

تحلیل شکست سازه‌های بنایی غیر مسلح بر پایه سخت‌شوندگی و نرم‌شوندگی کرنشی در چارچوب مدل چندصفحه‌ای

امیر هوشنگ اخویسی و حمید توانایی فر
گروه مهندسی عمران دانشگاه رازی کرمانشاه

(دریافت مقاله: ۱۳۹۲/۱۰/۲۳ - دریافت نسخه نهایی: ۱۳۹۳/۱۱/۱۱)

چکیده - این مقاله یک مدل ماکرو را برای پیش‌بینی رفتار درون صفحه سازه‌های بنایی غیرمسلح ارائه می‌دهد. مدل مزبور بر مبنای مفهوم تئوری چند صفحه‌ای ارائه می‌شود. از این روش در گذشته برای مدل‌سازی رفتار ماسه‌ها، با صرف‌نظر از چسبندگی و مقاومت کششی، استفاده شده است. با توجه به پایه ریاضی این روش و امکان گسترش آن در سایر مواد، در تحقیق حاضر این روش برای پیش‌بینی بار شکست در سازه‌های بنایی غیرمسلح به کار می‌رود. این مدل قادر است ناهمسانی‌های تحمیلی مصالح شکننده را مانند بتن، سنگ و مصالح بنایی، که به دلیل ترک خوردن ایجاد می‌شود، به طور ذاتی در نظر بگیرد. در این راستا سطح تسلیم مورد استفاده شامل سطح تسلیم موهر کلمب تعمیم یافته به همراه کپ فشاری و قطع‌کننده کششی است. مقایسه پیش‌بینی‌های عددی از تحلیل غیرخطی سازه‌های بنایی غیرمسلح در مقابل بارهای جانبی با نتایج به دست آمده از داده‌های آزمایشگاهی توانایی این مدل را در تحلیل شکست سازه‌های بنایی نشان می‌دهد.

واژگان کلیدی: دیوار بنایی غیرمسلح، مدل‌سازی ماکرو، روش چندصفحه‌ای، ناهمسانی تحمیلی، سخت‌شوندگی و نرم‌شوندگی کرنشی.

In-plane Failure Analysis of URM Structures Based on Strain Hardening and Softening in the Multilaminate Framework

A. H. Akhavanfar and H. Tavanaei Far

Department of civil Engineering, Razi University of Kermanshah

Abstract: This paper presents a macro model to predict unreinforced masonry structures in plane behavior. The model is based on the concept of multilaminate theory. In the past, the method has been used to model behavior of soil, disregarding the cohesion and the tensile strength. Regarding its mathematical base, and the possibility of applying in other cases, this method is used to predict the ultimate failure load in URM structures in present study. This model is intrinsically capable of spotting induced anisotropy of brittle material such as concrete, rocks and masonry, developed as a result of cracking. Here, the yield surface applied, consists an generalized mohr-coulomb yield surface, along with a cap model and a cut-off tensile. Comparing numerical results predicted to be obtained in non-linear analysis of masonry structures unreinforced against lateral load, with the results of their experimental data shows capability of the model in failure analysis of URM structures.

* : مسئول مکاتبات، پست الکترونیکی: ahakhavanfar@razi.ac.ir

Keywords: *Unreinforced masonry wall, macro modeling, multilaminar method, induced anisotropy, strain hardening and softening.*

فهرست علائم

ضریب وزنی نقطه	w_i	پارامتر کنترل کننده نرخ سخت شونده گی انحرافی	A_{mat}
بردار تنش در سطح میکرو	σ'_i	پارامتر مقیاس بدون بعد	A_d
تانسور تنش مؤثر	σ'	پارامتر بدون بعد، در محاسبه نرخ کاهش مقاومت کششی	a_i
تنش نرمال روی صفحه نمونه	σ'_{ni}	پارامتر برای محاسبه اندازه پیوند	b
مقاومت کششی واقعی	σ'_t	اندازه اولیه پیوند روی صفحه نمونه مورد نظر	b_i
مقاومت کششی اولیه (مقاومت کششی ماکزیمم)	$\sigma'_{t,max}$	مقدار نهایی پیوند به نمایندگی از المان های پایدار ساختمان	b_{ult}
تنش نرمال پیش تحکیمی مؤثر واقعی	σ'_{nc}	چسبندگی مؤثر انتقالی	c'_{mob}
تنش نرمال پیش تحکیمی مؤثر واقعی رس آسیب دیده	σ'^*_{nc}	مدول الاستیسیته بنایی	E_c
تنش نرمال پیش تحکیمی مؤثر اولیه رس آسیب دیده	$\sigma'^*_{nc,i}$	تابع تسلیم	f_i
کرنش پلاستیک نرمال کششی	$\epsilon^p_{n,t}$	تابع تسلیم انحرافی	f_d
کرنش پلاستیک برشی انحرافی	$\epsilon^p_{\gamma,d}$	قسمت حجمی از تابع تسلیم	f_v
کرنش پلاستیک برشی حجمی	$\epsilon^p_{\gamma,v}$	سطح تسلیم کششی	f_t
جمع قدرمطلق مقادیر کرنش های پلاستیک نرمال در صفحه نمونه	$\epsilon^p_{n,i}$	مقاومت فشاری منشور بنایی	f'_m
حاصل جمع قدرمطلق مقادیر کرنش های پلاستیک	$\epsilon^p_{\gamma,i}$	تابع پتانسیل پلاستیک در سطح میکرو	g_i
برشی روی هر صفحه نمونه		پارامتر بدون بعد به منظور کنترل نرخ کاهش پیوند فشاری	h_{v1}
کرنش در لحظه پیک منحنی تنش - کرنش کششی	ϵ_t	پارامتر بدون بعد به منظور کنترل نرخ کاهش پیوند کششی	h_{v2}
کرنش در وضعیت نمایش یافته در شکل ۴	ϵ_m		
ضریب شکل	M_∞	بردار نرمال صفحه نمونه	n_i
پارامتر تعیین ضریب شکل	α	نسبت گسیختگی	R_f
کرنش پلاستیک نرمال انحرافی	$\epsilon^p_{n,d}$	سطح کره واحد	S
پارامتر مقاومتی	χ_i	ماتریس انتقال صفحه نمونه i	T_i

۱- مقدمه

ماکرو یا درشت مدل سازی و المان های ماکرو یا المان های معادل تقسیم می شوند.

دیوار آجری ماده ای مرکب از آجر و ملات است که آجرها به وسیله لایه نازکی از ملات به یکدیگر متصل می شوند. در ریزمدل سازی هر کدام از اجزاء دیوار آجری به طور جداگانه مدل سازی می شوند. از جمله محدودیت های ریزمدل سازی، این حقیقت است که اندرکنش درزه ها با واحدهای بنایی

ساختمان های بنایی یکی از قدیمی ترین سیستم های سازه ای هستند که از گذشته های دور تاکنون رایج بوده اند. اولین گام در ارزیابی لرزه ای ساختمان ها و نیز ارزیابی طرح تقویت مورد نظر، مدل سازی ساختمان ها هست. مدل سازی عددی دیوارهای آجری در چارچوب روش های مقاومت، به طور کلی به سه دسته مدل سازی میکرو یا ریزمدل سازی، مدل سازی

(آجر) را نمی‌توان به‌طور صحیح در نظر گرفت. در واقع به دلیل تفاوت‌های فاحش بین خواص مکانیکی آجرها و درزهای ملات، تنش‌ها در دیوار و در نواحی مجاور اتصالات، توسعه می‌یابند. باید توجه داشت هرچند که مدل‌سازی در این روش از دقت قابل توجهی برخوردار است، با این حال از نظر حجم محاسبات و شیوه مدل‌سازی، بسیار پیچیده بوده و برای مدل‌سازی سازه‌های بنایی در ابعاد واقعی قابل کاربرد نمی‌باشند.

تعداد زیادی از ریز مدل‌ها برای مدل‌سازی سازه‌های بنایی تحت بارگذاری‌های یکنوا و تناوبی در گذشته به‌کار گرفته شده است. لورنکو [۱] یک مدل حرفه‌ای ارائه داد که قادر بود رفتار سازه بنایی را تحت وضعیت الاستیک خطی، کاملاً ترک‌خورده و کاهش مقاومت تا لحظه گسیختگی، پیش‌بینی کند. در این مدل تمام موده‌های گسیختگی ممکن در نظر گرفته شده بود. این مدل قادر به درک سه مکانیسم گسیختگی متفاوت است که شامل یک کلاهک کششی مستقیم برای مود اول گسیختگی، مدل اصطکاکی کلمب برای مود دوم گسیختگی و یک کلاهک فشاری بیضیگون برای گسیختگی فشاری و ترکیب فشار/برش است. اخویسی [۲] از مدل ارائه شده در [۱] برای مدل‌سازی رفتار دیوار بنایی استفاده کرد با این تفاوت که رفتار بلوک بنایی را به جای الاستیک، الاستوپلاستیک در نظر گرفته، و روابط ارائه شده در [۱] را با در نظر گرفتن کلاهک فشاری به‌صورت خطی، ساده‌تر کرد و در عین حال به نتایج مناسبی دست یافت. اُلویرا [۳] و اُلویرا و لورنکو [۴] مدل ارائه شده در [۱] را برای وضعیت دیوار بنایی تحت بارگذاری دوره‌ای بهبود دادند. اگرچه مدل ارائه شده در [۱] مسیر کامل بار سازه‌های بنایی را می‌توانست به‌طور منطقی مدل کند ولی بایستی تنش‌های برشی در آجر را تا صفر شدن در فقط یک گام بار با شروع ترک‌خوردگی ارائه می‌کرد تا بتواند به همگرایی برسد. در این مدل‌سازی مقدار زیادی از

انرژی فقط در یک گام بارگذاری آزاد شده و توانایی روش عددی را تحت تأثیر قرار می‌دهد. از اینرو هنگامی که در فرآیند تحلیل دوشاخگی^۱ در مسیر منحنی بار تغییر مکان به وجود می‌آید مدل قادر به تشخیص مسیر اصلی نیست. برای رفع این نقص، چایمون و آتارد [۵] یک ریز مدل بر مبنای مدل ترک مجزا ارائه دادند.

در مدل‌سازی ماکرو، دیوار آجری به‌صورت یک ماده همگن با خواص مکانیکی معادل فرض می‌شود. مدل‌سازی در این روش ساده بوده و حجم محاسبات نیز بسیار کمتر از مدل‌سازی میکرو است. در این مدل‌سازی هدف محاسبه رفتار یک سلول واحد مناسب عمومی به‌وسیله استخراج یک ضابطه ساختاری مستقیم بین حالت‌های تنش و کرنش متوسط است. چنین ضابطه‌ای را می‌توان به دو طریق به دست آورد، الف) به‌وسیله تکنیک‌های همگن‌سازی و ب) با استفاده از آزمایش‌های اعمالی بر صفحه‌های بنایی. در چند دهه اخیر به‌منظور استفاده از روش‌های همگن‌سازی، تعداد زیادی تقریب‌های گوناگون به‌منظور ارزیابی خواص متوسط بنایی ارائه شده است. از آن میان می‌توان به مدل‌های محیط پیوسته ریز قطبی کاسریت^۲، برازیل و همکاران [۶]، و نیز تحقیق‌های مبتنی بر تئوری همگن‌سازی برای واسطه تناوبی^۳، آنتوین [۷ و ۸] در روش دقیق همگن‌سازی اشاره کرد. در روش دوم به‌طور معمول نیاز به آزمایش‌های متعدد و در مقیاس واقعی است. از اینرو روش مزبور پرهزینه بوده و از سوی دیگر مدلی که بر اساس آن ارائه می‌شود فقط مختص همان نوع مصالح و شرایط آزمایشگاهی است که نمونه‌ها تحت آن ساخته و آزمایش شده‌اند. به‌عنوان مثال، لورنکو و همکاران [۹] از یک مدل پیوسته، که قبلاً در زمینه بتن استفاده شده بود برای ارزیابی سازه بنایی استفاده نمودند. از آنجا که مدل به‌کار رفته مناسب مصالح شبه شکننده همسانگرد بود، تغییراتی در مدل پایه به‌منظور استفاده برای مصالح بنایی

که مصالحی ارتوتروپ هستند ایجاد گردید. شایان توجه است با وجود اینکه نتایج به دست آمده از پیش‌گویی‌های عددی براساس مدل مزبور تطابق مناسبی با نتایج آزمایشگاهی دارد، با این حال به منظور کالیبره کردن مدل، نیاز به آزمایش‌های زیادی است. از اینرو یک مدل خرابی ارتوتروپ که دقت خوبی نسبت به نتایج حاصل از ریزمدل‌سازی دارد ارائه گردید [۱۰]. لازم به ذکر است به منظور احتراز از انجام آزمایش‌ها با مقیاس واقعی، که هزینه‌بر است، تعدادی از محققان این مدل‌ها را با استفاده از نتایج ریزمدل‌سازی‌ها کالیبره می‌کنند.

در ریزمدل‌سازی‌ها از نتایج آزمایش مربوط به خواص آجر، ملات و اتصال آنها که هزینه انجام چنین آزمایش‌هایی نسبت به آزمایش‌های واقعی بسیار کم‌تر است، استفاده می‌گردد. اخویسی و دسای [۱۱]، یک مدل ماکرو را براساس قانون ساختاری مناسب برای آنالیز دیوارهای بنایی پیشنهاد کردند. در این مدل، مفهوم وضعیت آشفته^۴ و مدل سطح یکتای سلسله مراتبی^۵ برای آنالیز سازه‌های بنایی اصلاح شده است که در آن سطوح متفاوتی برای مدل‌سازی رفتار فشاری و کششی مصالح بنایی استفاده می‌گردد.

نتایج حاصل از این مدل توافق خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد. اخویسی و میلانی [۱۲]، از این مدل برای تحلیل بارافزون ساختمان‌های بنایی بزرگ مقیاس استفاده کردند و به نتایج قابل قبولی دست یافتند. همچنین اخویسی و دسای [۱۳]، این مدل را برای آنالیز سازه‌های بتن آرمه نیز به کار گرفتند. مدل اخیر از لحاظ کاربرد ساده‌تر از مدل‌های ماکروی قبلی است و از دقت مناسبی برخوردار است. با این حال همانند مدل‌های قبلی پارامترهای زیادی را برای تحلیل نیاز دارد. در روش سوم، المان‌های معادل به جای مدل‌سازی کل دیوار استفاده می‌شود. دو روش اخیر به دلیل سادگی و سرعت

در مقایسه با روش اول، معمولاً برای مدل‌سازی سازه‌های بنایی با ابعاد بزرگ به کار برده می‌شوند.

بسیاری از مدل‌های عددی ارائه شده در این زمینه نیاز به پارامترهای متعددی دارند که لازمه داشتن آنها انجام آزمایش‌های غیرمعارف و پرهزینه است و اجرای آن نیز نیاز به مهارت محاسباتی زیادی دارد. در این مقاله سعی شده یک مدل ماکرو با استفاده از نتایج آزمایش‌های ساده همانند آزمایش‌های به کار گرفته شده توسط اخویسی و همکاران [۱۲ و ۱۳] برای ارزیابی دیوار بنایی غیرمسلح ارائه گردد. در این تحقیق از یک ابتکار جدید جهت تحلیل دیوار بنایی از مدل چندصفحه‌ای استفاده شده است که اولین بار در مطالعه رفتار خاک به کار رفته است. این مدل قادر است رفتار ناهمسان تحمیلی ماده را به صورت ذاتی، پس از تسلیم در نظر بگیرد، این ناهمسانی در نتیجه تشکیل ترک‌های عمود بر جهت تنش کششی اصلی به وجود می‌آید.

ویژگی عمده مدل چندصفحه‌ای، ارائه مدل ساختاری در صفحه و نه در فضا است. بنابراین از پیچیدگی‌های بیش از حد مدل‌های ساختاری ارائه شده در فضا در این روش کاسته می‌شود. اندام [۱۴] و الداخنی و همکارانش [۱۵] با استفاده از مفهوم چندصفحه‌ای، رفتار بنایی آجری را مدل‌سازی کردند. اندام [۱۴] از ضابطه گسیختگی مور-کلمب، که در تئوری یک صفحه ضعیف^۶ که در سنگ‌های ناهمسان ارائه شده، به منظور مدل‌سازی بنایی آجری مسلح استفاده کرد. در این مدل فقط مود گسیختگی لغزش درز ملات در نظر گرفته شده است و در مقابل نتایج آزمایشگاهی تأیید نشده است. الداخنی و همکاران [۱۵] از ایده چندصفحه‌ای به منظور ارائه یک المان ماکرو برای مدل‌سازی بنایی با بلوک مسلح و غیرمسلح، استفاده کردند. در این تحقیق مجموعه بنایی به وسیله مصالحی معادل جایگزین می‌گردد. این مصالح شامل یک واسطه همگن است و به وسیله دو مجموعه از

صفحات ضعیف در امتداد درزهای افقی و قائم شبیه سازی شده است. از سوی دیگر برای مدل سازی مصالح بنایی مسلح دو مجموعه از آرماتورها که به صورت عمودی و موازی با درزه های افقی هستند در نظر گرفته شده است. رفتار درشت^۷ مصالح معادل به وسیله پخش اثر صفحات ضعیف و مجموعه آرماتورها (وقتی موجود باشد)، برای محاسبه رفتار کلی^۸ مدل به کار گرفته شده است. بر مبنای این پیشنهاد هنگامی که مؤلفه های مختلف به سطح گسیختگی خود می رسند، باز توزیع تنش ها رخ می دهد و مودهای محتمل گسیختگی پیش بینی می شوند. هر چند این مدل قادر است با دقت نسبتاً مناسبی رفتار یک پانل بنایی را مدل سازی و مودهای مختلف گسیختگی را پیش بینی کند، با این حال مدل مزبور برای دیوار با مصالح بنایی بررسی نشده و همچنین پارامترهای آزمایشگاهی مورد نیاز برای مدل سازی زیاد است.

۲- اصول چارچوب چندصفحه ای

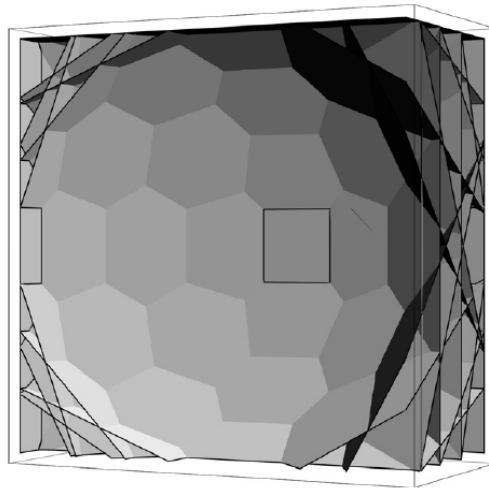
به طور کلی، چارچوب چند صفحه ای عبارت از یک رابطه ساده بین رفتار مکانیکی ماده در ریزمقیاس و درشت مقیاس است. چارچوب چندصفحه ای بر مبنای تئوری لغزش بوده که در سال ۱۹۳۸ برای مدل سازی رفتار پلاستیک فلزات، پیشنهاد شده است [۱۶]. در این چارچوب رفتار کلی یک ماده، از خواص ماده روی سطوح لغزش به دست می آید. زینکوویچ و پندی در ۱۹۷۷ از این چارچوب برای مدل سازی سنگ های درزه دار استفاده کردند. مدل سازی مزبور با فرض اینکه ناهمسانی مشخص شده در سنگ را بتوان با تعداد محدودی از صفحات ضعیف، توصیف کرد، صورت گرفته است [۱۶]. پندی و شرما این مفهوم را برای مدل سازی رفتار مکانیکی خاک توسعه دادند [۱۶]. در شکل (۱- الف) به صورت شماتیک صفحات تماس بر یک کره واحد به عنوان صفحات مورد نظر و شکل (۱- ب) مفهوم نحوه کاربرد این مدل در یک برنامه المان محدود شرح

داده شده است.

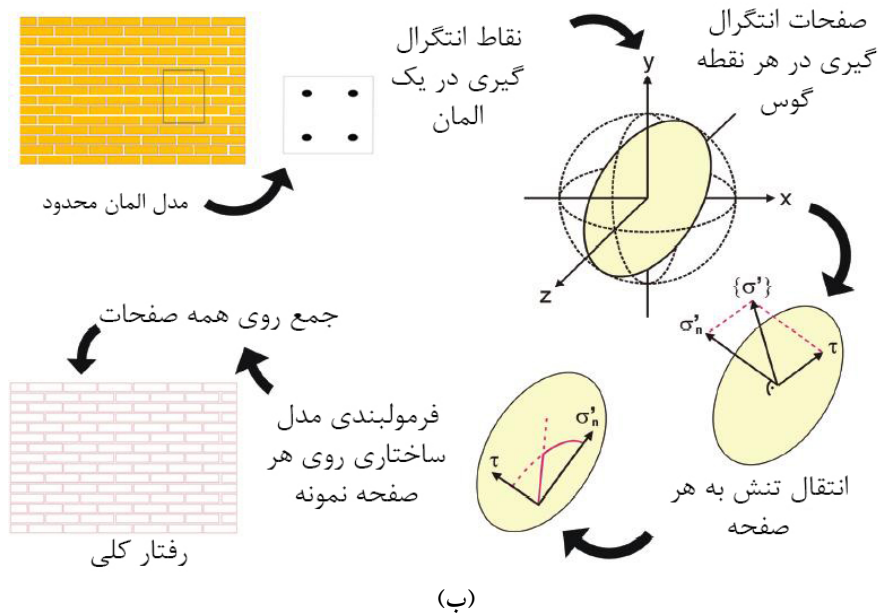
روش دیگری که از لحاظ مفهوم مشابه این روش است، مدل ریز صفحه نامیده می شود. در این روش از قیده های سینماتیکی به جای قیده های استاتیکی که در مدل های چند صفحه ای به کار می رود، استفاده می گردد. این مدل، توسط تعدادی از محققان برای مدل سازی رفتار بتن و سنگ و اخیراً برای مدل سازی خاک ها دنبال شده است. سانچز و همکاران [۱۷] اصول پایه ای و فرمول بندی مدل های ریز صفحه و چند صفحه ای را مورد بررسی و بحث قرار داده اند.

تفاوت اصلی بین دو فرمول بندی در این است که مدل چند صفحه ای از تصویر تنش ماکروسکوپیکی برای محاسبه کرنش های پلاستیک در سطح صفحات استفاده می کند و رابطه تنش-کرنش ماکروسکوپیکی از جمع بندی این چنین کرنش های پلاستیکی بازیابی می گردد، در حالی که مدل ریز صفحه از تصویر کرنش های ماکروسکوپیکی برای محاسبه حالت های تنش ریز صفحه استفاده می کند و رابطه تنش-کرنش ماکروسکوپیکی از جمع بندی این چنین تنش های ریز صفحه ای بازیابی می گردد. بدین معنا که در مدل های ریز صفحه، تغییر شکل های پلاستیک تازمانی که تمام ریز صفحات تحت جریان پلاستیک قرار گیرند رخ می دهد در حالی که در مدل چندصفحه ای در نزدیکی گسیختگی، پلاستیسیته روی یک یا تعداد کمی از صفحات متمرکز می شود و سایر صفحات به صورت الاستیک باقی مانده اند. بنابراین مدل چندصفحه ای نیاز به یک قانون سخت شوندگی و تابع پتانسیل پلاستیک داشته و اتساع به شیوه طبیعی اتفاق می افتد. در حالی که به همین دلیل در مدل ریز صفحه شکل سطوح تسلیم بایستی به صورت تابعی از جهت تنش های اصلی ماکروسکوپیکی کنترل شود که موجب پیچیدگی این مدل ها از لحاظ ریاضی می شود.

بر طبق چارچوب چندصفحه ای، می توان رفتار مکانیکی ماده را، با تعداد نامحدودی از صفحات لغزش خیالی، که به طور تصادفی در فضا جهت دار شده اند، جایگزین کرد. در نتیجه تغییر شکل پلاستیک جسم عبارت از حرکت پلاستیک



(الف)

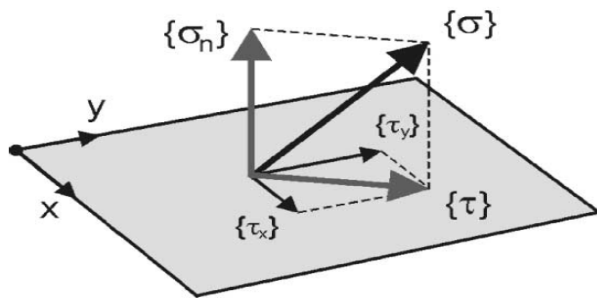


شکل ۱- (الف) نمایی از ۳۳ صفحه برای نیمکره در فضا، Neher و همکاران [۱۶] و (ب) مفهوم کلی مدل‌های چندصفحه‌ای

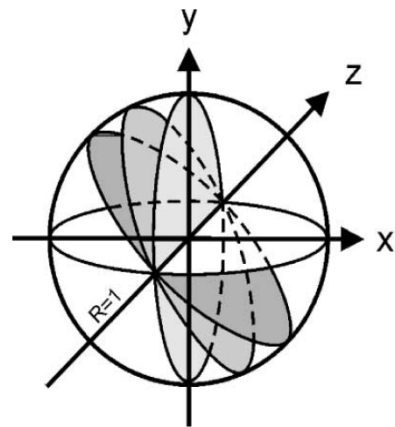
انتخاب شده را صفحات نمونه^۹، تماس^{۱۰} یا انتگرال^{۱۱} می‌نامند. در اینجا عبارت صفحات نمونه برای این مجموعه از صفحات اختیار می‌شود. دقت مدل، وابسته به تعداد، جهت و توزیع صفحات نمونه استفاده شده، است. در مدل‌های ساختاری همانند مدل چندصفحه‌ای، توابع پتانسیل و تسلیم به‌طور مستقل برای هر صفحه نمونه در نظر گرفته می‌شود. بنابراین کرنش‌های پلاستیک روی هر صفحه به‌طور مستقل روی صفحه گسترش می‌یابد. از اینرو در فرآیند بارگذاری، برخی از سطوح تسلیم

در امتداد این صفحات است. تنش‌های بین ذرات را می‌توان تنش روی این صفحات و تغییر شکل پلاستیک ماده را به‌صورت لغزش پلاستیک ذرات در امتداد این صفحات فرض نمود. بنابراین کل تغییر شکل ماده برابر با تغییر شکل الاستیک ذرات جامد و تغییر شکل پلاستیک حاصل از تغییر شکل روی صفحات مزبور است. از آنجا که در نظر گرفتن تعداد نامحدودی از صفحات لغزش غیرممکن است، از اینرو تعدادی صفحه محدود و یک ضریب وزنی مربوطه، انتخاب می‌شود. صفحات

$$\begin{Bmatrix} \sigma_n \\ \tau \end{Bmatrix} = [T_\sigma] \{\sigma\}$$



(ب)



(الف)

شکل ۲- (الف) نمایش صفحات نمونه در یک نقطه انتگرال‌گیری حول محورعمومی و (ب) انتقال تنش کلی $\{\sigma\}$ در نقطه انتگرال‌گیری به تنش‌های محلی $\{\sigma_n\}$ و $\{\tau\}$ روی یک صفحه نمونه

در این رابطه $\Delta\lambda_i$ نمو ضریب پلاستیک در سطح میکرو و g_i تابع پتانسیل پلاستیک در سطح میکرو است. سپس تغییر شکل ماده برابر با حاصل جمع تغییرشکل‌های الاستیک و پلاستیک است. بنابراین، نمو کرنش کل $\Delta\varepsilon$ شامل نمو کرنش الاستیک $\Delta\varepsilon^e$ و نمو کرنش پلاستیک $\Delta\varepsilon^p$ خواهد بود. باید توجه داشت که فقط کرنش‌های پلاستیک روی صفحات نمونه محاسبه می‌شوند (سطح میکرو) و کرنش‌های الاستیک در سطح ماکرو محاسبه می‌گردند. همچنین نمو کرنش پلاستیک $\Delta\varepsilon_i^p$ فقط برای صفحات نمونه فعال یعنی صفحات نمونه‌ای که تابع تسلیم برابر صفر است ($f_i = 0$) محاسبه می‌گردد. شایان توجه است که در الگوی چندصفحه‌ای، اساس اولیه محاسبه، انتگرال عددی از یک تابع مشخص ریاضی است که با گسترش در سطح یک کره با شعاع واحد انجام می‌گیرد. این تابع ریاضی می‌تواند تغییرات خواص فیزیکی را در سطح کره بیان کند. سطح کره فرضی با شعاع واحد در انجام انتگرال عددی می‌تواند با تعداد بی‌شماری صفحات تخت که مماس بر نقاط مختلف سطح کره هستند، تقریب زده شود. به این ترتیب، هریک از صفحات یاد شده یک نقطه تماس با سطح کره داشته، که با محدود نمودن این صفحات، تعداد نقاط تماس یا نقاط مبنا نیز قابل تعریف است. از سوی دیگر در محاسبه انتگرال عددی می‌توان مقدار کمیت دارای

فعال شده و برخی دیگر دست‌نخورده باقی می‌مانند. بنابراین مدل چندصفحه‌ای قادر است به‌طور ذاتی یعنی بدون نیاز به پارامترهای اضافی، ناهمسانی تحمیلی را محاسبه کند.

تنش در سطح ریزمقیاس (تنش‌های نرمال و مماسی بر روی یک صفحه خاص) به‌وسیله مفهوم تصویر تانسور تنش ماکروسکوپیکی روی صفحه مورد نظر به‌دست می‌آید (شکل ۲).

تابع تسلیم برای i امین صفحه نمونه را می‌توان به‌صورت تابعی از تنش در سطح میکرو σ'_i و مجموعه‌ای از پارامترهای مقاومتی χ_i ، نوشت:

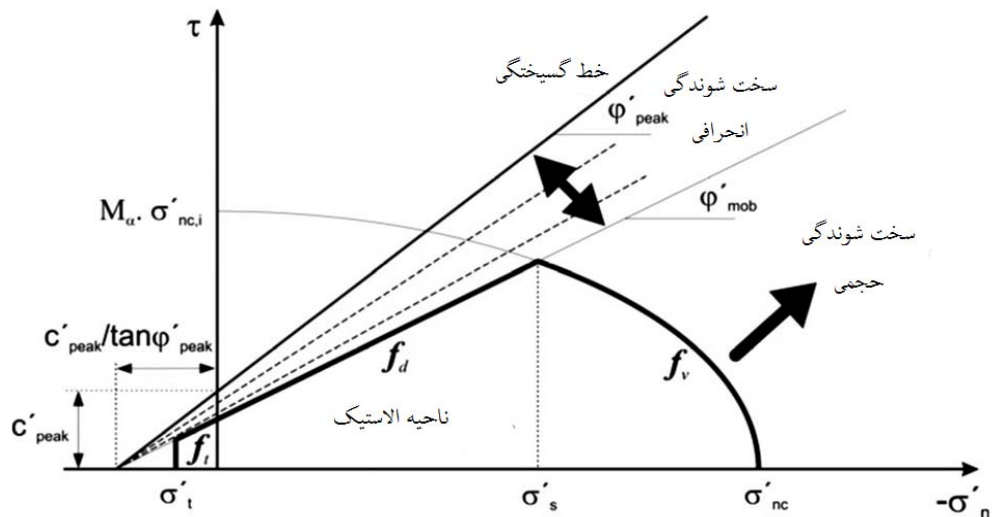
$$f_i = f_i(\sigma'_i, \chi_i) \quad (1)$$

$$\sigma'_i = [\sigma'_{ni}, \tau_i]^T = \left[\begin{array}{c} \sigma' n_i \cdot n_i \\ \|\sigma' n_i - (\sigma' n_i \cdot n_i) n_i\| \end{array} \right] \quad (2)$$

که σ' تانسور تنش مؤثر و n_i بردار یکه نرمال مربوط به صفحه i است.

بر اساس تئوری پلاستیسیته، نمو‌های کرنش پلاستیک متناسب با مشتق تابع پتانسیل پلاستیک (یا تابع تسلیم در حالت جریان وابسته) نسبت به تنش، هستند. نمو کرنش پلاستیک $\Delta\varepsilon_i^p$ مربوط به i امین صفحه نمونه به‌صورت زیر داده می‌شود:

$$\Delta\varepsilon_i^p = \Delta\lambda_i (\partial g_i / \partial \sigma_i) \quad (3)$$



شکل ۳- منحنی تسلیم و ضابطه گسیختگی روی صفحه نمونه [۱۸]

واحد محاسبه کرد:

$$\Delta \varepsilon^p = \int_S T_i \Delta \varepsilon_i^p dS = \int_S \Delta \lambda_i T_i \frac{\partial g_i}{\partial \sigma'_i} dS = \sum_{i=1}^{n_p} \Delta \lambda_i T_i \frac{\partial g_i}{\partial \sigma'_i} W_i \quad (5)$$

T_i ماتریس انتقال صفحه نمونه i را معرفی می‌کنند. فرمول‌بندی چندصفحه‌ای که در این مقاله استفاده می‌شود براساس مدلی است که توسط گالوی [۱۶]، گالوی و همکاران [۱۸ و ۱۹] برای رس عادی تحکیم یافته و پیش تحکیم یافته، ارائه شده است. این مدل توانایی مدل‌سازی ناهمسانی ذاتی، خرابی و نرم شونده‌گی کرنش را دارد. شایان ذکر است، مدل سطح تسلیم استفاده شده توسط گالوی و همکاران که در شکل (۳) نمایش داده شده است همان مدل مورد استفاده توسط لورنکو [۱]، اولیویر [۳]، الیویر و لورنکو [۴] و اخویسی [۲] برای مدل‌سازی رفتار درزه ملات در ریز مدل‌سازی دیوارهای بنایی غیر مسلح استفاده شده است. از اینرو، در تحقیق حاضر می‌توان از این فرمول‌بندی برای تحلیل دیوارهای بنایی استفاده کرد. در تحقیق حاضر به منظور کاهش پارامترهای مورد نیاز در تحلیل فقط اثر ناهمسانی ذاتی در مدل اعمال نشده است. ضابطه تسلیم مدل چندصفحه‌ای به طور مستقل برای هر صفحه نمونه‌ای تعریف شده و در حالت ایزوتروپیک، در تمام صفحات نمونه، شکلی کاملاً مشابه دارد. لازم به ذکر است که در این تحقیق، قرارداد

گسترش بر روی سطح کره را در نقاط یاد شده به دست آورد. تعداد و توزیع صفحات نمونه روی کره به وسیله قانون انتگرال حاکم می‌شود. در یک حالت متقارن، برای هر دو نقطه روی کره یک صفحه مشخص می‌شود، بنابراین انتگرال‌گیری را می‌توان روی یک نیمکره به جای یک کره اعمال کرد و در نتیجه ضرایب وزنی باید دو برابر شوند. تمام محاسبات ارائه شده در این مطالعه بر مبنای 2×33 صفحه نمونه متقارن است، این تعداد مشابه کار گالوی [۱۶]، گالوی و همکاران [۱۸ و ۱۹] به منظور ایجاد تعادلی بین تلاش محاسباتی و دقت محاسبات، اختیار شده است.

انتگرال عددی از تابع پیوسته $f(x,y,z)$ روی سطح کره، به صورت جمع مقادیر f در نقاط نمونه که در ضرایب وزنه مربوط با این نقاط ضرب می‌شوند، به دست می‌آید. رابطه زیر ارتباط بین انتگرال عددی و انتگرال عادی را نشان می‌دهد:

$$\int_S f(X, Y, Z) = \sum_{i=1}^{n_p} w_i f_i(X_i, Y_i, Z_i) \quad (4)$$

در این رابطه: S = سطح کره واحد، n_p = تعداد نقاط نمونه، w_i = ضریب وزنی نقطه i ، f_i = مقدار تابع f در نقطه i است.

برای به دست آوردن نمو کرنش پلاستیک کلی $\Delta \varepsilon^p$ ، سهم همه صفحات نمونه را بایستی به وسیله انتقال نمو کرنش پلاستیک در سطح میکرو $\Delta \varepsilon_i^p$ و انتگرال عددی روی سطح کره

علامت مکانیک محیط پیوسته استفاده شده است. به بیان دیگر تنش‌ها و کرنش‌های کششی مثبت فرض شده‌اند.

تابع تسلیم استفاده شده شامل سه تابع مستقل (f_v, f_d) و f_t از مؤلفه‌های تنش مؤثر یعنی به ترتیب قسمت‌های انحرافی، حجمی و کششی از منحنی پوش است (شکل (۳)).

تابع تسلیم انحرافی f_d تعمیمی از ضابطه موهر-کلمب است که یک زاویه اصطکاک انتقالی را به کار می‌گیرد (ϕ'_{mob}):

$$f_d = \tau + \sigma'_n \cdot \tan \phi'_{mob} - \frac{c'_{mob} \cdot \tan \phi'_{mob}}{\tan \phi'_{peak}} = 0 \quad (6)$$

$$\tan \phi'_{mob} = \tan \phi'_i + (\tan \phi'_{mod} - \tan \phi'_i) \cdot \frac{\epsilon_{\gamma,d}^p}{\epsilon_{\gamma,d}^p + A_{mat}} \quad (7)$$

$$R_f = \frac{\tan \phi'_{peak}}{\tan \phi'_{mod}} \quad (8)$$

که ϕ'_i ، ϕ'_{peak} و ϕ'_{mod} به ترتیب زوایای اصطکاک مؤثر اولیه، نهایی و اصلاح شده هستند، پارامتری است که نرخ سخت‌شوندگی انحرافی را کنترل می‌کند و می‌تواند به وسیله کالیبراسیون در مقابل داده‌های آزمایش سه محوری محاسبه گردد. شایان توجه است، مقادیر بزرگتر A_{mat} موجب انتقال کندتر زاویه اصطکاک با کرنش‌های برشی پلاستیک بزرگتر می‌شود. در کار حاضر این پارامتر و سایر پارامترهای مجهول به وسیله کالیبراسیون در مقابل آزمایش یک منشور بنایی محاسبه می‌گردد که در ادامه توضیح داده خواهد شد. به بیان دیگر با رشد کرنش‌های پلاستیک انحرافی، به علت افزایش بارگذاری، مقدار مقاومت برشی روی هر صفحه تغییر می‌کند تغییر این مقاومت به دلیل فعال شدن تدریجی اصطکاک با افزایش طول گسیختگی بر روی هر صفحه است. از اینرو پارامتر مذکور فعال شدن تدریجی مقاومت اصطکاک در هنگام رشد ترک، وابسته به کرنش‌های پلاستیک انحرافی، را سبب می‌شود. R_f نسبت گسیختگی که به طور معمول برابر با ۰/۹۵ در نظر گرفته می‌شود. انتقال زاویه اصطکاک به وسیله کرنش برشی پلاستیک بر مبنای قسمت انحرافی از تابع تسلیم کنترل می‌گردد ($\epsilon_{\gamma,d}^p$).

از سوی دیگر قسمت حجمی تابع تسلیم (f_v) (رابطه ۹)، یک تابع بیضوی شکل که در هنگام سخت‌شوندگی حجمی با

افزایش کرنش نرمال پلاستیک تجمعی $\epsilon_{n,v}^p$ توسعه می‌یابد. این رفتار به وسیله رابطه (۹) شرح داده می‌شود که رابطه‌ای برای انبساط حجمی از تابع تسلیم ارائه می‌دهد:

$$f_v = \frac{\sigma'_n{}^2}{\sigma'_{nc}{}^2} + \frac{\tau^2}{(M_\alpha \cdot \sigma'_{nc})^2} - 1 = 0 \quad (9)$$

شایان توجه است که قطر کوچک بیضی معادل با $M_\alpha \cdot \sigma'_{nc}$ است. ضریب شکل M_α که شکل f_v را تعیین می‌کند به وسیله رابطه (۱۰) تعیین می‌شود:

$$M_\alpha = \infty \cdot \tan \phi'_{peak} \quad (10)$$

$$\sigma'_{nc}{}^* = \sigma'_{nc,i}{}^* \cdot e^{-K \cdot \epsilon_{n,v}^p} \quad (11)$$

همچنین ∞ برابر با ۰/۶۷ در نظر گرفته می‌شود σ'_{nc} تنش نرمال پیش تحکیمی مؤثر واقعی و $\sigma'_{nc,i}$ مقدار اولیه آن است، که می‌تواند به صورت تنش تسلیم نرمال خاک در نتیجه تنش‌های اولیه روی صفحه موردنظر، فرض شود. با توجه به استفاده از این سطح تسلیم در مدل‌سازی رفتار سازه بنایی و عدم وجود این پارامترها در سازه، در ادامه مقادیری برای آنها فرض خواهد شد، به گونه‌ای که اثر این پارامترها در مدل حاضر قابل صرف نظر باشد. پارامتر سخت‌شوندگی K در رابطه (۱۱)، در خاک تابعی از شیب خط فشاری نرمال و شیب خط باربرداری-بارگذاری مجدد در دیگرام $\log p' - e$ و نسبت تخلخل در تنش σ'_{nc} است که در این تحقیق به صورت ثابت و برابر با ۱/۰ اختیار شده است.

$\sigma'_{nc}{}^*$ و $\sigma'_{nc,i}{}^*$ به ترتیب، تنش نرمال پیش تحکیمی مؤثر واقعی و اولیه رس خراب شده را نشان می‌دهد. تنش نرمال پیش تحکیمی مؤثر واقعی σ'_{nc} تابعی از $\sigma'_{nc}{}^*$ و ساختار فعلی خاک است که در ادامه نسبت به تعمیم آن در کار حاضر پرداخته خواهد شد. قسمت سوم از سطح تسلیم (f_t) یک برش قطع کننده کششی را تعریف می‌کند.

$$f_t = \sigma'_n - \sigma'_t \quad (12)$$

σ'_t مقاومت کششی واقعی است و در صورت نبود داده در این زمینه می‌تواند مقدار پیش فرض $c'_{peak} / \tan \phi'_{peak}$ را برای آن اختیار کرد. شایان ذکر است که در این مدل برای تمام سطوح تسلیم f_d ، f_v و f_t ، قانون جریان وابسته

در نظر گرفته شده است.

$$\varepsilon_{\gamma,i}^p = \left| \varepsilon_{\gamma,d}^p \right| + \left| \varepsilon_{\gamma,v}^p \right| + \left| \varepsilon_{\gamma,t}^p \right| \quad (15)$$

اندیس‌های n و γ کرنش پلاستیک نرمال و کرنش پلاستیک برشی را نشان می‌دهند، درحالی‌که اندیس‌های d ، v و t قسمت‌های مربوط به منحنی تسلیم را نشان می‌دهند. در روابط (۱۴) و (۱۵) فرض شده که کرنش‌های پلاستیک حاصل از قسمت‌های مختلف منحنی تسلیم اثر یکسانی روی افت دارند. برخلاف مصالح نرم و شکل پذیر (همانند فولاد)، از آنجاکه قسمت‌هایی از مصالح ترد که وارد فاز پلاستیک شده‌اند قادر به تحمل نیرویی نیستند، از اینرو خرابی مصالح موجب افت مقاومت کلی می‌گردد. بنابراین نمی‌توان رفتار چنین مصالحی را به تنهایی در قالب مدل‌های پلاستیسیته بیان کرد. از سوی دیگر، میزان کاهش پیوند^{۱۸} که متشکل از چسبندگی و اصطکاک بین ذرات مصالح است، نسبت به پیوند اولیه، بایستی به‌طریقی به افزایش کرنش خرابی مربوط شود. در این راستا رابطه زیر بین اندازه پیوند و کرنش خرابی ارائه شده است [۱۶]:

$$\frac{db}{b} = -h_{v1} \cdot d\varepsilon_{di} \quad (16)$$

که h_{v1} یک پارامتر بدون بعد برای کنترل نرخ افت پیوند با توجه به کرنش خرابی است و b پارامتری برای محاسبه اندازه پیوند است. با تابع اولیه گیری از معادله (۱۶)، می‌توان مقدار پیوند در تغییرشکل‌های پلاستیک بزرگ را محاسبه کرد. از اینرو اندازه پیوند در کرنش خرابی ε_{di} عبارتست از:

$$b = b_{ult} + (b_i - b_{ult}) \exp(-h_{v1} \cdot d\varepsilon_{di}) \quad (17)$$

که b_i اندازه اولیه پیوند روی صفحه نمونه موردنظر است، b_{ult} مقدار نهایی پیوند به نمایندگی از المان‌های پایدار ساختمان است. از رابطه (۱۷) می‌توان فهمید که اندازه پیوند با افزایش کرنش خرابی کاهش یافته و هنگامی که کرنش خرابی به سمت بینهایت میل کند، مقدار پیوند برابر با b_{ult} می‌شود.

۴- خرابی در فشار و کشش

منحنی تسلیم مدل پیشنهاد شده روی هر صفحه نمونه در شکل (۴) نشان داده شده است. در این شکل σ'_{nc} و σ'_{nc}^* به ترتیب،

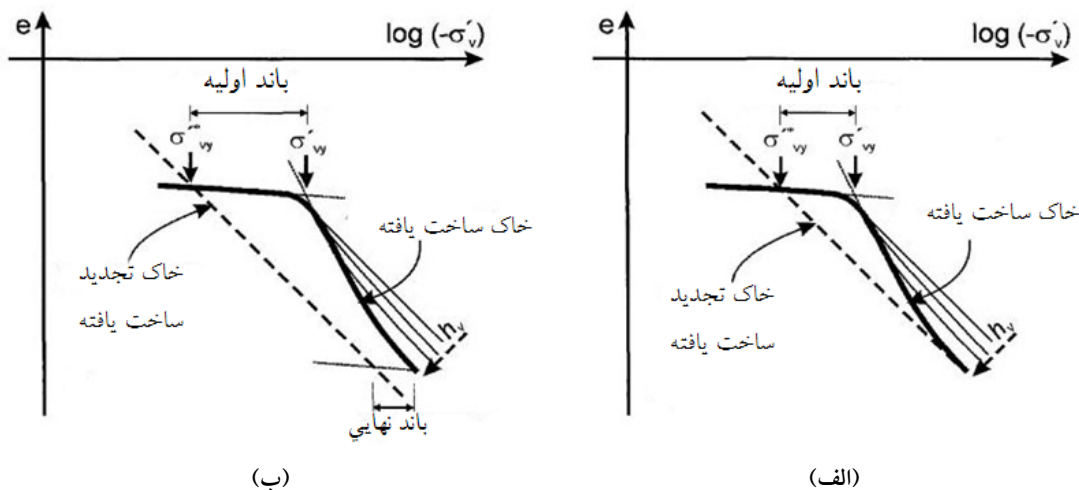
۳- افت ساختار^{۱۲}

رفتار مکانیکی خاک‌های طبیعی وابسته به ساختار اولیه خاک در وضعیت طبیعی است. عبارت ساختار توسط، وایت من و لامبه^{۱۳} [۱۶] و همچنین چاندلر و کوتسچیا^{۱۴} [۱۶] به‌عنوان ترکیبی از بافت، چیدمان ذرات تشکیل‌دهنده خاک و پیوند بین آنهاست. این نیروهای بین‌ذره‌ای، طبیعتی کاملاً اصطکاکی ندارند. وضعیت اولیه ساختار خاک، وضعیت سالم گفته می‌شود. ساختار یک خاک سالم به‌وسیله برخی فاکتورها همانند هوازادگی، افت شیمیایی و افت مکانیکی، دچار افت می‌شود. لئوریل و همکاران^{۱۵} [۱۹]، افت ساختار را خرابی^{۱۶} نامیدند. خرابی مکانیکی به‌علت تغییرشکل‌های حجمی و یا برشی، ایجاد می‌شود. پیوندهای بین ذرات در طول خرابی شکسته می‌شوند. این پدیده مشابه وضعیت خسارت در مصالح شکننده مانند سنگ، بتن و مصالح بنایی است، با این تفاوت که مقدار مقاومت پیوندی در این نوع مصالح بیشتر است. از نتایج آزمایش برروی خاک مشاهده می‌شود که هردوی کرنش‌های حجمی و برشی روی افت ساختار مؤثرند. باید توجه داشت که خرابی هم در فشار و هم در برش رخ می‌دهد. با این‌حال مسئله اساسی تفکیک اثر این دو کرنش در تحلیل است. در این تحقیق کرنش خرابی روی هر صفحه نمونه به‌صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\varepsilon_{di} = (1 - A_d) \varepsilon_{n,i}^p + A_d \varepsilon_{\gamma,i}^p \quad (13)$$

A_d پارامتر مقیاس بدون بعد برای کنترل سهم نسبی از افت انحرافی و حجمی است. می‌تواند دید که برای $A_d = 0$ کرنش خرابی کاملاً حجمی است درحالی‌که برای $A_d = 1/0$ این کرنش کاملاً انحرافی است. از اینرو نرم شوندگی و خرابی تابعی از هردوی کرنش‌های حجمی و انحرافی هستند. $\varepsilon_{n,i}^p$ و $\varepsilon_{\gamma,i}^p$ حاصل جمع قدر مطلق مقادیر همه کرنش‌های پلاستیک روی هر صفحه نمونه به‌دست‌آمده از قسمت‌های انحرافی، حجمی و کشش قطع‌کننده^{۱۷} تابع تسلیم هستند:

$$\varepsilon_{n,i}^p = \left| \varepsilon_{n,d}^p \right| + \left| \varepsilon_{n,v}^p \right| + \left| \varepsilon_{n,t}^p \right| \quad (14)$$



شکل ۴- توصیف شماییک خرابی در تست ادمتر، (الف) ساختار شبه پایدار و (ب) ساختار پایدار [۱۹]

نسبت فشار پیش تحکیمی روی خط عادی تحکیم یافته (NCL) مربوط به رس طبیعی به فشار پیش تحکیمی متناظر روی NCL ذاتی (شکل (۴)) است. با فرض K_0 ثابت برای خاک طبیعی و تجدید ساخت یافته، رابطه زیر به کار می رود:

$$b_i = \frac{\sigma'_{nc,i}}{\sigma'_{nc,i}^*} - 1 \quad (21)$$

با استفاده از این مدل حدود مقادیر پیوند برای مصالح بنایی را می توان محاسبه کرد. در این نوع مصالح می توان تنش پیش تحکیمی را برابر با یک عدد کوچکی فرض کرد (با توجه به عدم حضور این تنش در سازه) و مقدار $\sigma'_{nc,i}$ را برابر با مقاومت فشاری مصالح بنایی در نظر گرفت. به عنوان مثال در صورتی که $\sigma'_{nc,i}^* = -0.001 \text{ MPa}$ فرض گردد و مقدار $\sigma'_{nc,i}$ برای یک منشور مصالح بنایی با مقاومت فشاری $22/2 \text{ MPa}$ انتخاب گردد، حدود مقدار b_i طبق معادله (۲۱) برابر با 22200 به دست می آید، و با کالیبره کردن منحنی تنش- کرنش حاصل از مدل چندصفحه ای در یک نقطه گوس در مقابل منحنی تنش-کرنش مربوط به منشور مصالح بنایی، می توان مقدار دقیق آن را که برابر 24000 است را تعیین کرد. با این حال لازم به ذکر است که این مدل به مقدار $\sigma'_{nc,i}^*$ حساس نیست، یعنی با تغییر مقدار این پارامتر در نمودار بار تغییر مکان و نمایش مودهای گسیختگی تفاوت مشهودی ایجاد نمی شود و

فشار پیش تحکیمی خاک ساخت یافته^{۱۹} و تجدید ساخت یافته^{۲۰} است. همان گونه که اشاره شد فشار پیش تحکیمی با افزایش اندازه پیوند یا سطح ساختار، افزایش می یابد. بنابراین نسبت این دو تنش بایستی تابعی از پیوند باشد:

$$\frac{\sigma'_{nc}}{\sigma'_{nc}^*} = 1 + b \quad (18)$$

که $1 + b$ یک تابع کاهشی از کرنش خرابی، ϵ_{di} ، که با مقدار نهایی (در کرنش خرابی بینهایت) برابر با یک (برای ساختار شبه پایدار) یا بزرگتر از یک (برای ساختار پایدار) است. b اندازه پیوندی است که در رابطه (۱۷) تعریف شده است. با قراردادن رابطه (۱۷) در رابطه (۱۸)، فشار پیش تحکیمی رس طبیعی به صورت زیر به دست می آید:

$$\sigma'_{nc} = \sigma'_{nc}^* \cdot \{ 1 + b_{ult} + (b_i - b_{ult}) \exp(-h_{v1} \cdot d \cdot \epsilon_{di}) \} \quad (19)$$

به وسیله جایگذاری قانون سخت شوندگی حجمی مدل حاضر (رابطه (۱۱)) در رابطه (۱۹) داریم:

$$\sigma'_{nc} = \left(\sigma'_{nc,i}^* e^{-K \cdot \epsilon_{n,v}^p} \right) \cdot \{ 1 + b_{ult} + (b_i - b_{ult}) \exp(-h_{v1} \cdot d \cdot \epsilon_{di}) \} \quad (20)$$

که $\sigma'_{nc,i}^*$ تنش نرمال پیش تحکیمی اولیه روی یک صفحه نمونه i مربوط به خاک ساخت یافته است. در خاک، اندازه پارامتر پیوند اولیه، b_i ، وابسته به نسبت تنش تسلیم یعنی

فقط با تغییر این پارامتر طبق رابطه (۲۱)، مقدار $\sigma'_{nc,i}$ تغییر می‌کند، در روشی مشابه با خرابی در فشار، کاهش مقاومت کششی را می‌توان در طول افت ساختار محاسبه کرد. برای اجرای آن، رابطه زیر پیشنهاد می‌شود:

$$\frac{\sigma'_t}{\sigma'_{t,max}} = \exp(-h_{v2}\epsilon_{di}) \quad (22)$$

لازم به ذکر است که در [۱۸] معادله فوق دارای دو پارامتر دیگر است که حاصل ضرب آنها برای سازه بنایی با توجه به مقادیر فرض شده برای آنها، همواره برابر با یک است و به همین علت در معادله فوق حذف گردیده‌اند. در این رابطه $\sigma'_{t,max}$ مقاومت کششی اولیه (مقاومت کششی ماکزیمم) و σ'_t مقاومت کششی در کرنش خرابی ϵ_{di} است. این عبارت نشان می‌دهد که با افزایش کرنش خرابی، مقاومت کششی به سمت صفر میل می‌کند. h_{v1} و h_{v2} پارامترهایی بدون بعد برای کنترل نرخ کاهش پیوند هستند. شایان توجه است بعضی از محققین مقادیر این پارامترها را برابر فرض می‌کنند [۱۶ و ۱۹]. با این حال در تحقیق حاضر به دلیل تفاوت نرخ کاهش پیوند در کشش و فشار با دو پارامتر مجزا مشخص شده‌اند. در این راستا پارامترهای مزبور را مشابه با پارامتر A_{mat} ، می‌توان با کالیبره کردن منحنی تنش-کرنش مدل چندصفحه‌ای در یک نقطه گوس با منحنی تنش-کرنش مربوط به منشور مصالح بنایی تعیین کرد. لازم به ذکر است پارامتر h_{v2} برای شبیه‌سازی ناحیه نرم شوندگی منحنی تنش-کرنش کششی مصالح به کار می‌رود. این موضوع در رابطه (۲۲) نشان داده شده است. از اینرو با استفاده از این پارامتر و افزایش کرنش پلاستیک، مقاومت کششی مصالح بنایی کاهش می‌یابد. شایان توجه است، رفتار مصالح بنایی در کشش تا مقاومت حد ترک‌خوردگی به صورت الاستیک و پس از آن با افزایش کرنش پلاستیک، مقدار مقاومت کششی کاهش می‌یابد. در همین راستا h_{v1} نیز به منظور مدل‌سازی رفتار نرم شوندگی در ناحیه فشاری مصالح مورد استفاده قرار می‌گیرد. از اینرو با افزایش مقدار کرنش پلاستیک، مقاومت فشاری مصالح کاهش پیدا کرده تا برابر با مقدار تنش باقیمانده تعریف شده با توجه به منحنی تنش-

کرنش فشاری گردد. باید توجه داشت مقدار تنش باقیمانده مبتنی بر پارامتر b_{ult} تعیین می‌شود. در کار حاضر مقدار تنش باقیمانده از ناحیه فشاری منحنی تنش-کرنش برابر ۲۰ درصد مقاومت فشاری در نظر گرفته شده است که برای رسیدن به چنین تنش باقیمانده‌ای، مقدار b_{ult} معادل ۱۰ درصد b_i انتخاب شده است.

۵- اعتبار سنجی مدل

در مدل‌سازی سازه‌های بنایی به روش ماکرو از اندرکنش بین بلوک‌های آجری و درزه ملات صرف‌نظر می‌شود [۲، ۱۱ و ۱۲]. بنابراین رفتار مصالح بنایی با رفتار معادل یک منشور که شامل بلوک و درزه ملات است، همگن‌سازی می‌شود. از اینرو در ادامه به بررسی رفتار این نوع از مصالح در کشش و فشار پرداخته می‌شود.

۵-۱- مدل‌سازی عددی رفتار منشور بنایی

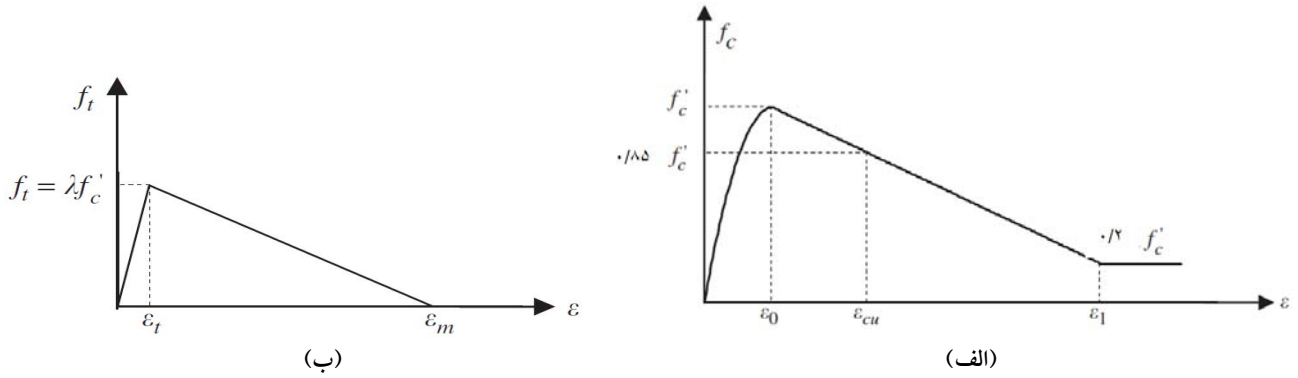
بر اساس تعدادی از آزمایش‌های انجام شده بر روی مصالح بنایی، معادلات ریاضی زیر توسط کاوشیک و همکاران [۲۰ و ۲۱] و پندی و مگورو [۲۲] ارائه شده است. برای رفتار فشاری:

$$f_m = f'_m \left[2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right) - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad \epsilon \leq \epsilon_0 \quad (23-الف)$$

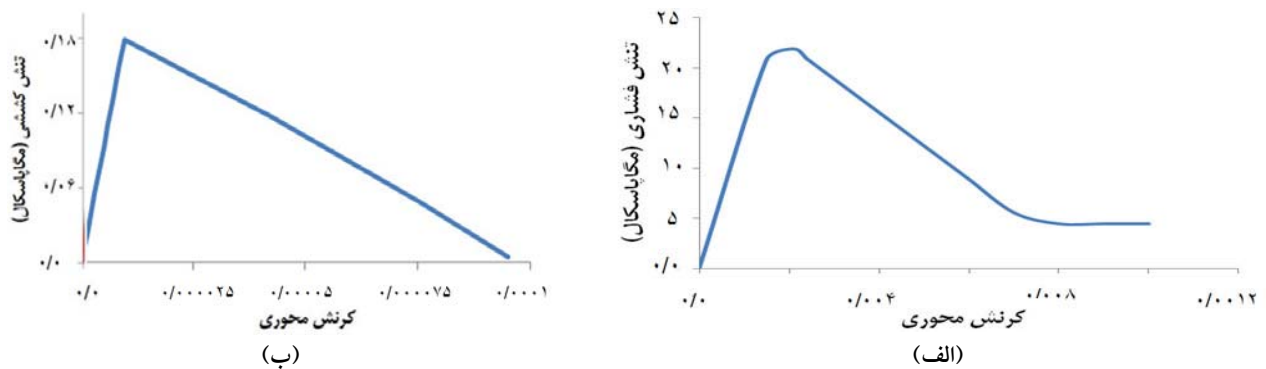
$$f_m = f'_m \left(1 - 0.15 \left(\frac{\epsilon - \epsilon_0}{\epsilon_{cu} - \epsilon_0} \right) \right) \quad \epsilon_0 < \epsilon \leq \epsilon_1 \quad (23-ب)$$

$$f_m = 0 / 2f'_m \quad (23-پ)$$

معادله (۲۳-الف)، مدل هاگنستات^{۲۱} برای رفتار فشاری بتن بوده که می‌توان در مدل‌سازی آزمایش فشاری واحد بنایی از آن استفاده کرد. رابطه (۲۳-ب)، یک تابع خطی بین تنش ماکزیمم و تنش پسماند در ناحیه نرم شوندگی است. رابطه (۲۳-پ)، تنش پسماندی که معادل ۲۰ درصد تنش بیشینه فرض می‌شود [۱۱]. فرض تنش باقیمانده به منظور جلوگیری از مشکلات عددی در هنگام تحلیل است. در ادامه رفتار کششی را می‌توان به صورت رابطه (۲۳-ت) برای ناحیه کشسان و رابطه



شکل ۵- (الف) رفتار فشاری، (ب) رفتار کششی منشور بنایی [۲۰، ۲۱ و ۲۲]



شکل ۶- (الف) رفتار فشاری، (ب) رفتار کششی واحد بنایی

منشورهای بنایی در کاربردهای بعدی انتخاب شده است. برای سهولت، همگی نمودارها در ناحیه مثبت دستگاه مختصات نشان داده شده‌اند.

۲-۵- پارامترهای مدل

جدول (۱) پارامترهای استفاده شده در مدل چندصفحه‌ای برای منحنی‌های تنش- کرنش نشان داده شده در شکل (۶) را ارائه می‌کند.

۳-۵- اعتبار سنجی مدل در سطح نمونه

به منظور نمایش توانایی مدل در ارائه رفتار مصالح بنایی، با استفاده از پارامترهای داده شده در جدول (۱)، اعتبار سنجی مدل ارزیابی می‌شود. این ارزیابی در یک نقطه گوس با استفاده از انتگرال گیری بر روی روابط ساختاری نموی به دست آمده است. شکل (۷)، نتایج حاصل از مدل چندصفحه‌ای در یک نقطه

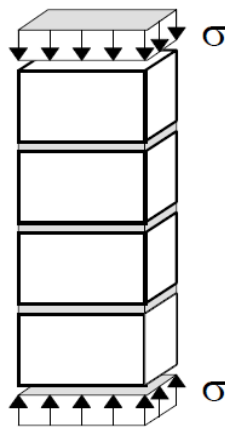
(۲۳-ث) برای ناحیه نرم شوندگی و یا ترک خوردگی مصالح به کار گرفت.

$$f_t = E_c \varepsilon \quad \varepsilon \leq \varepsilon_t \quad (23-ت)$$

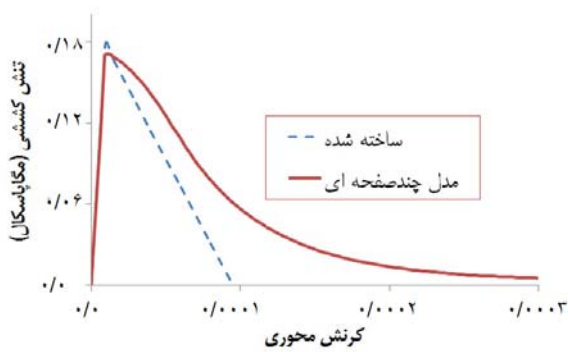
$$f_t = \lambda f'_m \left(1 - \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_t}{\varepsilon_m - \varepsilon_t} \right)^2 \right) \quad \varepsilon > \varepsilon_t \quad (23-ث)$$

در این روابط f'_m مقاومت فشاری منشور بنایی و $0/002 \leq \varepsilon_c \leq 0/004$ و $0/003 \leq \varepsilon_{cu} \leq 0/007$ است. همچنین $\varepsilon_m = 10\varepsilon_t$ و λ بین ۰/۱ تا ۰/۲۵ متغیر است [۲۰ و ۲۱]، E_c ضریب کشسانی واحد بنایی بوده و ε_t و ε_1 در شکل (۵) نشان داده شده‌اند.

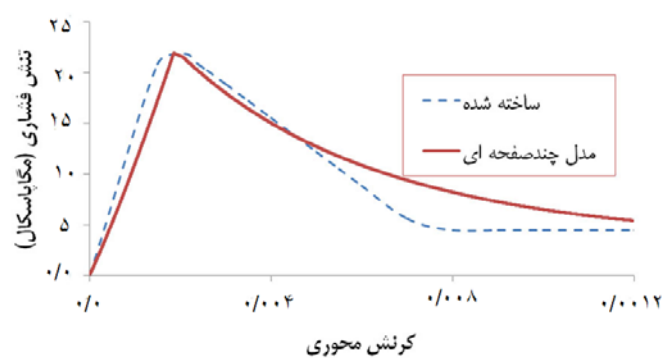
روابط (۲۳-الف) تا (۲۳-ث) برای ساخت منحنی رفتاری واحد بنایی در فشار و کشش، با مقاومت فشاری f'_m برابر با ۲۲/۲ مگا پاسکال به صورت نشان داده شده در شکل (۶) استفاده می‌شود. این مقادیر برای f'_m به منظور سازگاری با



(الف)



(ج)



(ب)

شکل ۷- (الف) منشور بنایی استاندارد، مقایسه نمودار تنش-کرنش ساخته شده و حاصل از مدل چندصفحه‌ای برای منشور بنایی آجری به کار رفته در دیوار دارای بازشو، (ب) تنش فشاری و (ج) تنش کششی

ناحیه پلاستیک کنترل می‌کنند.

همان‌گونه که مشخص است، نتایج به دست آمده از مدل چند صفحه‌ای توافق نسبتاً خوبی با رفتار مشاهده شده بر مبنای رفتار آزمایشگاهی را ارائه می‌دهد. از اینرو دیوارهای بنایی گوناگونی که در آزمایشگاه ارزیابی شده‌اند با استفاده از کاربرد مدل حاضر در روش اجزای محدود به صورت عددی ارزیابی شده‌اند. در این راستا، تحلیل دیوار بنایی غیرمسلح همراه با بازشو که دارای مقاومت کششی بسیار پایین نسبت به مقاومت فشاری، حدود یک درصد، است مورد مطالعه قرار می‌گیرد. شایان توجه است چنین دیواری دارای رفتار بسیار ترد و شکننده است که تحلیل عددی آن ممکن است به سختی انجام شود.

لازم به ذکر است در جدول (۱) پارامترهای مورد نیاز برای سه دیوار دیگر که به طور گسترده‌ای در مراجع مختلف [۲ و ۱۱]

تنش (ماکروسکوپی) برای یک منشور بنایی آجری براساس داده‌های جدول (۱) برای آزمایش‌های مختلف، با منحنی تنش-کرنش ساخته شده (با استفاده از معادله هاگن استات) را نشان می‌دهد. پارامترهایی همچون مقاومت فشاری (f'_m)، مقاومت کششی (f_t)، زاویه اصطکاک گسیختگی (ϕ_{cr})، چسبندگی (C)، مدول الاستیسیته (E) و نسبت پواسون (ν)، مشخصات متعارف سازه بنایی هستند که به سادگی از آزمایش‌های فشاری، کششی و برشی بر روی نمونه‌های بنایی همانند نمونه‌های بتنی به دست می‌آیند. برخی دیگر از پارامترها نظیر b_i ، A_{mat} ، h_{v1} و h_{v2} ، با کالیبره کردن منحنی تنش-کرنش حاصل از مدل چندصفحه‌ای در یک نقطه گوس در مقابل منحنی تنش-کرنش مربوط به منشور مصالح بنایی، تعیین می‌شوند. پارامترهای مذکور سخت‌شوندگی و نرم‌شوندگی مصالح را در

جدول ۱- پارامترهای موردنیاز برای مدل چندصفحه‌ای پارامترهای موردنیاز برای مدل

پارامترهای موردنیاز برای مدل											نوع مصالح
f_t (MPa)	f'_m (MPa)	h_{v_2}	h_{v_1}	$\sigma'_{nc,i}$ (MPa)	b_i	A_{mat}	C (MPa)	ϕ_f	ν	E (MPa)	
۰/۱۸	۲۲/۲	۵۰۰	۱۰	۰/۰۰۱	۲۴۰۰۰	۰/۱۰	۰/۰۷۸	۳۱/۸	۰/۲۰	۱۸۸۷۰	دیواربنایی غربی دیوار
۰/۳۰	۳/۰	۵۰۰	۱۲	۰/۰۰۱	۳۶۵۰	۰/۰۰۵	۰/۱	۲۱/۸	۰/۲۰	۲۱۳۵	بنایی سنگی دیوار
۱/۱	۱۰/۵	۱۳	۱۲	۰/۰۰۱	۱۰۵۰۰	۰/۰۰۰۱	۰/۳۵	۳۷	۰/۱۵	۷۶۳۵	بنایی آجری
۰/۰۷	۷/۹	۲۰۰	۱۲	۰/۰۰۱	۹۰۰۰	۰/۰۰۵	۰/۱۴	۲۹	۰/۲۰	۱۷۵۰	تست Pavia

فشاری و کششی مصالح بنایی به ترتیب با f'_m و f_t در جدول (۱) نشان داده می‌شوند.

۶- مثال‌های عددی

مدل‌سازی عددی سازه‌های بنایی مختلف با مقاومت‌های فشاری و کششی متفاوت واحدهای بنایی مشتمل بر بلوک‌های آجری و درزه ملات در نظر گرفته شده است. در این راستا برنامه کامپیوتری به زبان فرترن برای تحلیل سازه‌های با رفتار تنش مسطح و کاربرد مدل چندصفحه‌ای آماده شده است. جزئیات تحلیل غیرخطی عددی در چارچوب اجزای محدود مطابق با دستورالعمل‌های داده شده در [۲۳] است.

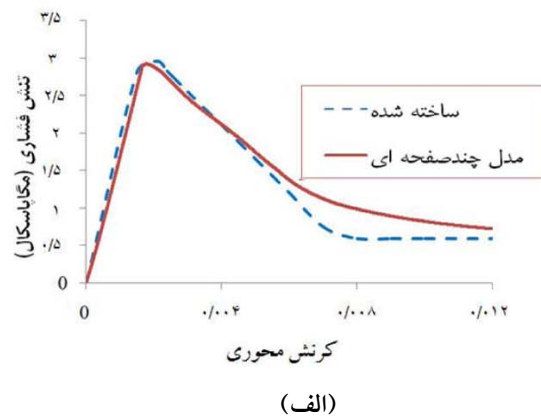
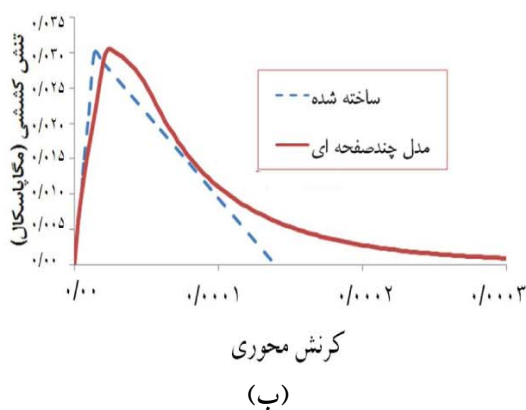
۶-۱- ساختمان بنایی غیرمسلح یک طبقه

نتایج آزمایشگاهی ساختمان بنایی غیرمسلح یک طبقه با مقیاس واقعی در آزمایشگاه که توسط پاکوت و برونو [۲۴] ارائه شده، برای تأیید مدل حاضر، انتخاب گردیده است. شکل (۱۱) دیوار بنایی غربی آزمایش شده را نشان می‌دهد.

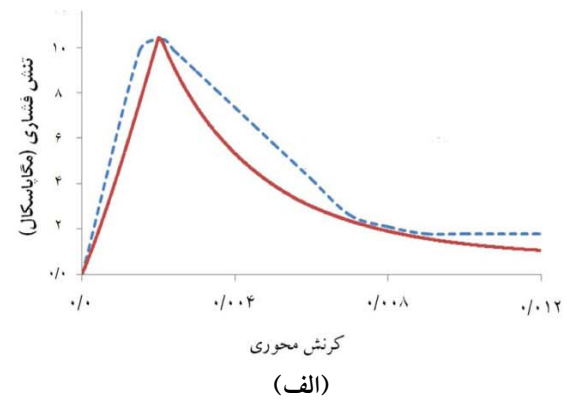
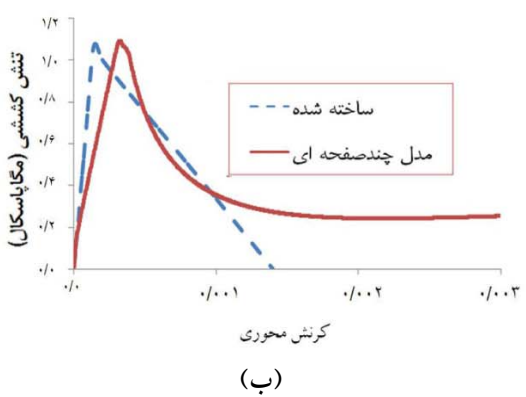
جانپناه دیوار غربی و شرقی ۲۵۴ میلی‌متر است. مقاومت فشاری آجر و ملات به ترتیب برابر با ۱۰۹ و ۹/۲۴ مگا پاسکال و

مورد بررسی قرار گرفته‌اند، آورده شده است. همان‌گونه که از ستون ۸ جدول (۱) نشان داده می‌شود مقدار $\sigma'_{nc,i}$ ثابت و برابر ۰/۰۰۱ انتخاب شده است. بنابراین مبتنی بر پارامترهای جدول (۱) و با پیشگویی‌های عددی انجام شده توسط مدل حاضر که نتایج آن در شکل‌های (۸) تا (۱۰) ارائه شده است، نشان داده می‌شود که انتخاب $\sigma'_{nc,i} = -۰/۰۰۱$ MPa در دیوارها با مشخصات متفاوت، نتایج قابل قبولی را به دست می‌دهد.

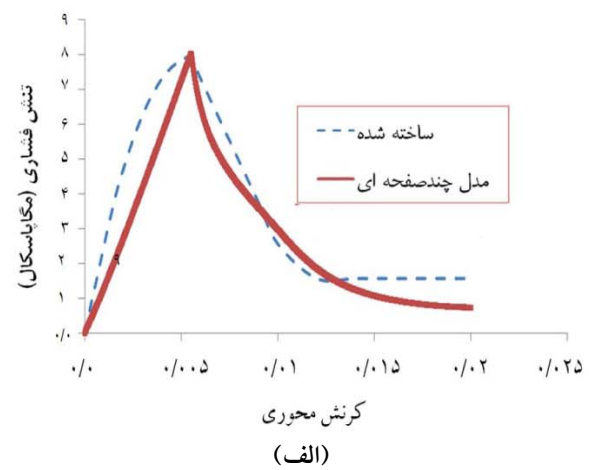
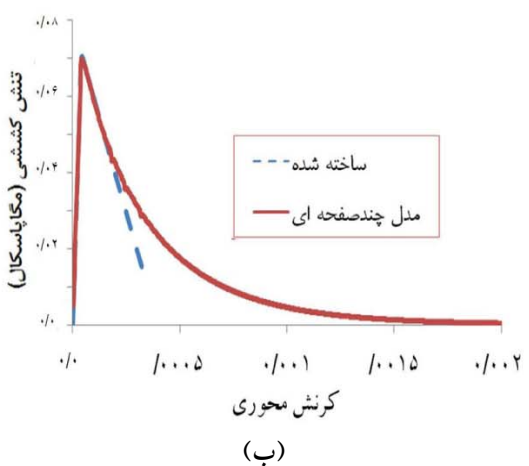
همان‌گونه که اشاره شد، خواص الاستیک مصالح شامل ضریب کشسانی و نسبت پواسون به ترتیب با E و ν در جدول فوق نشان داده می‌شوند. سایر پارامترهای نشان داده شده در این جدول مربوط به خواص پلاستیک مصالح می‌باشند. پارامترهای نرم شوندگی در فشار و کشش به ترتیب با h_{v_1} و h_{v_2} نشان داده می‌شوند. چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی به ترتیب با C و ϕ و پارامتر b_i به منظور تعیین مقدار تنش باقیمانده روی هر صفحه به کار برده شده است. A_{mat} نیز مقدار سخت‌شوندگی انحرافی را با توجه به مقاومت برشی هر صفحه به منظور تأثیر مقاومت برشی اصطکاک در هنگام ترک خوردگی مبتنی بر نرخ کرنش پلاستیک در نظر می‌گیرد. مقدار مقاومت



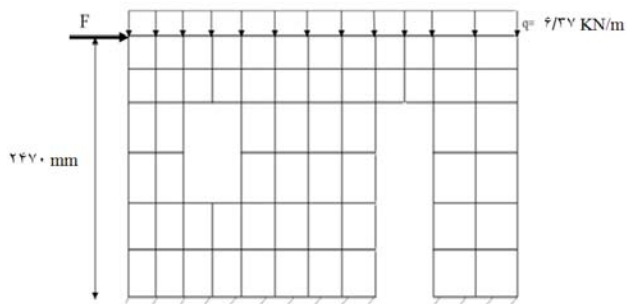
شکل ۸- مقایسه نمودار تنش-کرنش ساخته شده و حاصل از مدل چندصفحه‌ای برای منشور بنایی سنگی، (الف) تنش فشاری و (ب) تنش کششی



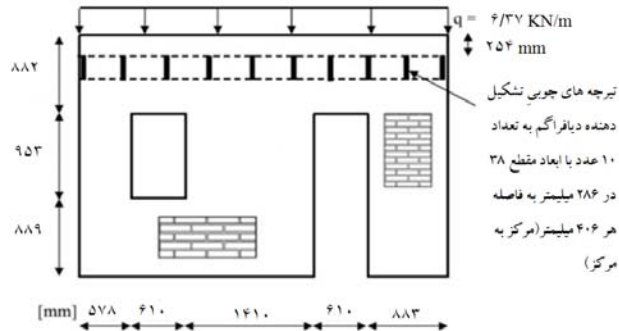
شکل ۹- مقایسه نمودار تنش-کرنش ساخته شده و حاصل از مدل چندصفحه‌ای برای منشور بنایی آجری به کار رفته در دیوار دارای بازشو (تست لورنکو)، (الف) تنش فشاری و (ب) تنش کششی



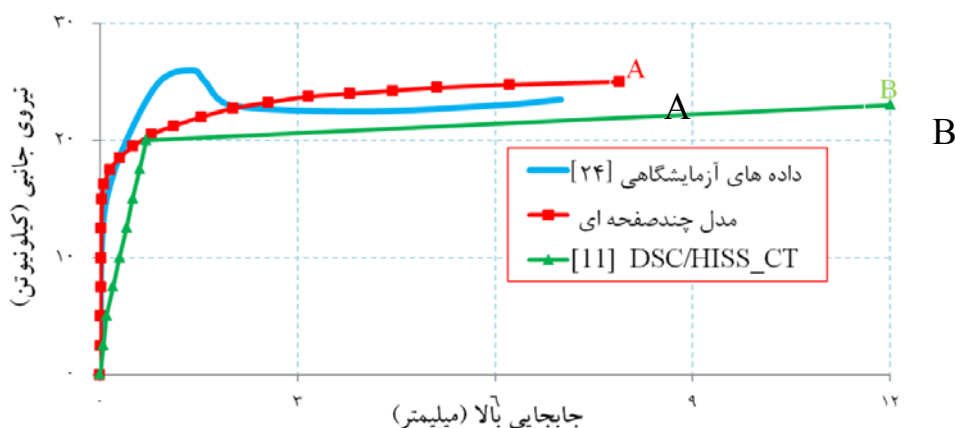
شکل ۱۰- مقایسه نمودار تنش-کرنش ساخته شده و حاصل از مدل چند صفحه‌ای برای منشور بنایی مربوط به دیوار در تست Pavia، (الف) تنش فشاری و (ب) تنش کششی



شکل ۱۲- شرایط مرزی و شبکه بندی استفاده شده برای دیوار غربی



شکل ۱۱- ابعاد دیوار آجری به میلی متر [۲۴]



شکل ۱۳- مقایسه منحنی نیرو-جابجایی، حاصل از پیش بینی مدل های چندصفحه ای در کار حاضر و

DSC/HISS_CT [۱۱] با نتایج آزمایشگاهی [۲۴]

همان تراز قرارگیری سقف اعمال شده است.

شبکه بندی دیوار غربی مورد نظر شامل ۴۸ جزء ۸ گرهی ایزوپارامتریک و ۲۳۲ گره است. تعداد درجات آزادی برابر با ۴۶۴ خواهد بود. شکل (۱۲)، شبکه بندی استفاده شده برای تحلیل عددی با استفاده از مدل چندصفحه ای را نشان می دهد. تراز نیروی جانبی اعمال شده در آزمایشگاه در ارتفاع ۲۴۷۰ میلی متری از پایه ساختمان قرار دارد. خطای در نظر گرفته شده برای ارزیابی همگرایی نیرو برابر ۰/۰۰۰۱ انتخاب شده است. همگرایی زمانی حاصل می شود که اندازه نیروی پسماند کمتر از درصدی از انحراف از یک مقدار مرجع باشد. در ماکرو مدل ارائه شده توسط اخویسی و دسای [۱۱] از ۷۲۰ المان ۸ گرهی ایزوپارامتریک و ۲۵۲۷ گره استفاده شده، تعداد درجات آزادی برابر با ۴۹۲۶ است. شکل (۱۳) یک مقایسه از نتایج پیش بینی شده حاصل از مدل

مقاومت های فشاری و کششی واحد بنایی به ترتیب برابر با ۲۲/۲ و ۰/۱۸ مگا پاسکال است [۲۴]. شایان ذکر است از این مقاومت ها در اینجا برای تحلیل دیوار غربی استفاده می گردد. به بیان دیگر پارامترهای مدل برای این مثال همان پارامترهای کالیبره شده در جدول (۱) برای دیوار بنایی غربی است. ضخامت دیوار ۱۹۰ میلی متر است. بار ثقلی برابر با ۲/۴ کیلو نیوتن بر مترمربع روی دیوار آگم به ابعاد ۴۰۹۱ (میلی متر) × ۵۶۱۰ (میلی متر)، اعمال شده است. ۱۰ تیر چوبی برای انتقال بار ثقلی از دیوار آگم به دیوارهای غربی و شرقی اجرا شده است. دهانه خالص تیرهای چوبی برابر با ۵۳۱۰ میلی متر است. بنابراین بار ثقلی برای هر دیوار برابر با ۶/۳۷ کیلو نیوتن بر متر خواهد بود. همچنین بار جانبی به صورت گسترده به وسیله سقف چوبی به دیوارها انتقال می یابند. از اینرو در مدل سازی عددی در کار حاضر، بار جانبی به صورت گسترده در

چند صفحه‌ای در کار حاضر و مدل ارائه شده توسط اخویسی و دسای [۱۱] و نتایج آزمایشگاهی [۲۴] را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌گردد، بیشینه نیروی جانبی برابر با ۲۶ کیلو نیوتن است، که در جابجایی برابر با ۱ میلی‌متر رخ خواهد داد، این جابجایی گسیختگی شکننده را نشان می‌دهد. کاهش مقاومت به دلیل گسیختگی مصالح بعد از نقطه نهایی است. مدل‌های ماکرو قادر نیستند افت مقاومت دیوار پس از مقاومت نهایی که در آزمایش در جابجایی حدود ۱/۵ اتفاق افتاده است، را نشان دهند. این نقص ناشی از استفاده از رفتار متوسط مصالح بجای رفتار واقعی آجر، ملات و اتصال بین آجر-ملات است. برای رسیدن به جواب‌های دقیق‌تر همان‌گونه که در ابتدای تحقیق اشاره شد روش‌های میکرو مدل بایستی مورد استفاده قرار گیرند، چرا که در آنها تمامی جزئیات دیوار نظیر مشخصات مصالح به تفکیک، چیدمان آجرها و ... معرفی می‌شوند. اما عیب عمده روش‌های میکرو مدل، زمان بر بودن مدل‌سازی تحلیل است، که همین نکته این مدل‌ها را نهایتاً محدود به آنالیز پانل‌های بنایی (و نه دیوار بنایی در مقیاس واقعی) می‌کند. از سوی دیگر قابل ذکر است که مقدار مقاومت برشی دیوار از نتایج آزمایشگاهی در تغییر مکان حدود ۱/۵ میلی‌متر ۲۶ کیلو نیوتن بوده که این مقدار در کار حاضر حدود ۲۲ کیلو نیوتن تعیین شده است. به بیان دیگر مدل حاضر حدود ۱۵ درصد خطا دارد. این در حالی است که اخویسی [۲۵] نشان داده در صورت استفاده از روابط FEMA307 مقدار نیروی برشی برای این دیوار حدود ۸/۴ کیلو نیوتن به دست می‌آید که مقدار خطای ۶۸ درصد را نشان می‌دهد. باید توجه داشت که با افزایش تغییر مکان به حدود ۵ میلی‌متر مقدار بار حادی توسط مدل حاضر حدود ۲۵ کیلو نیوتن با مقدار خطای ۵ درصد تخمین زده می‌شود. به تعویق افتادن بار حادی ۲۵ kN در تغییر مکان ۵ میلی‌متر به دلیل انعطاف‌پذیر فرض نمودن مصالح به کار رفته است. همان‌گونه که از شکل (۷-ب) واضح است بعد از رسیدن نیرو به مقاومت کششی و فشاری که توام با ترک خوردگی و خردشدگی در واقعیت است، مقدار مقاومت کششی به تدریج افت کرده و

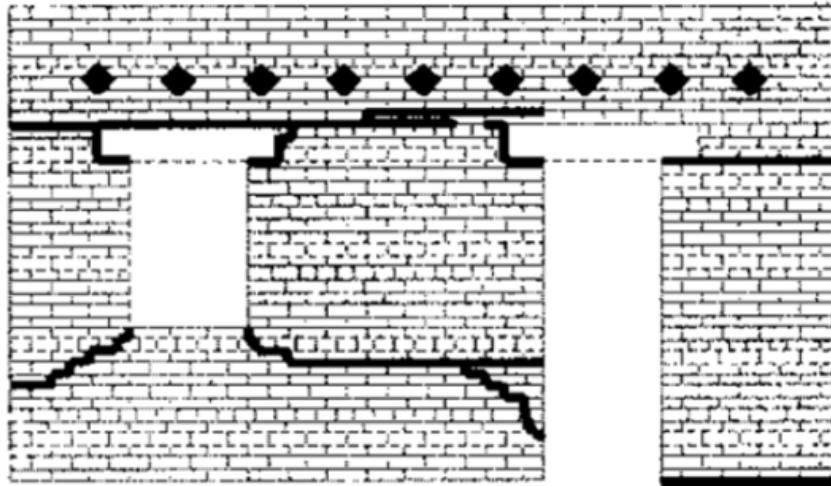
مقاومت فشاری نیز به صفر تنزل پیدا نکرده و دارای یک مقدار مقاومت باقیمانده است. از اینرو تحلیل بر پایه چنین فرضیاتی سبب می‌شود که سازه مورد نظر انعطاف‌پذیرتر از واقعیت به دست آید. باید توجه داشت به کار بردن چنین فرضیاتی به منظور کاهش مشکلات عددی در هنگام تحلیل و به دست آوردن همگرایی در حل می‌باشد.

مقایسه در شکل (۱۴) نشان می‌دهد که الگوی گسیختگی پیش‌بینی شده مشابه با گسیختگی مشاهده شده در آزمایشگاه (شکل ۱۴-الف) است که با خطوط تیره پررنگ نشان داده شده است، است.

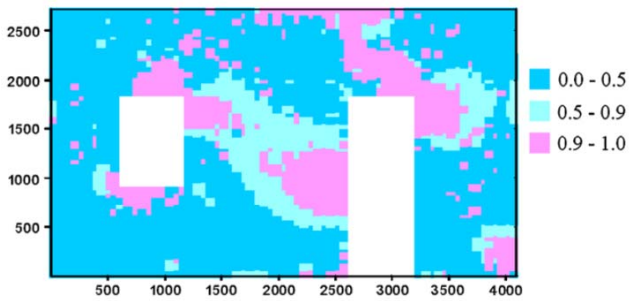
همان‌گونه که از این شکل واضح است، پیش‌بینی نقاط گسیختگی در مدل چند صفحه‌ای با تعداد المان‌ها و تعداد درجات آزادی کمتر و در نتیجه زمان مورد نیاز کمتر برای تحلیل، به نتیجه آزمایشگاهی نزدیک‌تر است. از طرفی این مدل قادر است مودهای گسیختگی ترک خوردگی و خردشدگی را از هم تفکیک کند. گسیختگی (مود لغزش در ملات^{۲۲} یا ترک خودگی در ملات و/یا آجر^{۲۳}) که تقریباً در کرنشی برابر با ۰/۰۰۰۰۱ ($\epsilon = f_t / E$) از گوشه‌های پنجره شروع می‌شود و به طرف قسمت پایین درب (مود خوردشدگی^{۲۴}) و در سمت دیگر به طرف انتهای دیوار (مود لغزش در ملات یا ترک خودگی در ملات و/یا آجر) کشیده می‌شود. همچنین گسیختگی در بالا و پایین پایه‌ی درب، مشابه با نتایج آزمایشگاهی مشاهده می‌شود. تغییر شکل محاسبه شده دیوار، متناظر با بار در نقطه A از شکل (۱۳)، در شکل (۱۵) نشان داده شده است.

۷- نتیجه‌گیری

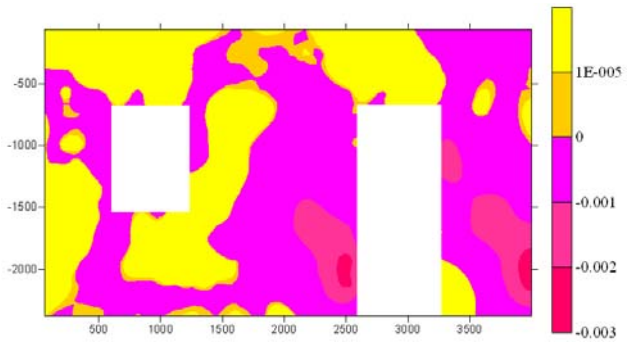
یک روش المان محدود غیرخطی با جزء ایزوپارامتریک ۸ گرهی برای ترکیب بلوک‌های بنایی و درزه ملات جهت پیش‌بینی رفتار سازه‌های بنایی غیر مسلح، استفاده شده است. مدل چند صفحه‌ای با قانون جریان وابسته برای مشخص کردن رفتار فشاری و کششی سازه‌های بنایی استفاده گردید. این مدل، برای واحد بنایی در سطح نمونه ارزیابی گردید که پاسخ‌های



(الف)

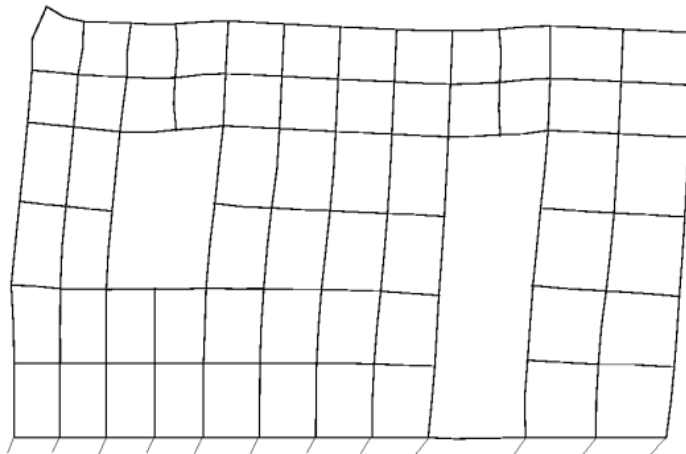


(پ)



(ب)

شکل ۱۴- مقایسه وضعیت نقاط مختلف شکست دیوار برای (الف) نتایج آزمایشگاهی [۲۴]، (ب) کرنش نهایی حاصل از مدل چندصفحه‌ای در نقطه A از شکل (۱۳) و (پ) وضعیت پارامتر خرابی D_c (پارامتر اغتشاش^{۲۵}) در مدل DSC/HISS_CT [۱۱]، در نقطه B از شکل (۱۳)، که برای $D_c \geq 0.9$ (اغتشاش بحرانی) موقعیت گسیختگی را نشان می‌دهد



شکل ۱۵- تغییر شکل دیوار غربی در نقطه A از شکل (۱۴)

اهمیت چندانی ندارد. اما از مزایای این روش این است که این مدل می‌تواند رفتار سخت‌شوندگی و نرم‌شوندگی مصالح را پیش‌بینی کرده و مودهای گسیختگی را بدون نیاز به پارامترهای اضافی تشخیص دهد. از طرفی چون این مدل در فضای دوبعدی (روی هر صفحه نمونه) توسعه می‌یابد کنترل مدل راحت‌تر بوده و از پیچیدگی‌های مدل‌های رفتاری سه‌بعدی در آن خبری نیست.

مناسبتی را ارائه می‌کند. پیشگویی‌های عددی با استفاده از مدل مزبور در روش اجزای محدود برای دیوارهای برشی بنایی در مقایسه با داده‌های آزمایشگاهی نتایج خوبی را ارائه می‌کند. عیب اصلی این مدل‌سازی، زمان بیشتر تحلیل در مقایسه با سایر مدل‌های رفتاری است چرا که به جای بررسی مدل ساختاری در سه صفحه در فضا، مدل را در تعداد صفحات بیشتری (در تحقیق حاضر ۶۶ صفحه) بررسی می‌کند، که البته این عیب با توجه به پیشرفت تکنولوژی در حوزه سخت‌افزاری،

واژه‌نامه

- | | | |
|---------------------------------------|------------------------------|-------------------------------------|
| 1. bifurcations | 9. sampling | 18. bonding |
| 2. micro-polar Cosserat continuum | 10. contact | 19. structured |
| 3. periodic media | 11. integration | 20. reconstituted |
| 4. disturbed state concept (DSC) | 12. degradation of Structure | 21. Hognestad |
| 5. hierarchical single surface (HISS) | 13. Lambe and Whitman | 22. disturbance |
| 6. single plane of weakness theory | 14. Cotecchia and Chandler | 23. sliding of the joints |
| 7. macro-behavior | 15. Leroueil et.al | 24. cracking of the joints or units |
| 8. global behavior | 16. destructureation | 25. crushing of masonry |
| | 17. tension cutoff | |

مراجع

- Lourenco, P. B., "Computational Strategies for Masonry Structures", Ph.D. Thesis, University of Minho, 1996.
- Akhavissy, A. H., "Lateral Strength Force of URM Structures Based on a Constitutive Model for Interface Element", *Latin American Journal of Solids and Structures*, Vol. 8, pp. 445-461, 2011.
- Oliveira, D. V., "Experimental and Numerical Analysis of Blocky Masonry Structures under Cyclic Loading", Ph.D. Thesis, University of Minho, Guimaraes, Portugal, 2003.
- Oliveira, D., and Lourenco, P. B., "Implementation and Validation of a Constitutive Model for the Cyclic Behavior of Interface Elements", *Computers and Structures*, Vol. 82, pp. 1451-1461, 2004.
- Chaimoon, K., and Attard, M. M., "Modeling of Unreinforced Mason Walls under Shear and Compression", *Engineering Structures*, Vol. 29, pp. 2056-2068, 2006.
- Brasile, S., Casciaro, R., and Formica, G. "Multilevel Approach for Brick Masonry Walls-Part II: On the Use of Equivalent Continua", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* Vol. 196, pp. 4801-4810, 2007.
- Anthoine, A., "Derivation of the In-plane Elastic Characteristics of Masonry through Homogenisation Theory", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 32, No. 2, pp. 137-163, 1995.
- Anthoine, A., "A Homogenisation of Periodic Masonry: Plane Stress, Generalised Plane Strain or 3D Modelling", *Communications in Numerical Methods in Engineering*, Vol. 13, pp. 319-326, 1997.
- Lourenço, P. B., Rots, J. G., and Blaauwendraad, J., "Continuum Model for Masonry: Parameter Estimation and Validation", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, No. 6, pp. 642-652, 1998.
- Berto, L., Saetta, A., Scotta, R., and Vitaliani, R., "Orthotropic Damage Model for Masonry Structures", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 55, No. 2, pp. 127-157, 2002.
- Akhavissy, A. H., and Desai, C. S., "Unreinforced Masonry Walls: Nonlinear Finite Element Analysis with a Unified Constitutive Model", *Archives of Computational Methods in Engineering*, Vol. 18, pp. 485-502, 2011.
- Akhavissy, 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*, Vol. 41, pp. 276-295, 2013.

13. Akhveissy, A. H., and Desai, C. S., "Application of DSC Model for Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Frames", *Finite Elements in Analysis and Design*, Vol. 50, pp. 98-107, 2012.
14. Andam, K. A., "Numerical Evaluation of Shear Strength of Structural Masonry Assemblages", *Computer-Aided Design*, Vol. 19, No. 7, pp. 355-360, 1987.
15. El-Dakhkhni, W. W., Drysdale, R. G., and Khattab, M. M., "Multilaminate Macromodel for Concrete Masonry: Formulation and Verification", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 132, No. 12, pp. 1984-1996, 2006.
16. Galavi, V., "A Multilaminate Model for Structured Clay Incorporating Inherent Anisotropy and Strain Softening. Ph.D Thesis", TU Graz, Austria, Hest 32, 2007.
17. Sánchez, F., Prat, P. C., Galavi, V., and Schweiger, H. F., "Multilaminate and Microplane Models: Same Principles and Different Solutions for Constitutive Behaviour of Geomaterials", *Proceedings of the 12th International Conference of Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG)*, Indian Institute of Technology, Goa, India, pp. 911-919, 2008.
18. Galavi, V., Schweiger, H., "Nonlocal Multilaminate Model for Strain Softening Analysis", *Journal of Geomechanics*, ASCE, Vol. 10, No.1, Issue 30, pp. 1532-3641, 2010.
19. Galavi, V., and Schweiger, H. F., "A Multilaminate Model with Destructuration Considering Anisotropic Strength and Anisotropic Bonding", *Soils and Foundations*, Vol. 49, No. 3, pp. 341-354, 2009.
20. Kaushik, H. B., Rai, D. C., Jain, and S. K., "Stress-strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 19, No. 9, pp.728-739, 2007.
21. Kaushik, H. B., "Rai DC, Jain SK: Uniaxial Compressive Stress Strain Model for Clay Brick Masonry", *Current Science*, Vol. 92, No. 4, pp. 497-501, 2007.
22. Pandey, B. H., and Meguro, K., "Simulation of Brick Masonry Wall Behavior under in Plane Lateral Loading Using Applied Element Method", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, BC, Canada, August 1-6, PP. 1664-1673, 2004.
23. Smith, I. M., Griffiths, D. V., and Margetts, L., *Programming the Finite Element Method*, 5rd ed., John Wiley & Sons, Ltd, 2004.
24. Paquette, J., and Bruneau, M., "Pseudo-Dynamic Testing of Unreinforced Masonry Building with Flexible Diaphragm", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, No. 6, pp. 708-716, 2003.
25. Akhveissy, A. H., "Limit Analysis of Unreinforced Masonry Structures", *Earthquake Spectra*, Vol. 29, No. 1, 1-31, 2013.