابر با زاویه اصطکاک باشد که توسط فرض دراکر کنترل می شود و اتلاف انرژی صفر را به همراه دارد. قانون جریان وابسته، برای مواد دانه ای که شامل اتلاف اصطکاکی هستند، قابل اجرا نیست (Drucker, 1954).

در کار حاضر برای مطالعه کنترل اتساع در مدل پیشنهادی، برای هر سطح از فشار محصور کننده مقدار عددی f_{sd} با توجه به ضابطه پتانسیل به شکل زیر مشخص می گردد:

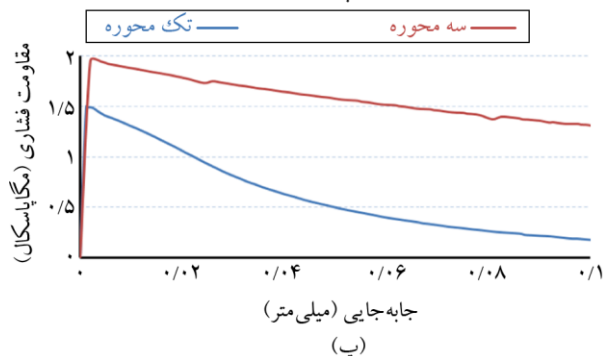
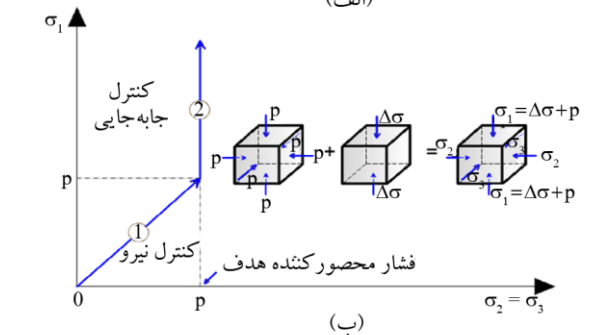
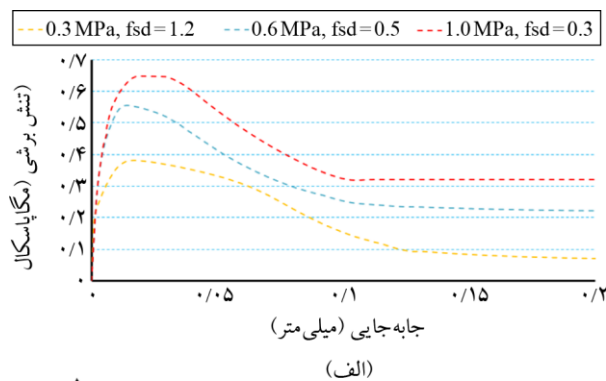
$$g_d = \tau + \sigma'_n \cdot \tan \psi'_{mob} = 0$$

$$\sin \psi_{mob} = \frac{\sin \phi_{mob} - f_{sd} \sin \phi_{cv}}{(1 - f_{sd} \sin \phi_{mob}) \cdot \sin \phi_{cv}} \quad (3)$$

$$\sin \phi_{cv} = \frac{\sin \phi_{peak} - \sin \psi}{(1 - \sin \phi_{peak}) \cdot \sin \psi}$$

از طرفی با توجه به نبود داده های آزمایشگاهی برای مقادیر مختلف، رابطه ای نمایی برای فشارهای محصور کننده مختلف، به شکل $f_{sd} = 1.15 \exp(-s_n^2)$ فرض می شود (شکل ۶- الف).

زاویه اتساع بسیج شده ψ_{mob} در ابتدا به دلیل انقباض ناشی از وجود ترک های قبل از بارگذاری، منفی است و با افزایش زاویه اصطکاک بسیج شده $\phi(K_1)$ و یا به عبارتی با افزایش کرنش مؤثر افزایش می یابد و سپس در کرنش مشخصی، حجم ثابت شده و زاویه اتساع صفر می گردد. این نقطه را با ϕ_{cv} که یک مقدار ثابت است نشان می دهند و به آن «زاویه اصطکاک حجم ثابت» می گویند که متناظر با شرایط تغییر شکل با حجم ثابت است.



شکل (۶): الف) تعیین مقدار f_{sd} برای فشارهای محصور کننده مختلف جهت استخراج یک رابطه وابسته به فشار، (ب) تست فشار سه محوری، شرایط مرزی و مسیر بارگذاری (Zhao et al., 2018) و (پ) رفتار ملات محصور شده برای مصالح استفاده شده در مرجع (Pela et al., 2016).

۲-۳- صحت‌سنجی و اعتبارسنجی مدل

وابستگی به اندازه مش که ناشی از بین رفتن بیضوی معادلات دیفرانسیل جزئی^{۱۹} حاکم برای مسائل استاتیکی است، به این معنی که هم اتلاف انرژی محاسبه شده به دلیل نرم شدن کرنش و هم پاسخ نیرو- جابه‌جایی مربوطه تحت تأثیر ظرافت مش المان محدود است. المان‌های با اندازه بزرگ منجر به شاخه شدیداً کاهشی و حتی پرش به عقب^{۲۰} می‌شود. این امر همچنین بیانگر یک حقیقت غیرواقعی از نظر فیزیکی است که اندازه عنصر بی‌نهایت کوچک منجر به اتلاف انرژی ناپایدار در طی شکست سازه‌ای شده و به صورت غیرواقعی شکل‌پذیر می‌شوند (Cervenka et al., 2018). مشهورترین روش کاهش حساسیت نتایج به مش، روش نوار ترک ارائه شده توسط بازانت و اوه (Bazant & Oh, 1983) است و در کار حاضر از این روش جهت عدم وابستگی مش استفاده می‌شود. در این بخش دو ریز آزمایش و یک دیوار بنایی، مورد بررسی قرار گرفته است که عبارتند از منشور بنایی متشکل از پنج آجر و بررسی یک مغزه بنایی تحت فشار و دیوار بنایی دانشگاه آینده‌پو.

۱-۲-۳- منشور بنایی پنج آجره

در این بخش منشور بنایی پنج آجره تست شده در (Pelà et al., 2016) مورد مطالعه قرار می‌گیرد. مشخصات مصالح منشور بنایی مطابق با جدول (۳) می‌باشد. ابعاد منشور برابر با ۱۴۵×۲۸۵×۳۰۵ میلی‌متر و ابعاد بند ملات برابر با ۱۵×۱۴۵×۳۰۵ میلی‌متر و شکل (۷-الف) جزئیات منشور، آجر و ملات را نشان می‌دهد. جهت بررسی ریزینانه رفتار منشور بنایی تحت فشار از دو مدل عددی، CDP ارائه شده در نرم‌افزار آباکوس و مدل چند صفحه ارتقاء یافته (MLM) جهت کنترل اثر تنش تک‌محوره فشار- دومحوره کشش که در رفتار واحدهای بنایی تحت فشار اثرگذار است استفاده می‌گردد. همچنین نمودار تنش-کرنش پلاستیک برای آجر و ملات برای استفاده در مدل CDP، مشابه با مراجع (Akhavissy & Desai, 2011; Kaushik et al., 2007) منظور شده است (شکل ۸-الف و ب).

این ثابت (ρ_{cv}) ، نقطه عطفی را که انقباض پلاستیک متوقف شده و اتساع آغاز می‌گردد مشخص می‌کند.

برای کالیبره شدن مدل در فشار، با توجه به منابع (McNary & Abrams, 1985; Zahra & Dhanasekar, 2016)، پارامترهای وابسته به مسیر برای حالت تنش فشاری سه محوری کالیبره شده است. نسبت‌های محصور فشاری (f_i) برابر با 0.2 تنش عمودی، که مربوط به $1/2$ برابر f_c است، برای کالیبراسیون در نظر گرفته شده است.

$$f_p = f_c + A_k \cdot f_i \quad (4)$$

A_k پارامتری وابسته به مسیر است و باید در مقابل تست سه محوری کالیبره گردد. جهت کالیبره کردن مدل ساختاری پیشنهادی در فشار سه محوره، المان سه بعدی هشت گرهی، با شرایط مرزی طبق شکل (۶-ب) مورد استفاده قرار می‌گیرد (Motamedi & Foster, 2015). مسیر بارگذاری المان مطابق شکل (۶-پ) است.

با توجه به مراجع (McNary & Abrams, 1985; Zahra & Dhanasekar, 2016)، پارامترهای وابسته به مسیر برای حالت کشش دو محوره - فشار در آجر کالیبره می‌شود. نسبت‌های محصور کششی برابر با 0.2 تنش عمودی، که متناظر با f_c 0.7 است، برای کالیبراسیون در نظر گرفته شده است.

$$\frac{\sigma_{cb}}{f_{cb}} = 1 - B_k \cdot \left(\frac{\sigma_{tb}}{f_{tb}} \right)^{0.6} \quad (5)$$

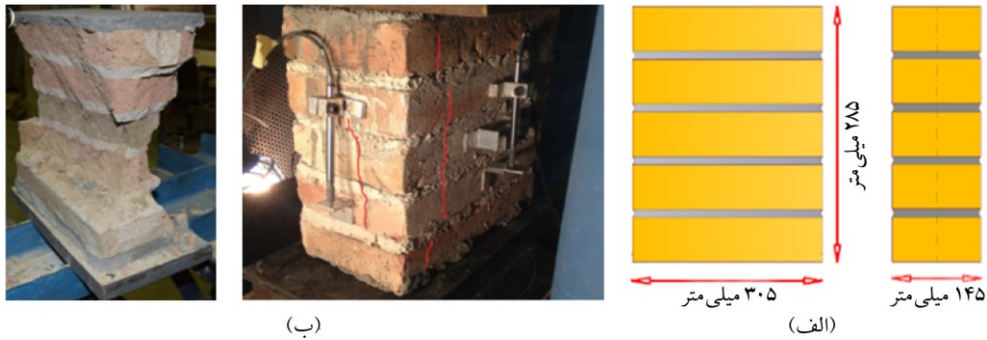
B_k پارامتری وابسته به مسیر است و باید در مقابل تست سه محوری کالیبره گردد. f_{tb} و f_{cb} به ترتیب مقاومت‌های فشاری و کششی آجر و σ_{tb} و σ_{cb} به ترتیب تنش‌های فشاری و کششی است. همچنین مقادیر استفاده شده در مدل CDP مطابق با جدول (۲) می‌باشد (Naciri et al., 2021).

جدول (۲): مشخصات مصالح استفاده شده در مدل آسیب- پلاستیک آباکوس.

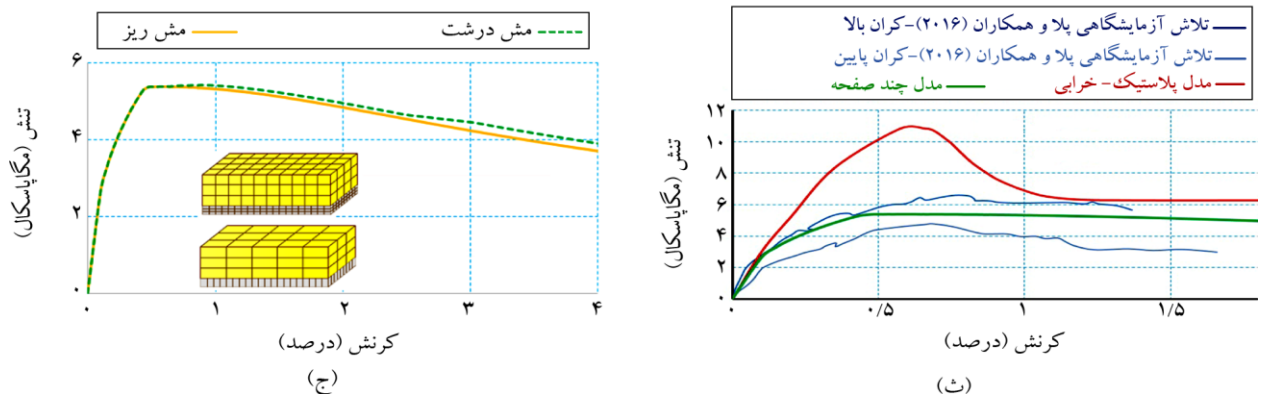
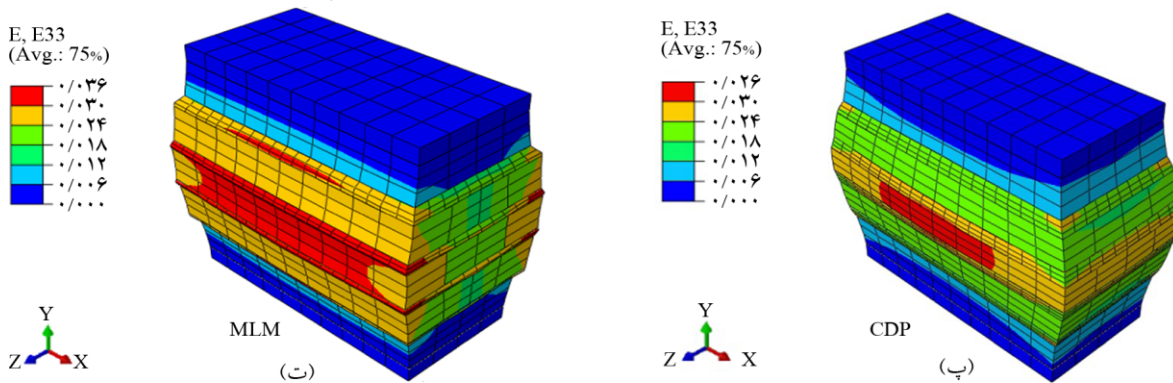
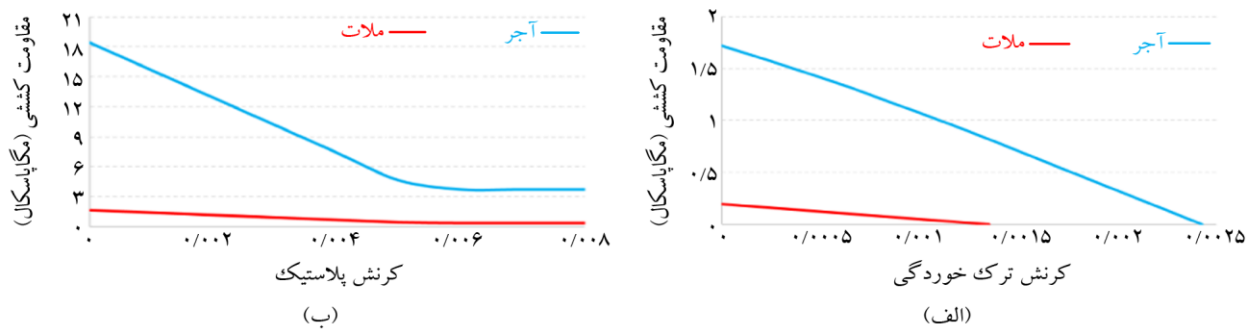
پارامتر ویسکوزیته	K	f_{b0}/f_{c0}	زاویه خروج از مرکزیت	U	E (MPa)
آجر	۰/۶۷	۱/۱۶	۰/۱	۰/۲	۶۳۶۰
ملات	۰/۶۷	۱/۱۶	۰/۱	۰/۲	۱۴۴۰

جدول (۳): مشخصات مصالح استفاده شده در مدل چند صفحه (Pela et al., 2016).

f_t (MPa)	f_c (MPa)	Ψ	Φ	C (MPa)	U	E (MPa)	
۱/۷۰	۱۸/۴	۲۵	۳۶	۴/۶	۰/۲	۶۳۶۰	آجر
۰/۲	۱/۶۳	۳۰	۴۰	۰/۶	۰/۲	۱۴۴۰	ملات



شکل (۷): (الف) ابعاد و اندازه منشور بنایی و (ب) خرابی منشور بنایی تحت فشار به شکل ساعت شنی (Segura et al., 2018).



شکل (۸): (الف) نمودار تنش-کرنش پلاستیک برای آجر و ملات، (ب) کشش، (پ) فشار، (ت) مقایسه الگوی گسیختگی منشور بنایی حاصل از مدل حاضر و مدل آباکوس با استفاده از توزیع کرنش در راستای محور z، (ث) مقایسه نمودار تنش-کرنش برای آجر بالا و پایین آزمایشگاهی و نتایج تحلیل عددی و (ج) کنترل حساسیت به ابعاد مش.

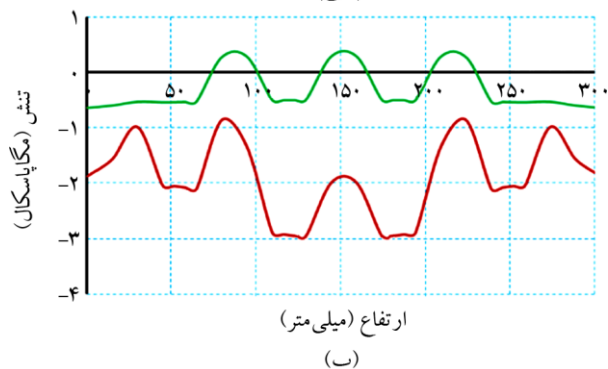
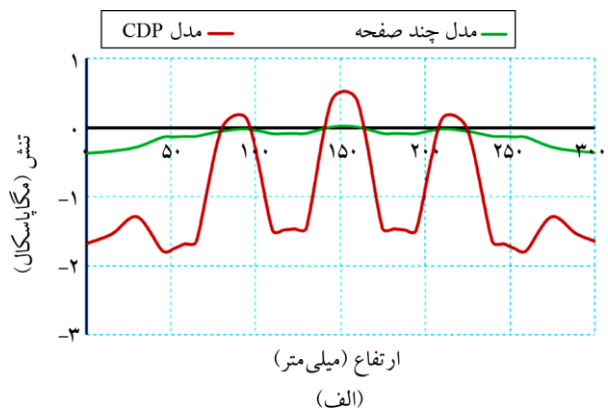
شکل (۸-پ) توزیع کرنش در راستای Z در لحظه پیشینه بار نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در مدل چند صفحه ترک خوردگی در وجه کوچک‌تر آجرهای میانی مطابق با شکل (۴-الف) و خرابی به شکل ساعت شنی مطابق با شکل (۷-ب) پیش‌بینی شده است.

کرنش ترک خوردگی در آجر، برابر است با $\epsilon_{cr} = f_t / E_c = 0.00027$ و در شکل (۸-پ) نشان می‌دهد که تشکیل ترک در المان‌های بلوک به علت وضعیت توسعه تنش در بلوک‌ها که تحت شرایط فشار تک‌محوره - کشش دومحوره است، رخ می‌دهد. مقادیر تخمینی برای مقاومت فشاری منشور بنایی، با استفاده از مدل حاضر در شکل (۸-ث) با نتایج آزمایشگاهی و مدل‌سازی عددی آباکوس مقایسه شده است. مقدار متوسط آزمایشگاهی مشاهده شده برای منشور ۵/۸۲ مگاپاسکال و مقدار مقاومت پیش‌بینی شده به وسیله مدل چند صفحه برابر با ۵/۴ مگاپاسکال (۹۳ درصد مقدار میانگین آزمایشگاهی) و مقدار حاصل از مدل پلاستیک خرابی برابر با ۱۰/۸۵ مگاپاسکال (۱۸۶ درصد مقدار میانگین آزمایشگاهی) است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود نتایج حاصل از مدل پلاستیک خرابی بسیار بزرگ‌تر از مقدار میانگین آزمایشگاهی است که در ادامه دلایل این موضوع بررسی می‌شود. لازم به ذکر است که نتایج تجربی مشاهده شده، تنها میانگین شش نمونه بوده و پیش‌بینی می‌شود که اگر تعداد نمونه مورد آزمایش برای به دست آوردن مقدار متوسط بیشتر باشد مقدار پیش‌بینی شده می‌تواند به مقدار متوسط نزدیک‌تر شود. در شکل (۹) توزیع تنش جانبی را در بلوک و ملات در امتداد ارتفاع منشور در مختصات $Z = 72/5$ و $X = 152/5$ میلی‌متر (مرکز مقطع) با استفاده از مدل حاضر و مدل آسیب-پلاستیک نرم‌افزار آباکوس مقایسه می‌گردد. تنش‌های توسعه یافته در المان‌های ملات، به جز در مناطق نزدیک به مرزها، تقریباً در طول عمق خود یکنواخت است. در سطوح با شدت تنش پایین (۵۰ درصد از تنش نهایی) المان‌های بلوک نزدیک به ملات، تنش کششی بیشتر از المان‌های دور از آن تجربه می‌کنند، به همین دلیل توزیع

$$\sigma_{max} = \frac{F_{max}}{A}$$

$$\sigma_H = K_H \cdot \sigma_{max} \quad (6)$$

$$K_H = \frac{\sigma_H}{\sigma_{max}} = \frac{v_m \cdot \frac{E_m}{E_b} \cdot v_m}{1 - v_m + (1 - v_b) \cdot \frac{E_m}{E_b} \cdot \frac{h_m}{h_b}}$$

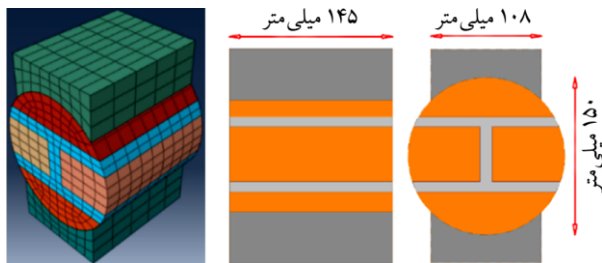


شکل (۹): مقایسه توزیع تنش‌های جانبی در آجر و ملات در امتداد ارتفاع منشور بنایی، در مرکز مقطع یعنی $Z = 72/5$ و $X = 152/5$ میلی‌متر.

شکل (۸-پ) توزیع کرنش در راستای Z در لحظه پیشینه بار نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در مدل چند صفحه ترک خوردگی در وجه کوچک‌تر آجرهای میانی مطابق با شکل (۴-الف) و خرابی به شکل ساعت شنی مطابق با شکل (۷-ب) پیش‌بینی شده است.

کرنش ترک خوردگی در آجر، برابر است با $\epsilon_{cr} = f_t / E_c = 0.00027$ و در شکل (۸-پ) نشان می‌دهد که تشکیل ترک در المان‌های بلوک به علت وضعیت توسعه تنش در بلوک‌ها که تحت شرایط فشار تک‌محوره - کشش دومحوره است، رخ می‌دهد. مقادیر تخمینی برای مقاومت فشاری منشور بنایی، با استفاده از مدل حاضر در شکل (۸-ث) با نتایج آزمایشگاهی و مدل‌سازی عددی آباکوس مقایسه شده است. مقدار متوسط آزمایشگاهی مشاهده شده برای منشور ۵/۸۲ مگاپاسکال و مقدار مقاومت پیش‌بینی شده به وسیله مدل چند صفحه برابر با ۵/۴ مگاپاسکال (۹۳ درصد مقدار میانگین آزمایشگاهی) و مقدار حاصل از مدل پلاستیک خرابی برابر با ۱۰/۸۵ مگاپاسکال (۱۸۶ درصد مقدار میانگین آزمایشگاهی) است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود نتایج حاصل از مدل پلاستیک خرابی بسیار بزرگ‌تر از مقدار میانگین آزمایشگاهی است که در ادامه دلایل این موضوع بررسی می‌شود. لازم به ذکر است که نتایج تجربی مشاهده شده، تنها میانگین شش نمونه بوده و پیش‌بینی می‌شود که اگر تعداد نمونه مورد آزمایش برای به دست آوردن مقدار متوسط بیشتر باشد مقدار پیش‌بینی شده می‌تواند به مقدار متوسط نزدیک‌تر شود. در شکل (۹) توزیع تنش جانبی را در بلوک و ملات در امتداد ارتفاع منشور در مختصات $Z = 72/5$ و $X = 152/5$ میلی‌متر (مرکز مقطع) با استفاده از مدل حاضر و مدل آسیب-پلاستیک نرم‌افزار آباکوس مقایسه می‌گردد. تنش‌های توسعه یافته در المان‌های ملات، به جز در مناطق نزدیک به مرزها، تقریباً در طول عمق خود یکنواخت است. در سطوح با شدت تنش پایین (۵۰ درصد از تنش نهایی) المان‌های بلوک نزدیک به ملات، تنش کششی بیشتر از المان‌های دور از آن تجربه می‌کنند، به همین دلیل توزیع

در این قسمت تست مغزه انجام شده توسط پلا و همکاران (Pelà et al., 2016) که روی استوانه‌های بنایی به قطر ۱۵۰ و طول ۱۴۵ میلی‌متر و ضخامت بند ملات ۱۵ میلی‌متر، مدل‌سازی می‌گردد. شکل (۱۰) نشان‌دهنده شرایط مرزی و مش مغزه‌ها است. در این تحقیق جهت اعمال بار از یک کلاهک بتنی با مقاومت بسیار بیشتر از مصالح بنایی مورد آزمایش استفاده شده تا احتمال خرابی در کلاهک بتنی به حداقل برسد. نتایج حاصل (با فرض محاسبه تنش در مرکز استوانه) تطابق خوبی با تست نمونه‌های شاهد (استاندارد) دارد، شکل (۸-ث):



شکل (۱۰): (الف) شرایط مرزی (Pelà et al., 2016) و (ب) مش مغزه.

شکل (۱۱) مقایسه مود شکست^{۲۱} مغزه‌ها بین مدل حاضر، مدل CDP و مغزه‌های تست شده در مرجع (Pelà et al., 2016) را نشان می‌دهد. همان‌گونه که از تصاویر مشخص است مود شکست مغزه تحت فشار به صورت ترک خوردگی از انتهای کلاهک بتنی و توسعه در ارتفاع مغزه است. همچنین ترک‌هایی در ارتفاع درز ملات قائم مشاهده می‌شود و نهایتاً آنچه باقی می‌ماند مشابه با منشور بنایی تحت فشار به شکل یک ساعت شنی است. کرنش ترک خوردگی در بلوک، برابر است با $\varepsilon_{cr} = f_t / E_c = 0.00027$ و در شکل (۱۱) نشان می‌دهد که تشکیل ترک در المان‌های بلوک به علت وضعیت توسعه تنش کششی در بلوک‌ها، که تحت شرایط فشار تک‌محوره-کششی دو محوره است، رخ می‌دهد. مقادیر تخمینی برای مقاومت فشاری مغزه بنایی، با استفاده از مدل حاضر در شکل (۱۲-الف) با نتایج آزمایشگاهی و مدل‌سازی عددی آباکوس مقایسه شده است. مقدار متوسط آزمایشگاهی مشاهده شده برای مغزه بنایی با شرایط مرزی ذکر شده و فرض تنش ماکزیمم در مرکز مغزه

با استفاده از مقادیر جدول (۳) در مورد تنش محصورکننده برای یک منشور با فرض توزیع یکنواخت تنش داریم:

$$K_H = \frac{0.2 - \frac{1440}{6360} \times 0.2}{0.8 + 0.8 \times \frac{1440}{6360} \times \frac{15}{50}} = 0.18 \quad (7)$$

در منشور حاضر با توجه به مقدار تنش عمودی متوسط ماکزیمم آزمایشگاهی که برابر با ۵/۷ مگاپاسکال است، مقدار تنش محصورکننده طبق فرضیه هیلسدورف برابر با ۱/۰۳ مگاپاسکال است.

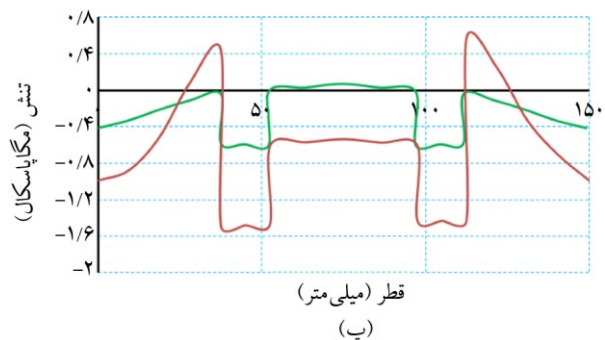
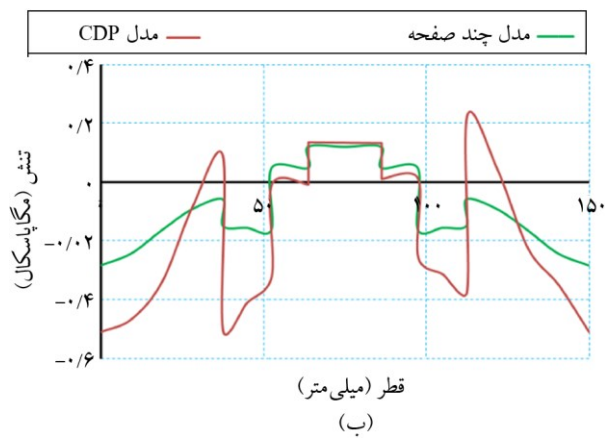
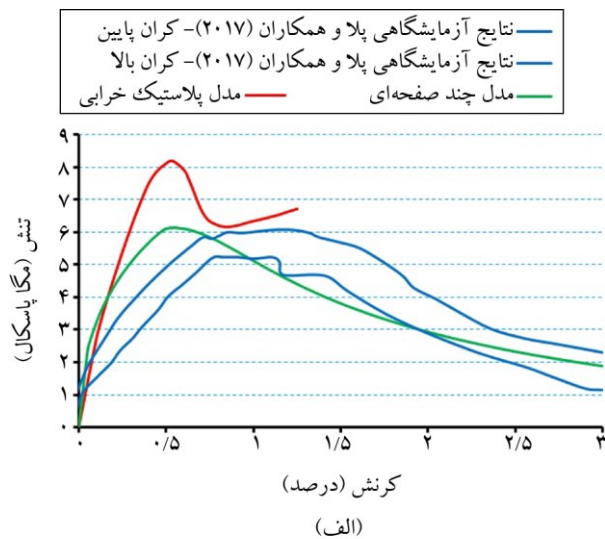
$$\sigma_H = K_H \cdot \sigma_{max} = 0.18 * 5.7 = 1.03 \text{ MPa} \quad (8)$$

با توجه به فرض دامنه الاستیک برای رابطه هیلسدورف، مقدار تنش محصورکننده در دامنه رفتار پلاستیک قطعاً مقداری کمتر از ۱/۰۳ مگاپاسکال است. مقدار متناظر برای مدل حاضر برابر با ۰/۶۵ و برای مدل CDP برابر با ۳/۰ مگاپاسکال است که با توجه به این نکته یکی از دلایل پیش‌بینی دقیق تر ظرفیت منشور بنایی به وسیله مدل چند صفحه در شکل (۹-ب) را می‌توان به لحاظ مقدار صحیح محصورشدگی ملات نسبت داد. با توجه به اینکه نمایش تنش در مرکز منشور بنایی است و قطعاً توزیع تنش با توجه به اندرکنش نیروها، در تمام سطح یک مقطع یکسان نیست، در اینجا مقایسه وضعیت توزیع تنش‌ها صرفاً به منظور نشان دادن مود گسیختگی بوده و همان‌طور که نتایج مدل چند صفحه نشان می‌دهد مود گسیختگی به صورت ایجاد تنش کششی در آجر و ترک خوردگی این جزء از مصالح بنایی است که منطبق بر نتایج آزمایشگاهی است.

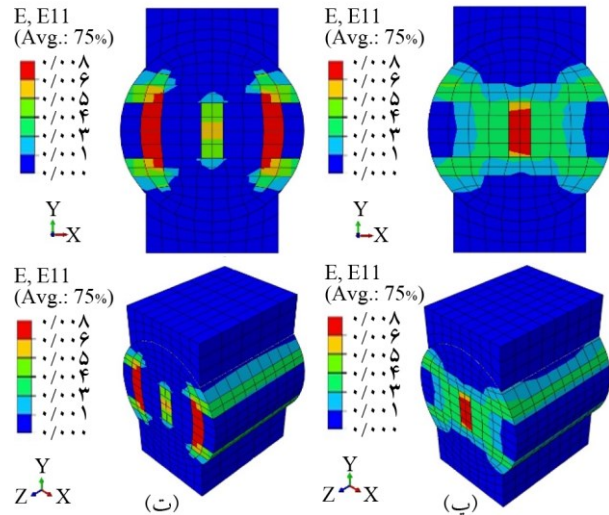
۲-۲-۳- تست فشار روی مغزه

استفاده از مغزه‌های با قطر کوچک، توانایی و مزیت زیادی برای ارزیابی خواص سازه بنایی آجری دارد که اخیراً توسط تعدادی از محققین مورد توجه قرار گرفته است (Pelà et al., 2016). این محققین جهت تأیید این ادعا، از آزمایش‌های کنترل-فشار روی دیوارک یا منشور بنایی استفاده کرده‌اند.

یافته در المان‌های ملات، به جز در مناطق نزدیک به مرزها، تقریباً در طول عمق خود یکنواخت است. در سطوح با شدت تنش پایین (۵۰ درصد از تنش نهایی) المان‌های بلوک نزدیک به ملات، تنش کششی بیشتر از المان‌های دور از آن تجربه می‌کنند، به همین دلیل توزیع تنش در بلوک کمی مقعر است (شکل ۱۲-ب).



شکل (۱۲): (الف) مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی و مدل‌های المان محدود چند صفحه و CDP، (ب) توزیع تنش‌های جانبی در آجر و ملات در امتداد ارتفاع مغزه بنایی، در مرکز مقطع یعنی $X = 75$ و $Z = 72/5$ میلی‌متر در ۵۰ درصد تنش گسیختگی نهایی و (پ) در تنش گسیختگی نهایی.

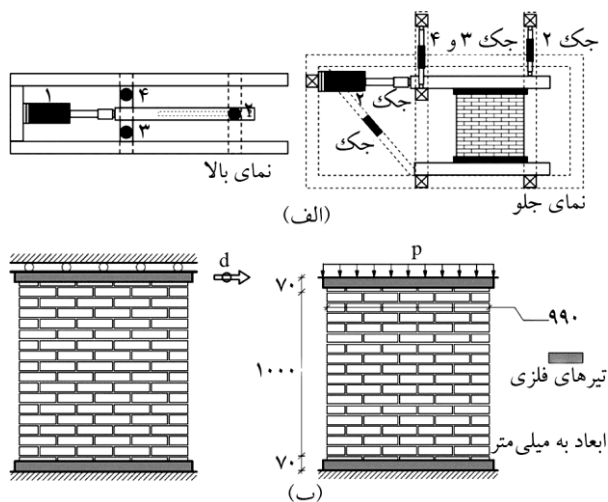


شکل (۱۱): (الف) تنظیمات اجرای آزمایش، (ب) الگوی گسیختگی آزمایشگاهی (Pelà et al., 2016)، (پ) الگوی گسیختگی مغزه حاصل از مدل CDP و (ت) الگوی گسیختگی مغزه حاصل از مدل MLM.

۵/۹۶ مگاپاسکال است. مقدار مقاومت فشاری پیش‌بینی شده به وسیله مدل چند صفحه برابر با ۶/۱۰ مگاپاسکال و مقدار مدل پلاستیک خرابی برابر با ۸/۱۲ مگاپاسکال است که به ترتیب ۳ و ۳۶ درصد خطا نسبت به مقدار میانگین آزمایشگاهی دارند. همان‌گونه که مشاهده می‌شود نتایج حاصل از مدل پلاستیک خرابی بسیار بزرگ‌تر از مقدار میانگین آزمایشگاهی است که در ادامه دلایل این موضوع بررسی می‌شود. لازم به ذکر است که نتایج تجربی مشاهده شده، تنها میانگین شش نمونه بوده و پیش‌بینی می‌شود در صورت افزایش تعداد نمونه مورد آزمایش برای به دست آوردن مقدار متوسط، مقدار پیش‌بینی شده می‌تواند به مقدار متوسط نزدیک‌تر شود.

در شکل (۱۲-ب و پ) توزیع تنش جانبی را در بلوک و ملات در امتداد ارتفاع مغزه در مختصات $X = 75$ و $Z = 72/5$ میلی‌متر با استفاده از مدل حاضر و مدل آسیب-پلاستیک نرم‌افزار آباکوس مقایسه می‌گردد. تنش‌های توسعه

تنش فشاری ۰/۳ مگاپاسکال نام گذاری شده‌اند. در برخی مراجع مقادیر پارامترهای اولیه را متفاوت با مقادیر آزمایشگاهی در نظر گرفته‌اند. به‌عنوان مثال در مرجع (Nie et al., 2022) مقاومت فشاری آجر ۶/۵ مگاپاسکال و مقاومت کششی ۳ مگاپاسکال و در مرجع (Naciri et al., 2021) مدول الاستیسیته ملات ۲۹۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته است. یکی از دلایلی که ممکن است انتخاب این مقادیر داشته باشد، عدم لحاظ اثر محصورشدگی ملات و آجر است.



شکل (۱۳): (الف) تنظیمات بارگذاری دیوار بنایی (ورملنفورت و همکاران ۱۹۹۳) و (ب) هندسه و شرایط بارگذاری دیوار برشی آیندهوون، مرحله اول، فشار قائم یکنواخت و مرحله دوم، جابه‌جایی افقی.

جدول (۴): مشخصات مصالح استفاده شده در تحلیل (D'Altri et al., 2018; Lourenço & Rots, 1997).

f_t (MPa)	f_c (MPa)	Ψ	Φ	C(MPa)	ν	E(MPa)
۲/۰۰	۱۱/۵	۲۵	۳۵	۲/۸	۰/۱۵	۱۶۷۰۰
۰/۲۵	۸/۲	۳۰	۳۷	۰/۳۵	۰/۱۵	۸۵۰

در شکل (۱۴) نمودار بار-تغییر مکان استخراج شده از ریز مدل‌سازی پر جزئیات (D'Altri et al., 2018)، ریز مدل ساده شده (Macorini & Izzuddin, 2011; Lourenço & Rots, 2011; Nie et al., 2022)، مدل حاضر و نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. نتایج حاصله نشان می‌دهد ریز مدل پیوسته ارائه شده قادر است بدون لحاظ المان رابط، و با کمترین تعداد داده‌های آزمایشگاهی، نمودار بار-تغییر مکان دیوار را به‌طور مناسبی پیش‌بینی کند.

در شدت تنش بالاتر عناصر دور از بند ملات، تنش‌های کششی بیشتر نسبت به عناصر نزدیک به بند ملات تجربه می‌کنند و دلیل آن توزیع مجدد تنش در این عناصر است (شکل ۱۲-پ). عناصر نزدیک به بند ملات زودتر گسیخته شده و این امر موجب افزایش سطح تنش در المان‌های دورتر نسبت به بند ملات می‌شود و نتیجه این باز توزیع تنش، کاهش تقعر توزیع تنش است. طبق فرضیه هیلسدورف (Hilsdorf, 1969) با توجه به مقدار تنش عمودی ماکزیمم آزمایشگاهی که برابر با ۵/۹۶ مگاپاسکال است، مقدار تنش محصورکننده برابر با ۱/۰۷ است:

$$\sigma_H = K_H \cdot \sigma_{Max} = 0.18 \times 5.96 = 1.07 \quad (9)$$

مقدار متناظر برای مدل حاضر برابر با ۰/۶۵ و برای مدل CDP برابر با ۱/۵۵ مگاپاسکال بوده که با توجه به فرض دامنه الاستیک برای رابطه هیلسدورف، مقدار تنش محصورکننده در دامنه رفتار پلاستیک قطعاً مقداری کمتر از آن است. با توجه به این نکته می‌توان دلیل پیش‌بینی دقیق‌تر ظرفیت منشور بنایی به‌وسیله مدل چند صفحه را در شکل (۱۲-پ) این‌گونه تفسیر کرد که همان لحاظ مقدار صحیح محصورشدگی ملات است.

۳-۲-۳- مدل دیوارهای آیندهوون

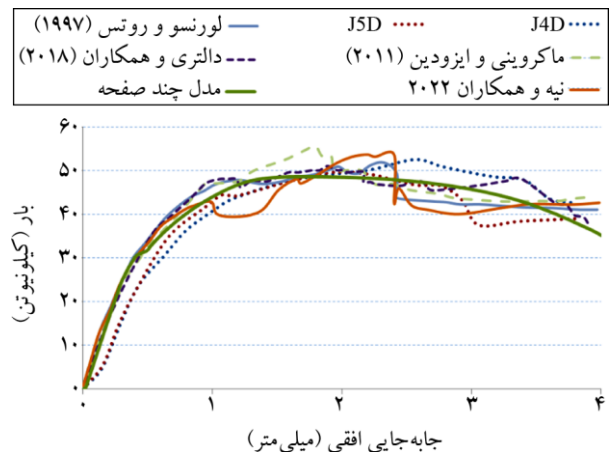
این نمونه‌ها با هدف برنامه‌ریزی بر روی سازه‌های بنایی در پروژه CUR هلند در دو حالت بدون بازشو و بازشودار توسط ورملنفورت و همکاران (Vermelthfoort et al., 1993) آزمایش شدند. دیوارها به عرض ۹۹۰، ارتفاع ۱۰۰۰ میلی‌متر با ۱۸ لایه بند (۱۶ لایه آزاد) از آجر رسی به ابعاد ۱۰۰×۵۲×۲۱۰ میلی‌متر مکعب و ضخامت بند ملات ۱۰ میلی‌متر (با نسبت حجمی ۹:۲:۱ سیمان: آهک: ماسه) در نظر گرفته شده است. وضعیت شرایط مرزی توسط دو تیر در بالا و پایین نمونه اعمال شده است. بارگذاری نمونه‌ها با اعمال تغییر مکان افقی d بدون اجازه تغییر مکان قائم، پس اعمال بار قائم P به تیر فوقانی صورت گرفته است. مشخصات هندسی، شرایط مرزی و نحوه اعمال بار-تغییر مکان در شکل (۱۳-الف) نشان داده شده است. در این آزمایش‌ها نمونه‌های بدون بازشو تحت عنوان J4D و J5D با هندسه شکل (۱۳-ب) با

چند صفحه نمایش داده شده که تطابق قابل قبولی با الگوی ترک نمونه آزمایشگاهی دارد.

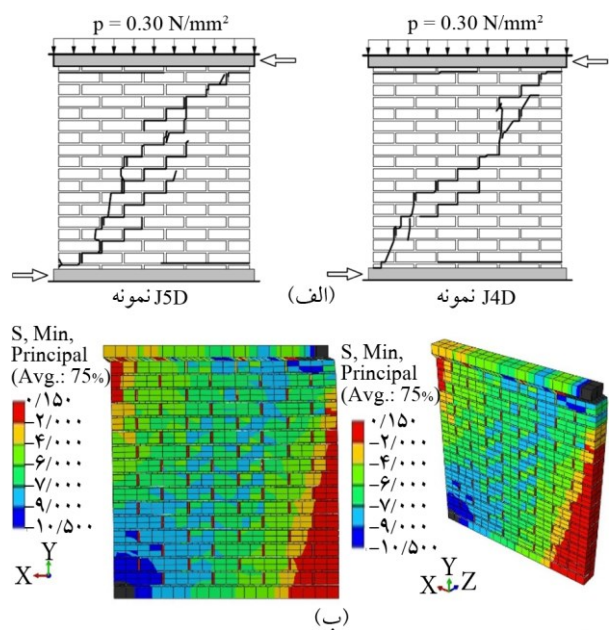
۴- نتیجه گیری

در این تحقیق روش‌های متنوع بررسی مقاومت فشاری دیوار بنایی موجود از نظر سادگی اجرا و مقدار آسیب به سازه مقایسه شد. روش‌هایی شامل استخراج منشور یا دیوارک بنایی از دیوار و تست جک مسطح (پیشنهاد شده در نشریه ۳۶۰ جهت تعیین مقاومت فشاری دیوار بنایی) که هر کدام نواقصی از نظر آسیب عمده به سازه یا وابستگی دقت نتایج به محل اجرای آن (با سربار زیاد یا کم) یا کیفیت دیوار دارد. یک جایگزین مناسب که اخیراً برخی محققان معرفی کرده‌اند و می‌تواند نواقص روش‌های قبلی را مرتفع کرده و از طرفی اطلاعات با دقت مناسبی فراهم کند، تست فشار مغزه است.

در کار حاضر جهت مقایسه رفتار این نمونه‌ها به صورت ریزینانه با نتایج حاصل از فشار منشور بنایی که قبلاً از نظر آزمایشگاهی مقایسه شده، پرداختیم. استفاده از روش‌های تحلیلی با توجه به فرض‌های ساده کننده در استخراج آنها، تنها نتایج کلی نظیر مقاومت ماکزیمم را پیش‌بینی می‌کند اما روش‌های عددی قدرتمند قادرند علاوه بر پیش‌بینی مقاومت پیشینه، مد گسیختگی و توزیع تنش و کرنش را در کل حجم نمونه نشان دهند. با توجه به رفتار کاملاً سه‌بعدی مصالح بنایی تحت فشار، ساده‌سازی‌هایی نظیر فرض رفتار دو بعدی (تنش یا کرنش مسطح) منجر به تقریب زیادی در نتایج شده و عمده تلاش‌ها برای افزایش دقت این مدل‌ها، منجر به استخراج مدل‌های بسیار پیچیده و از طرفی محدود به مصالحی خاص شده است. همچنین از یک طرف مدل‌های سه‌بعدی موجود هم به دلیل تعریف سطح تسلیم در فضا، زمانی که بر اساس نامتغیرهای تنش (کرنش) تعریف شده باشند قادر به لحاظ رفتار ناهمسان مصالح شبه ترد خصوصاً پس از ترک خوردگی نیستند و از طرف دیگر تقویت این مدل‌های سه‌بعدی برای لحاظ این رفتار و ذخیره اطلاعات وابسته به مسیر، منجر به پیچیدگی و افزایش



شکل (۱۴): مقایسه نمودار بار-تغییر مکان نتایج آزمایشگاهی و برخی مدل‌های عددی ارائه شده در مقالات با مدل چند صفحه.



شکل (۱۵): (الف) الگوی ترک در آزمایشگاه و (ب) توزیع تنش اصلی مینیمم (مگاپاسکال) در دیوار در ۴ میلی‌متر از جابه‌جایی افقی در بالا (ضریب مقیاس ۱۰).

شکل (۱۵-الف) نحوه توزیع ترک خوردگی در آزمایشگاه را نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل نشان داده شده یک ترک کششی افقی در بالا و پایین دیوار رخ داده که بر اساس گزارش محقق مربوطه در مراحل اولیه بارگذاری رخ داده‌اند سپس ترک‌های قطری که منجر به شکست دیوار شده‌اند اتفاق افتاده‌اند. ترک‌های قطری هم‌زمان با ترک‌های ایجاد شده در آجرها و خردشدگی پنجه‌های فشاری در دیوار ایجاد شده‌اند. در شکل (۱۵-ب) الگوی توزیع تنش با استفاده از مدل عددی

Alam, S. Y., Zhu, R., & Loukili, A. (2020). A new way to analyse the size effect in quasi-brittle materials by scaling the heterogeneity size. *Engineering Fracture Mechanics*, 225, 106864. doi: 10.1016/j.engfracmech.2019.106864

Anthoine, A. (1997). A homogenisation of periodic masonry: Plane stress, generalised plane strain or 3D modelling? *Communications in Numerical Methods in Engineering*, 13(5), 319-326. doi: 10.1002/(SICI)1099-0887(199705)13:5<319::AID-CNM71>3.0.CO;2-9

Aref, A. J., & Dolatshahi, K. M. (2013). A three-dimensional cyclic meso-scale numerical procedure for simulation of unreinforced masonry structures. *Computers & Structures*, 120, 9-23. doi: 10.1016/j.compstruc.2013.01.012

ASTM International. (2009). *Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms (ASTM C1314-09)*. <https://www.astm.org/standards/c1314>

Bazant, Z. P., & Oh, B. H. (1983). Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and Structures*, 16(3), 155-177.

Binda, L., & Tiraboschi, C. (1999). Flat-jack test: A slightly destructive technique for the diagnosis of brick and stone masonry structures. *Restoration of Buildings and Monuments*, 5(5), 449-472. doi: 10.1515/rbm-1999-0032

Benedetti, A., & Tarozzi, M. (2022). Compressive strength of heterogeneous masonry walls containing blends of brick types. *Materials and Structures*, 55-71. doi: 10.1617/s11527-022-01912-0

Červenka, J., Červenka, V., & Laserna, S. (2018). On crack band model in finite element analysis of concrete fracture in engineering practice. *Engineering Fracture Mechanics*, 197, 27-47. doi: 10.1016/j.engfracmech.2018.04.010

D'Altri, A. M., de Miranda, S., Castellazzi, G., & Sarhosis, V. (2018). 3D detailed micro-model for the in-plane and out-of-plane numerical analysis of masonry panels. *Computers & Structures*, 206, 18-30. doi: 10.1016/j.compstruc.2018.06.007

Drucker, D. C. (1954). Coulomb friction, plasticity, and limit loads. *Journal of Applied Mechanics*, 21(1), 71-74.

Drougkas, A., Roca, P., & Molins, C. (2015).

شدید تعداد پارامترهای ورودی می‌گردد. مدل‌های رفتاری بر مبنای تجزیه زاویه‌ای فضا مانند چند صفحه و ریز صفحه قادرند با تعریف سطوح تسلیم در صفحه و نه در فضا، رفتار سه‌بعدی را باز تولید کرده و به‌طور ذاتی (بدون نیاز به پارامتر اضافی) ناهمسانی تحمیلی (ناشی از ترک خوردگی مصالح شبه‌ترد) را در نظر بگیرد.

در کار حاضر از یک مدل چند صفحه جهت بررسی رفتار مصالح بنایی تحت فشار استفاده شده و با نتایج مدل پر کاربرد خرابی-پلاستیک که در نرم‌افزار آباکوس در دسترس است مقایسه شده است. مدل چند صفحه حاضر برای لحاظ رفتار فشار سه‌محوره در ملات و کشش دو محوره- فشار تک‌محوره مصالح آجر، به‌وسیله تجزیه مؤلفه‌ها به حجمی-انحرافی و کالیبره کرده پارامترهای وابسته به مسیر، به شیوه‌ای ابتکاری، ارتقاء یافته است. در این مدل برای کالیبره کردن برخی پارامترهای وابسته به مسیر در سطح نقطه تنش، یک المان سه‌بعدی با شرایط مرزی منطبق بر رفتار مدنظر، استفاده می‌گردد. مدل رفتاری در قالب یک کد UMAT در بستر نرم‌افزار آباکوس تعریف گردید. پس از کالیبره کردن پارامترهای مدل، رفتار یک منشور بنایی و یک مغزه بنایی تحت فشار مدل‌سازی شده و نتایج حاصل از تحلیل عددی و آزمایشگاهی مقایسه گردید. دقت این نتایج نسبت به مدل CDP بهتر بوده و یکی از دلایل آن در نظر گرفتن صحیح مقدار فشار محصورکننده ملات در منشور بنایی تحت فشار است. نهایتاً مدل ارتقاء یافته برای مدل‌سازی رفتار دیوار بنایی محصور شده استفاده می‌گردد. نتایج حاصل از مدل‌سازی، قادر به ارائه مود گسیختگی و نمودار بار- تغییر مکان این دیوار با دقت قابل قبول نسبت به نتایج آزمایشگاهی و مدل‌های ارائه شده در سایر مراجع می‌باشد.

References

مراجع

Akhavessy, A. H., & Desai, C. S. (2011). Unreinforced masonry walls: Nonlinear finite element analysis with a unified constitutive model. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 18(4), 485-502. doi: 10.1007/s11831-011-9062-0

- uniaxial compression. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19(9), 728-739. doi: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19:9(728)
- Koocheki, K., & Pietruszczak, S. (2023). Numerical analysis of large masonry structures: Bridging meso and macro scales via artificial neural networks. *Computers & Structures*, 282, 107042. doi: 10.1016/j.compstruc.2023.107042
- Lee, J., & Fenves, G. L. (1998). Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 124(8), 892-900. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892)
- Lourenço, P. B., & Rots, J. G. (1997). Multisurface interface model for analysis of masonry structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(7), 660-668. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:7(660)
- Lourenço, P. B., Rots, J. G., & Blaauwendraad, J. (1998). Continuum model for masonry: Parameter estimation and validation. *Journal of Structural Engineering*, 124(6), 642-652. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:6(642)
- Macorini, L., & Izzuddin, B. (2011). A non-linear interface element for 3D mesoscale analysis of brick-masonry structures. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 85(12), 1584-1608. doi: 10.1002/nme.3046
- Massart, T. J., Peerlings, R. H. J., Geers, M. G. D., & Gottcheiner, S. (2005). Mesoscopic modeling of failure in brick masonry accounting for three-dimensional effects. *Engineering Fracture Mechanics*, 72(8), 1238-1253. doi: 10.1016/j.engfracmech.2004.10.002
- McNary, S. W., & Abrams, D. P. (1985). Mechanics of masonry in compression. *Journal of Structural Engineering*, 111(4), 857-870. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(857)
- Milani, G., Lourenço, P. B., & Tralli, A. (2007). 3D homogenized limit analysis of masonry buildings under horizontal loads. *Engineering Structures*, 29(12), 3134-3148. doi: 10.1016/j.engstruct.2007.03.021
- Molins Borrell, C. (1996). Characterization of the mechanical behaviour of masonry. In *Structural Analysis of Historical Constructions (Conference Paper)*. CIMNE, Barcelona, Spain.
- Motamedi, M. H., & Foster, C. D. (2015). An improved Numerical prediction of the behavior, strength and elasticity of masonry in compression. *Engineering Structures*, 90, 15-28. doi: 10.1016/j.engstruct.2015.02.011
- European Committee for Standardization. (1995). **Eurocode 6: Design of Masonry Structures — Part 1-1: General Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry Structures* (ENV 1996-1-1)*.
- European Committee for Standardization. (1998). *Methods of Test for masonry – Part 1: Determination of Compressive Strength (EN 1052-1:1998)*.
- Galavi, V. (2007). *A Multilaminate Model for Structured clay Incorporating Inherent Anisotropy and Strain Softening*. Ph.D. Thesis, Graz University of Technology. (Heft 32)
- Ghadrdan, M., Sadrnejad, S. A., & Shaghghi, T. (2015). Numerical evaluation of geomaterials behavior upon multiplane damage model. *Computers and Geotechnics*, 68, 1-7. doi: 10.1016/j.compgeo.2015.03.008
- Hassanli, R. (2019). *Effect of Dimensions on the Compressive Strength of Concrete Masonry Prisms*. In Behavior of unbounded post-tensioned masonry walls, 100-115. Springer.
- Hilsdorf, H. K. (1969). *Investigation into the Failure Mechanism of Brick Masonry Loaded in Axial Compression*. In Designing, Engineering and Constructing with Masonry Products, 37-60. Gulf Publishing.
- Hilsdorf, H. K. (1972). Masonry materials and their physical properties. *Proceedings of the International Conference on Planning and Design of Tall Buildings*, Lehigh University, Bethlehem, PA, United States.
- Jafari, S., Rots, J. G., & Esposito, R. (2019). Core testing method to assess nonlinear behavior of brick masonry under compression: A comparative experimental study. *Construction and Building Materials*, 218, 193-205. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.04.188
- Jirásek, M., & Bauer, M. (2012). Numerical aspects of the crack band approach. *Computers & Structures*, 110-111, 60-78. doi: 10.1016/j.compstruc.2012.06.006
- Kaushik, H. B., Rai, D. C., & Jain, S. K. (2007). Stress-strain characteristics of clay brick masonry under

- Segura, J., Pelà, L., & Roca, P. (2018). Monotonic and cyclic testing of clay brick and lime mortar masonry in compression. *Construction and Building Materials*, 193, 453-466. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.10.198
- Shieh-Beygi, B., & Pietruszczak, S. (2008). Numerical analysis of structural masonry: Mesoscale approach. *Computers & Structures*, 86(17-18), 1958-1973. doi: 10.1016/j.compstruc.2008.04.009
- Shrestha, J. K., Bhandari, S., Pradhan, S., & Gautam, D. (2020). Simplified frame model for capacity assessment of masonry buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 131, 106056. doi: 10.1016/j.soildyn.2020.106056
- Tavanaeifar, H., & Akhaveissy, A. H. (2023). Splitting test on masonry cores and modeling of the confined mortar behavior based on fracture energy. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 55(3), 555-582. doi: 10.22060/ceej.2023.21192.7647
- Union Internationale des Chemins de fer. (1995). *Recommendations for the Assessment of the Load Carrying Capacity of Existing Masonry and Mass-concrete Arch Bridges (UIC Code 778-3R)*
- Vermeltoort, A. T., Martens, D. R. W., & van Zijl, G. P. A. G. (2007). Brick-mortar interface effects on masonry under compression. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 34(12), 1475-1485. doi: 10.1139/L07-067
- Vermeltoort, A. T., Raijmakers, T., & Janssen, H. (1993). Shear tests on masonry walls. *Heron*, 38(1), 3-22.
- Vorel, J., Marcon, M., Cusatis, G., Caner, F., Di Luzio, G., & Wan-Wendner, R. (2021). A comparison of the state of the art models for constitutive modelling of concrete. *Computers & Structures*, 244, 106426. doi: 10.1016/j.compstruc.2020.106426
- Zahra, T., & Dhanasekar, M. (2016). Prediction of masonry compressive behaviour using a damage mechanics inspired modelling method. *Construction and Building Materials*, 109, 128-138. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.01.048
- Zhao, Y. G., Lin, S., Lu, Z. H., Saito, T., & He, L. (2018). Loading paths of confined concrete in circular concrete filled steel tube stub columns subjected to axial compression. *Engineering Structures*, 156, 21-31. doi: 10.1016/j.engstruct.2017.11.010
- implicit numerical integration of a non-associated, three-invariant cap plasticity model with mixed isotropic-kinematic hardening for geomaterials. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 39(16), 1853-1883. doi: 10.1002/nag.2372
- Naciri, K., Aalil, I., Chaaba, A., & Al-Mukhtar, M. (2021). Detailed micromodeling and multiscale modeling of masonry under confined shear and compressive loading. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 26(1), Article 04020048. doi: 10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000538
- Nie, Y., Sheikh, A., Griffith, M., & Visintin, P. (2022). A damage-plasticity based interface model for simulating in-plane/out-of-plane response of masonry structural panels. *Computers & Structures*, 271, 106721. doi: 10.1016/j.compstruc.2021.106721
- Pelà, L., Aprile, A., & Roca, P. (2016). Compression test of masonry core samples extracted from existing brickwork. *Construction and Building Materials*, 119, 230-240. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.05.057
- Pelà, L., Roca, P., & Benedetti, A. (2016). Mechanical characterization of historical masonry by core drilling and testing of cylindrical samples. *International Journal of Architectural Heritage*, 10(2-3), 360-374. doi: 10.1080/15583058.2015.1077906
- Peyman, F., & Sadrnejad, S. A. (2017). Analysis of concrete crack growth based on micro-plane model. *Structural Concrete*, 18(5), 1-16. doi: 10.1002/suco.201600208
- Pietruszczak, S., & Niu, X. (1992). A mathematical description of macroscopic behaviour of brick masonry. *International Journal of Solids and Structures*, 29(5), 531-546. doi: 10.1016/0020-7683(92)90052-U
- Pulatsu, B., Erdogmus, E., Lourenço, P. B., & Quey, R. (2019). Simulation of uniaxial tensile behavior of quasi-brittle materials using softening contact models in DEM. *International Journal of Fracture*, 217(1-2), 105-125. doi: 10.1007/s10704-019-00362-4
- Sarhosis, V., & Lemos, J. V. (2018). Detailed micro-modelling approach for the structural analysis of masonry assemblages. *Computers & Structures*, 206, 66-81. doi: 10.1016/j.compstruc.2018.06.003

واژه‌نامه

Stack Bond Prisms	۱- چیدمان انباشته
Running Bond Wall	۲- چیدمان کشنده
Flat-Jack Test	۳- آزمایش جک مسطح
Macro-Elements or Equivalent Element	۴- المان معادل یا المان درشت
Macro-Modeling	۵- درشت مدل‌سازی
Discrete Element	۶- ریز مدل‌سازی المان مجزا
Detailed Micro-Modeling	۷- مدل پر جزئیات
Simplified Micro-Modeling	۸- مدل ساده شده
Continuous Micro-Modeling	۹- مدل پیوسته
Concrete Damage Plasticity (CDP)	۱۰- مدل آسیب-پلاستیک
Model Based on the Angular Decomposition of Space	۱۱- مدل بر مبنای مفهوم تجزیه زاویه‌ای فضا
Invariants	۱۲- نامتغیرها
Multi-Laminate Model (MLM)	۱۳- مدل چند صفحه
Local Stress Space	۱۴- فضای تنش محلی
Global Stress Space	۱۵- فضای تنش کلی
Calibration	۱۶- کالیبراسیون
Verification	۱۷- صحت‌سنجی (راستی‌آزمایی)
Validation	۱۸- اعتبار‌سنجی
The loss of Ellipticity of the Governing Partial Differential Equations	۱۹- از بین رفتن بیضوی معادلات دیفرانسیل جزئی
Snap-back	۲۰- پرش به عقب
Failure	۲۱- شکست

Numerical Study of the Core Compression Test Method to Investigate the Behavior of the Existing Masonry Structure by the Model Based on the Space Angular Decomposition Concept

Hamid Tavanaeifar^{1*} and Amir Houshang Akhaveissy²

1. Ph.D. Graduate in Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran, *Corresponding Author, email: Hamidtavanaei@gmail.com
2. Associate Professor, Department of Civil Engineering, Engineering Faculty, Razi University, Kermanshah, Iran

The structural assessment of existing masonry buildings often requires reliable estimation of their compressive strength. However, conventional experimental methods such as testing full-scale prisms or wallettes are highly invasive, time-consuming, costly, and impractical for in-situ evaluation of historic or existing structures. Alternative techniques like the flat-jack test provide only elastic-range data and fail to capture post-peak softening behavior or ultimate compressive capacity. In this context, core drilling emerges as a promising minimally invasive approach, enabling the extraction of small cylindrical samples (masonry cores) for laboratory testing while preserving the integrity of the parent structure. Despite its potential, the interpretation of core compression tests remains challenging due to complex stress states, size effects, and the heterogeneous nature of masonry materials.

This study presents a comprehensive numerical investigation into the compressive behavior of masonry cores compared to standard prismatic specimens, using advanced finite element modeling. A three-dimensional continuous micro-modeling strategy is employed, explicitly representing both bricks and mortar without interface elements. Two sophisticated constitutive models are implemented and compared: (1) the widely used Concrete Damage Plasticity (CDP) model available in Abaqus, and (2) an enhanced Multi-Laminate Model (MLM) based on the angular decomposition of stress space. The MLM is specifically upgraded to account for biaxial tensile-compressive stress states in bricks and triaxial confinement effects in mortar key mechanisms governing masonry failure under compression.

The MLM incorporates a fracture-energy-based softening law and separates stress into volumetric and deviatoric components, applying the latter to multiple micro-planes (66 in this study) to inherently capture the pronounced anisotropy and directional dependency of quasi-brittle materials after cracking. In contrast, the CDP model relies on isotropic damage and invariant-based yield surfaces, which may inadequately represent the true 3D stress interaction between masonry constituents.

Both models are rigorously calibrated using experimental data from the literature, particularly from compression tests on masonry prisms and cores conducted by Pelà et al. (2016). Calibration involves determining path-dependent parameters for triaxial compression and biaxial tension-compression states through single-element simulations with appropriate boundary conditions. The models are then validated against three benchmark cases: (i) a five-brick prism, (ii) a 150-mm diameter masonry core under axial compression, and (iii) a full-scale shear wall tested at Eindhoven University.

Results demonstrate that the enhanced MLM accurately predicts both the peak compressive strength and the failure mode including vertical splitting in bricks and hourglass-shaped crushing closely matching experimental observations. The model correctly estimates the lateral confining stress in mortar (≈ 0.65 MPa), aligning with theoretical expectations from Hilsdorf's framework. In contrast, the CDP model significantly overestimates strength (by up to 86% in prisms and 36% in cores), primarily due to unrealistic confinement assumptions and inability to capture directional tensile failure in bricks.

Furthermore, the MLM successfully reproduces the load–displacement response and crack patterns of the Eindhoven shear wall under combined vertical and lateral loading, confirming its robustness for practical structural



Extended Abstracts

analysis. This study confirms that core testing, when interpreted through advanced, physically consistent numerical models like the enhanced MLM, offers a viable, minimally destructive method for assessing the compressive behavior of existing masonry. The proposed approach provides deeper insight than laboratory tests alone delivering full-field stress and strain distributions and outperforms conventional modeling techniques in accuracy and physical fidelity.

Keywords: Masonry Core, Micro Modeling, Dilatancy Effect, Model Based on Angular Space Decomposition, CDP Model.