



Splitting Test on Masonry Cores and modeling of the Confined mortar behavior based on fracture energy

H. Tavanaeifar *, A.H. Akhaveissy

Department of Civil Engineering, Engineering Faculty, Razi University, Kermanshah, Iran.

ABSTRACT: The in situ evaluation of the masonry's mechanical properties is a very complicated task. A viable alternative is based on the use of brick cores including a central mortar layer lying on a symmetry plane. In fact, these specimens can be extracted very easily by cutting cores spanning two bricks at least. The obtained core is then subjected to a splitting test with a setup providing a different inclination of the mortar layer with respect to the loading plane. This type of test is similar to a diagonal wallet test and induces a mixed compression–shear stress state in the central mortar layer. Here, This test is used for masonry with sand and cement mortar. By using a Mohr-Coulomb failure criterion the test result can be interpreted in order to obtain all the mechanical properties of the masonry. This test can be a good alternative to other semi-destructive tests, especially the shove test. The latter test has a defect, that's due to the lack of effect of dilatancy in the shear behavior of mortar in the shove test, the values obtained in terms of cohesion and friction angle will be greater than the actual value. In the following, a 3D continuous micromodel is presented in order to predict unreinforced masonry behavior. Due to the difference in the modulus of elasticity, the Poisson ratio and the thickness of the brick and mortar, several efforts have been made to simulate the compressive behavior of the masonry using different models with different goals and results. To examine this behavior, which is influenced by the interaction of units and mortar, in one hand, two-dimensional models are not able to consider the 3D confined effect. On the other hand, the three-dimensional models are not able easily to control the effect of 3D confined and dilatation explicitly. The proposed model is based on the concept of micro-plane and is developed to model failure in masonry structures.

Review History:

Received: Mar. 06, 2022

Revised: Dec. 09, 2022

Accepted: Jan. 23, 2023

Available Online: Feb. 07, 2023

Keywords:

Core test

Micro modeling

Multi-laminate model

Confined effect

Dilatancy effect

1- Introduction

In order to check the existing structures, the in-situ characteristics of the nonlinear sliding-shear behavior in the mortar-brick joint are very important. There are various standard test methods in this field. One of the most important in-situ methods that causes minimal disturbance to the integrity of the wall, is introduced by ASTM C1531-16 [1], known as the “shove test” or “push test”. To perform a mortar shear test, technicians must constantly monitor the deformation of the masonry wall. This is to prevent unwanted cracking in the other part of the wall so that the uncertainty of this test is a reasonable amount. But the problem is that due to the lack of consideration of the effect of dilatancy in the mortar's shear behavior (which increases the existing vertical stress), the resulting values for adhesion and friction angle will be larger than the actual value.

To compensate for these shortcomings, a series of non-standard tests have been presented by researchers. In many cases, a suitable alternative is to consider Minor-destructive testing (MDT), which consists of removing small samples for

testing in the laboratory. One of these tests is the masonry core with one mortar joint. In the present work, this method, which was previously investigated for low-strength mortars (sand-lime) [2], in the case of medium-strength sand-cement mortars (grade 1 to 5 and 1 to 6), is investigated.

Also, a numerical model for simulating the behavior of cores is presented in the form of micro-modeling. In this modeling method, we are able to model mortar and brick separately and analyze the behavior of each. Due to the difference in modulus of elasticity, Poisson's ratio and thickness of brick and mortar in masonry, several attempts have been made to simulate the compressive behavior of masonry using 3D models with different goals and results. This behavior, which is influenced by the interaction of units and mortar, may be strongly influenced by out-of-plane effects [3].

It is stated in reference [4], when the behavior of elastoplastic brick is considered, there is no need to consider a pressure cap for mortar in buildings under pressure. However, in reference [5], according to numerous laboratory

*Corresponding author's email: Ahakhaveissy@razi.ac.ir



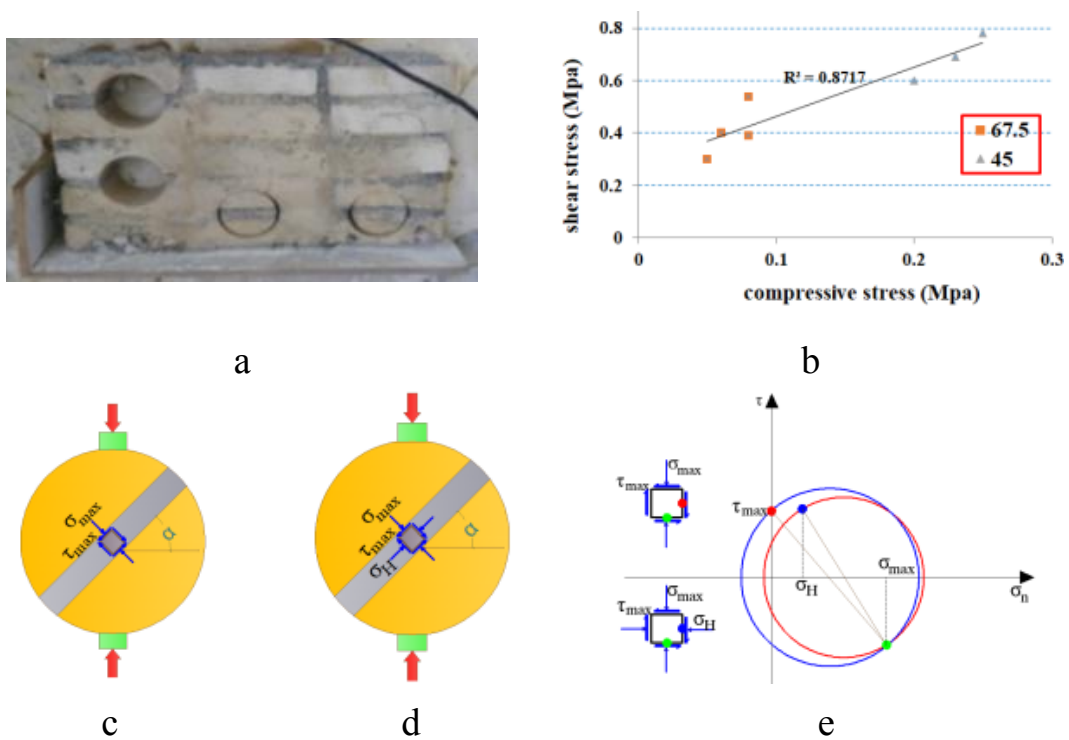


Fig. 1. a) Masonry wall with stacked bricks and core extraction from the wall, b) laboratory resistance parameters (c & ϕ), c and d) Brazilian tests with inclined mortar bands: state of stress at the moment of failure and e-Mohr's circle of stress state in confined versus unconfined conditions

observations, it is suggested that due to the failure of mortar in a resistance higher than the uniaxial compressive strength, the behavior of mortar in a highly confined form (with increasing strength and ductility) should be considered. Considering the shortcomings of the simplified micro-models (bricks + interface element)[4] and detailed ones (bricks + interface element+ mortar) [5], in terms of the difficulty of modeling, the large number of degrees of freedom and the heterogeneous development of stress at the location of the interface element and Also, the shortcomings of two-dimensional models (not considering the triaxial behavior of mortar and brick), the need for a strong and yet simple three-dimensional model seems necessary. In the current research, the continuous micromodel (mortar+brick) presented in reference [6], which is written based on multi-plane theory, is improved and used for confinement-dependent behavior based on fracture energy.

2- Laboratory study

Cylindrical samples were extracted from two masonry wallets with the dimensions of 700×400×110 mm³, 60 days after their construction. Horizontal core drilling was done perpendicular to the surface of the walls (Figure 1a) using a 100 mm diameter core.

In the mechanical interpretation of the experimental

results of the core test using continuum mechanics theory, the mortar joint is observed as continuous (and not an interface element) under the conditions of triaxial stress.

The used yield function includes three independent functions(f_d , f_t and f_c) of the effective stress components:

$$f_d = |\tau| + \sigma_n \cdot \tan \phi(\kappa_1) - c(\kappa_1) \tag{1}$$

$$f_t = \sigma_n - \sigma_t(\kappa_2) \tag{2}$$

$$f_c = \sigma_c(\kappa_3) - \sigma_n \tag{3}$$

Uniaxial unconfined compressive behavior is modeled using a parabolic compressive curve based on fracture energy. Laboratory observations show that under axial load, brick is in compression-biaxial tension stress state, while mortar is in triaxial compression stress state. The complete curve for the stress-strain response can be seen in Figure 2, here this model (nonlinear Mohr-Columb) is used to define the mortar behavior. In order to use the model in the analysis of building behavior, the parameters introduced in the previous section should be calculated by calibrating the multi-plane model.

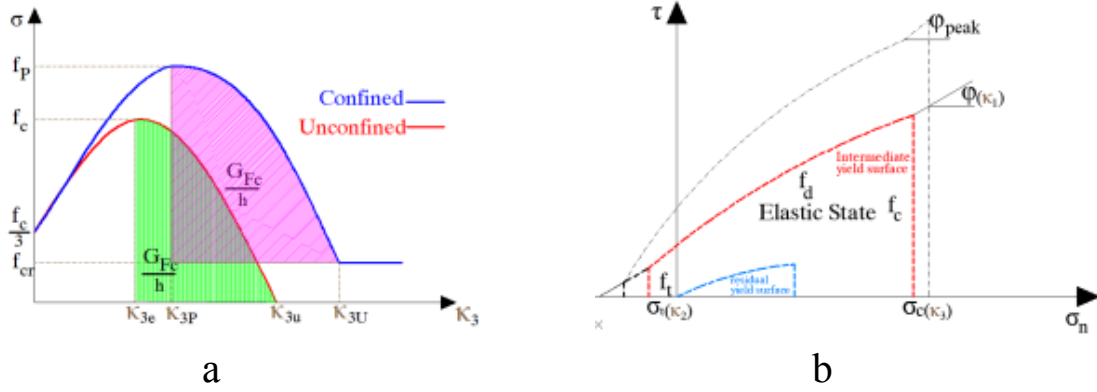


Fig. 2. Phase velocity dispersion curves for a steel pipe with outer diameter of 220 mm and wall thickness of 4.8 mm

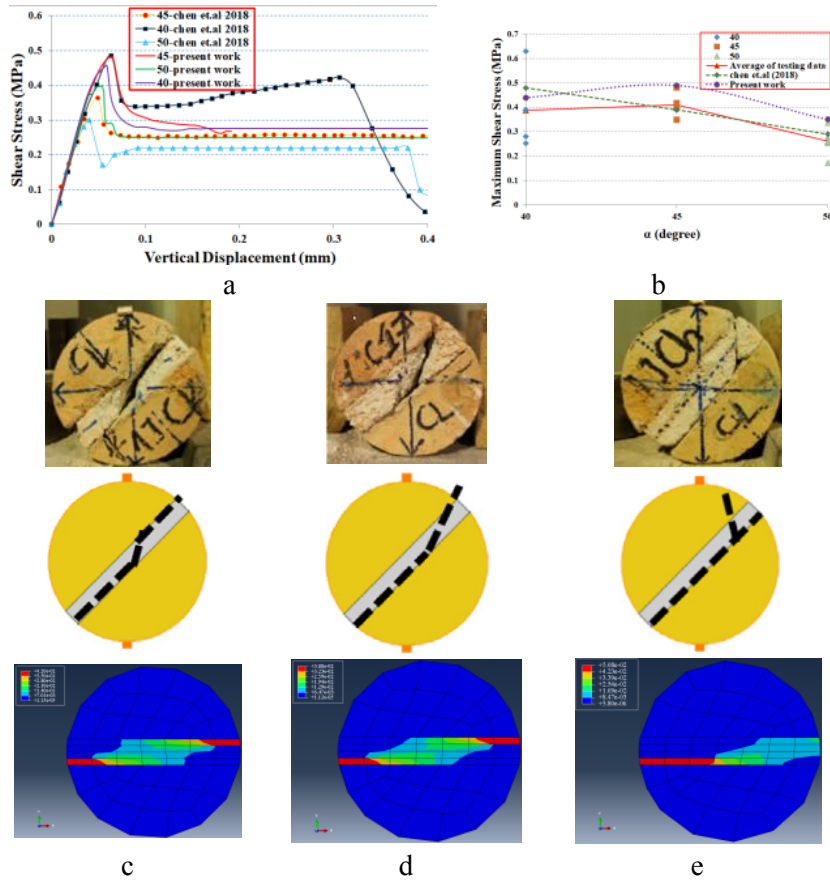


Fig. 3. Comparison between Simulation results for disc under diametrical loading: a) shear stress versus vertical displacement of loading plate for different mortar

The required algorithm is used in the form of UMAT code in Abaqus software.

3- Simulation of tests conducted by Pela

In this part, the core test performed by Pela et al. [2], which was performed on masonry cylinders with dimensions $90 \times 145 \text{ mm}^2$, is modeled. Then the samples tested in this

research are examined.

4- Results and Discussion

Figure 3a shows the comparison of the results of the present model for the core under loading and the discrete element method by Chen et al [7]. Due to the small dimensions of the samples, there is a lot of dispersion in the laboratory

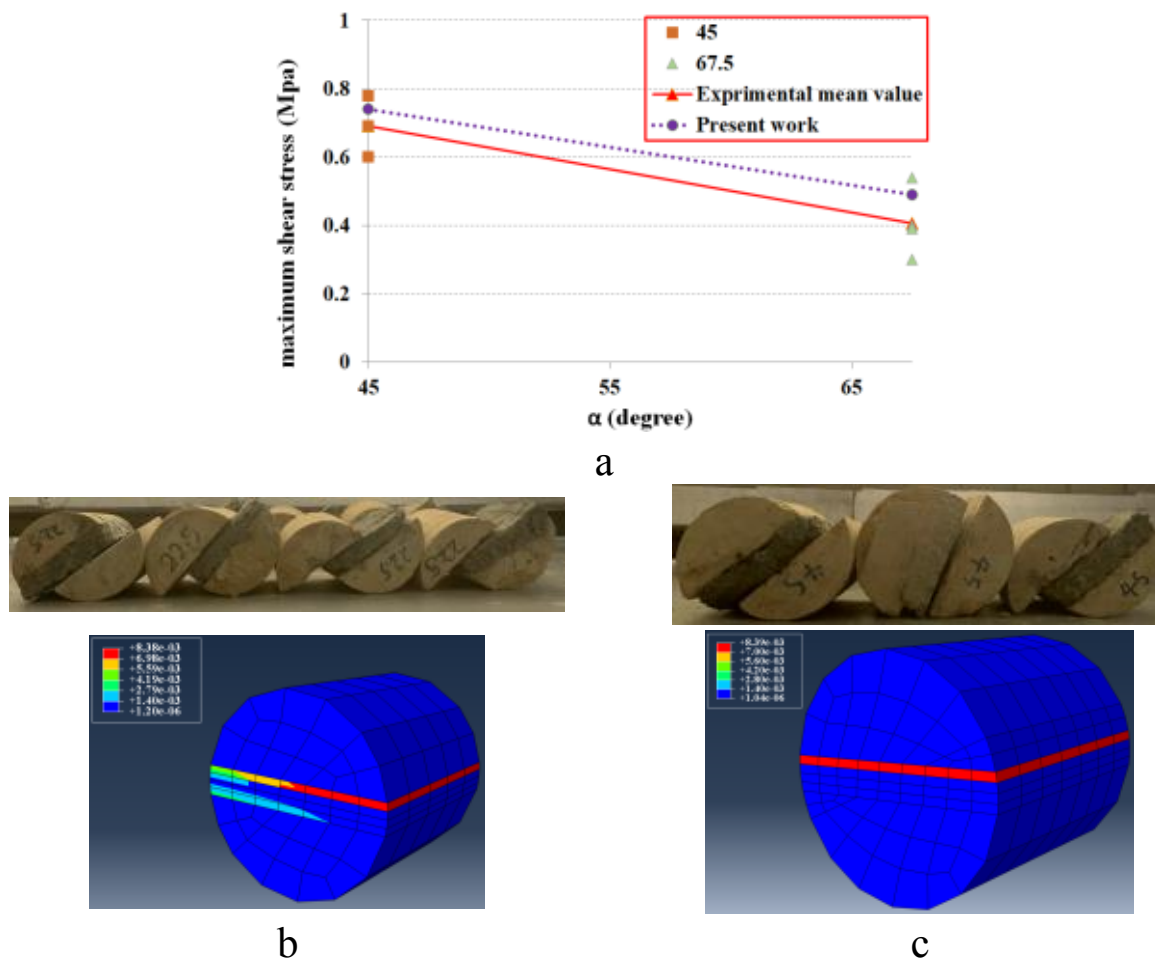


Fig. 3. Comparison between Simulation results for disc under diametrical loading: a) shear stress versus vertical displacement of loading plate for different mortar

results. Nevertheless, the simulation results are within the range and close to the average value of the test data. Figure 3b shows the comparison of core failure mode between the present model and tested cores in reference [2].

In the following, the behavior of the cores tested in the present work is modeled and the values obtained from the numerical analysis are compared with the test results (Figure 4). The obtained results show that similar to the laboratory work, the slip-shear failure mode along the mortar-brick interface is predicted for medium-strength mortars.

5- Conclusions

An alternative test to the mortar shear test is proposed to check the masonry building with cement-sand mortar, which is known as the core test, and then a simple yet strong three-dimensional model is introduced to check the behavior of the confined mortar. The results of the investigation and

comparison with other laboratory and numerical researches have been presented in support of the method.

References

- [1] A. C1531, Standard test methods for in situ measurement of masonry mortar joint shear strength index, in, American Society for Testing and Materials (ASTM) International, 2016.
- [2] L. Pelà, K. Kasioumi, P. Roca, Experimental evaluation of the shear strength of aerial lime mortar brickwork by standard tests on triplets and non-standard tests on core samples, Eng. Struct. , 136 (2017) 441–453.
- [3] A. Anthoine, A Homogenisation of periodic masonry: Plane stress, generalised plane strain or 3D modelling? , Comm. Num. Meth. Engrg 13 (1997) 319-326.
- [4] A. J. Aref, K. M. Dolatshahi, A three-dimensional

cyclic meso-scale numerical procedure for simulation of unreinforced masonry structures, Computers and Structures, 120 (2013) 9-23.

- [5] A. Drougkas, P. Roca, C. Molins, Numerical prediction of the behavior, strength and elasticity of masonry in compression, Eng. Struct., 90 (2015b) 15-28.
- [6] H. Tavanaeifar, A.H. Akhaveissy, 3D Continuous Micro-

Model based on Multilaminate Concept for the nonlinear numerical analysis of masonry panels, Amirkabir Journal of Civil Engineering, 53(11) (2022) 22-22.

- [7] W. Chen, H. Konietzky, C. Liu, H. Fu, J. Zhang., Prediction of Brickwork Failure Using Discrete-Element Method, Journal of Materials in Civil Engineering, 30(9) (2018).

HOW TO CITE THIS ARTICLE

H. Tavanaeifar, A.H. Akhaveissy, Splitting Test on Masonry Cores and modeling of the Confined mortar behavior based on fracture energy, Amirkabir J. Civil Eng., 55(3) (2023) 115-120.

DOI: [10.22060/ceej.2023.21192.7647](https://doi.org/10.22060/ceej.2023.21192.7647)





آزمایش شکافت استوانه بنایی و مدل‌سازی رفتار محصور شده ملات بر مبنای انرژی شکست

حمید توانایی فر، امیر هوشنگ اخویسی*

دانشکده فنی، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۱۲/۱۵
بازنگری: ۱۴۰۱/۰۹/۱۸
پذیرش: ۱۴۰۱/۱۱/۰۳
ارائه آنلاین: ۱۴۰۱/۱۱/۱۸

کلمات کلیدی:

آزمایش مغزه
ریز مدل‌سازی
مدل چند صفحه‌ای
ملات محصور شده
اثر اتساع

خلاصه: در این مقاله از تست برزیلی (شکافت) که یک آزمایش نیمه‌مخرب بوده و حداقل دست خوردگی را در سازه ایجاد می‌کند، جهت تخمین پارامترهای مقاومتی بنایی‌های با ملات ماسه و سیمان استفاده می‌گردد. در این شیوه، به وسیله استخراج مغزه‌های دارای یک بند ملات، و اجرای تست برزیلی تحت زوایای مختلف ملات نسبت به راستای اصلی، می‌توان پارامترهای مقاومتی بنایی را (C و ϕ) استخراج کرد. این تست را می‌توان جایگزین مناسبی برای سایر تست‌های نیمه‌مخرب خصوصاً تست برش ملات به شمار آورد. تست اخیر نواقصی دارد که عمده آن وجود عدم لحاظ اثر اتساع در ملات است. نقص مذکور، موجب تشدید تنش عمودی موجود بر روی آجر مورد آزمایش شده و در نتیجه مقادیر پارامترهای مقاومتی را بیشتر از مقدار واقعی، برآورد می‌کند. در ادامه یک ریزمدل پیوسته سه‌بعدی جهت پیش‌بینی رفتار بنایی غیرمسلح در فشار، ارائه می‌گردد. 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 انجام شده است. برای بررسی این رفتار که تحت تأثیر اندرکنش واحدها و ملات است، مدل‌های دو بعدی قادر به لحاظ محصورشدگی سه محوره ملات نیستند. از طرفی مدل‌های سه بعدی موجود به سادگی قادر به کنترل اثر اتساع به صورت صریح و لحاظ محصورشدگی سه محوره نمی‌باشند. مدل ارائه شده بر مبنای مفهوم ریز صفحه (چند صفحه) است و برای مدل‌سازی شکست در سازه بنایی در اثر فشار توسعه می‌یابد. در ادامه توانایی مدل ارائه شده در مقابل نتایج آزمایشگاهی و سایر مدل‌های عددی، بررسی شده و جهت مدل‌سازی کار آزمایشگاهی حاضر استفاده می‌گردد. مقایسه نتایج، دقت مناسب نتایج حاصل از مدل عددی پیشنهادی و قابلیت اجرای تست مغزه در بنایی‌های آجری با ملات ماسه-سیمان را نشان می‌دهد.

در آزمایش رفتار برشی در امتداد اتصالات ملات و آجر، استفاده از توزیع

یکنواخت تنش برشی و تنش نرمال است. برای جلوگیری از ایجاد لنگرهای اضافی، باید بار برشی تا آنجا که ممکن است به درز ملات وارد شود.

ب- فشار قطری: که در آن بار قطری متمرکز، تنش برشی صفحه‌ای در امتداد درزهای نمونه ایجاد می‌کند. توزیع تنش‌های نرمال و برشی در طول اتصال، به شدت غیریکنواخت است، در نتیجه مقاومت برشی تعیین شده از این آزمون، به دلیل توزیع مجدد تنش در طول روند خرابی، نشان دهنده یک مقدار متوسط از وقایع شکست پیش‌رونده (به جای انعکاس واقعی ویژگی ماده) است و به همین دلیل رفتار و تغییر شکل‌های پس از اوج را نمی‌توان با استفاده از این پیکربندی تجربی، به طور واقع‌بینانه به دست آورد.

اما برای بررسی سازه‌های موجود، مشخصات در محل رفتار غیرخطی لغزشی-برشی در درز ملات-آجر بسیار مهم است. قطعاتی از دیوار که

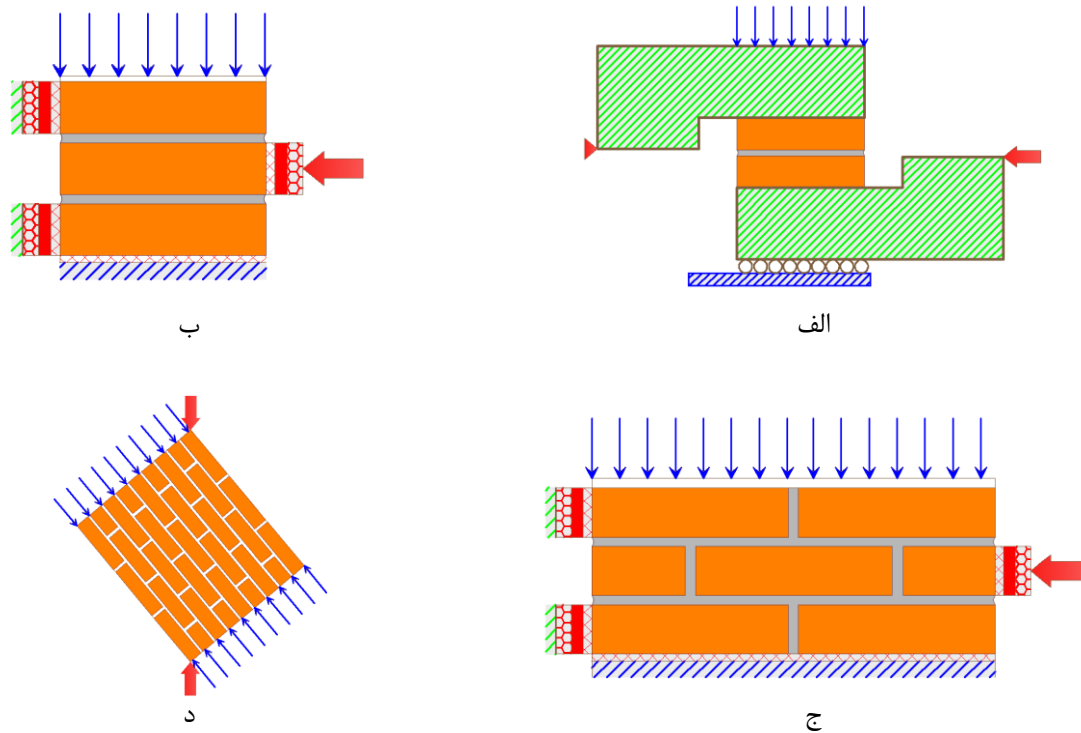
۱- مقدمه

مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود نیاز به رویکردهای تجزیه و تحلیلی دارد که کاملاً متفاوت از آن‌هایی است که در طراحی ساختاری ساختمان‌های جدید به کار می‌رود. این امر به ویژه در مورد سازه‌های مدارس و بناهای قدیمی (یادبود) صادق است. در این سازه‌ها، داده‌های هندسی و مکانیکی باید در سایت، با فعالیت زمانبر و بر اساس منابع مختلف اطلاعات به دست آید. اغلب تست‌های استاندارد جهت تعیین پارامترهای برشی، برای سازه‌های بنایی جدید، توسعه یافته است که از آن جمله می‌توان به موارد زیر اشاره کرد: الف- برش مستقیم شامل: تست برش مستقیم دو آجره^۱، تست برش مستقیم سه آجره^۲ و تست برش مستقیم چند آجره، شکل ۱. مشکل کلی

- 1 Couplet test
- 2 Triplet test

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: Ahakhaveissy@razi.ac.ir





شکل ۱. نحوه تنظیمات تست الف) برش دو آجره، ب) برش سه آجره، ج) برش چند آجره و د) فشار قطری

Fig. 1. How to set up the test a) couplet test, b) triplet test, c) Multi-brick shear test and d) Diagonal pressure test

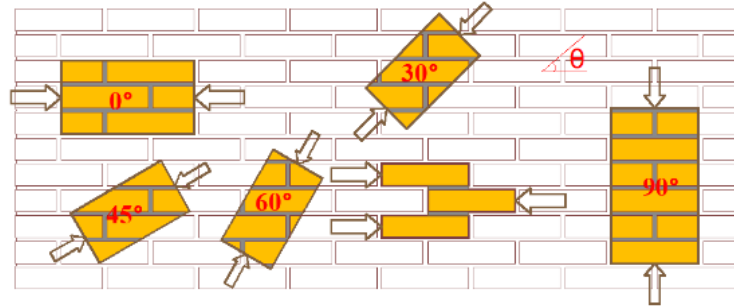
ترک خوردگی ناخواسته در قسمت دیگر دیوار جلوگیری شود تا عدم قطعیت در مورد این تست مقدار مناسبی باشد [۳].

زمانی که مقداری از یکپارچگی دیوار دستخوش تغییر شود، تفسیر تنش نرمال واقعی اعمال شده روی آجر مورد آزمایش، ناشی از جک و سربار، به ندرت ممکن می‌شود. در این زمینه، به وسیله انتگرال عددی و روش‌های آزمایشگاهی، اندروتی و همکاران [۵]، دید بهتری در مورد توزیع تنشی که در طول تست برش ملات رخ می‌دهد، ارائه کردند. اما مسئله مهم‌تر این است که با توجه به عدم لحاظ اثر اتساع در رفتار برشی ملات (که باعث تشدید تنش عمودی موجود می‌شود)، مقادیر حاصل در مورد چسبندگی و زاویه اصطکاک، بزرگ‌تر از مقدار واقعی به دست خواهد آمد [۵]. همچنین بایستی توجه شود که به علت تفاوت در شرایط مرزی تست سه آجره و تست برش ملات، دقت نتایج آزمایشگاهی می‌تواند تحت تاثیر قرار گیرد.

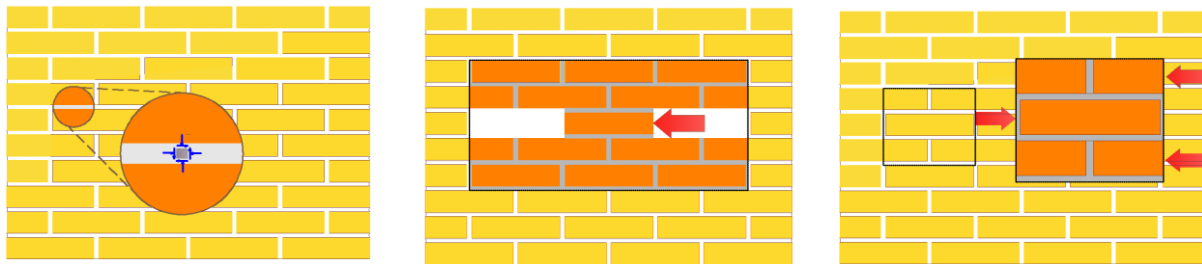
برای جبران این نواقص یک سری تست‌های غیراستاندارد توسط محققین ارائه شده که مهم‌ترین آن‌ها عبارتند از، تست‌های فشاری قطری و

می‌توان با اجرای تست روی آن‌ها، پارامترهای مقاومتی را استخراج کرد در شکل ۲-الف نمایش یافته است. روش‌های تست استاندارد متنوعی در این زمینه وجود دارد که یکی از مهم‌ترین آن‌ها تست برش-فشار روی سه آجر (شکل ۲-ب) است که توسط استاندارد En 1052-3:2002 [۶] تجویز شده است. به وسیله تجهیزات کنترل جابه‌جایی، هر دوی خواص قبل و پس از اوج را می‌توان تخمین زد. با این حال استخراج متوالی چندین نمونه سه آجره عمده‌ترین نقص در کاربرد عملی این روش است. یک روش جایگزین، یا یک روش در محل که حداقل اغتشاش را در یکپارچگی دیوار ایجاد کند به وسیله استاندارد ASTM C1531-16 [۲] معرفی شده که مشهور به تست برش ملات^۱ است (شکل ۲-ج). برخلاف تست آزمایشگاهی سه آجره، تست برش ملات فقط ضرایب برش و چسبندگی را به دست می‌دهد و اطلاعاتی در مورد انرژی مود دوم گسیختگی فراهم نمی‌کند. برای انجام یک تست برش ملات، متخصصین فنی باید به طور دائم با استفاده از تجهیزات دقیق، تغییر شکل دیوار بنایی را مانیتور کنند. این کار به این دلیل است که از

1 Shove test or push test



الف



د

ج

ب

شکل ۲. الف) وضعیت تنش در نواحی مختلف دیوار بنایی تحت بارهای درون صفحه (برگرفته از [۴])، ب) تست سه آجره، ج) تست برش ملات و د) تست مغزه

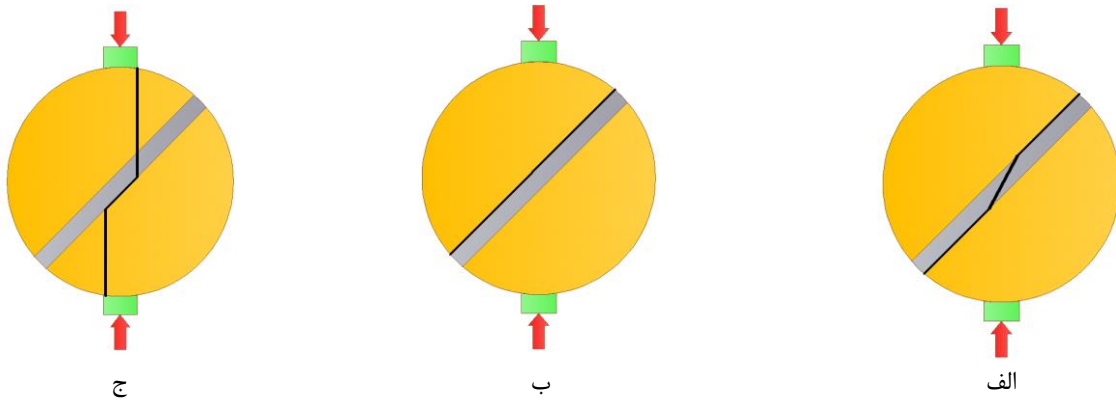
Fig. 2. a) State of stress in different areas of the masonry wall under in-plane loads (taken from [4]), b) laboratory shear-compression testing on triplets, c) in-situ shove testing on a portion of masonry wall and d) laboratory shear testing on a small-diameter core

۵ و ۱ به ۶) که در بسیاری از ساختمان مدارس بنایی، از دهه هفتاد به بعد رواج یافته، مورد بررسی قرار می‌گیرد. همچنین در ادامه یک مدل عددی جهت شبیه‌سازی رفتار مغزه‌ها در قالب ریز مدل‌سازی^۴ ارائه می‌گردد، در این شیوه مدل‌سازی قادریم ملات و آجر را به طور جداگانه مدل کرده و رفتار هر کدام را بررسی و تحلیل کنیم. 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 از مدل‌های سه بعدی با اهداف و نتایج متفاوت انجام شده است. این رفتار که تحت تأثیر اندرکنش واحدها و ملات است، همانطور که مدل‌های تحلیلی نشان داده‌اند [۱۳]، ممکن است به شدت تحت تأثیر اثرات خارج صفحه قرار گیرد. در [۱۴] تفاوت بین تنش صفحه، کرنش صفحه تعمیم یافته و مدل‌سازی سه بعدی بنایی از نظر مقاومت، الاستیسیته و توزیع تنش مورد بحث قرار گرفته است. کمبودهای کلی مدل‌های صفحه‌ای در بازتولید دقیق رفتار دیواره‌های تک و چند لایه در تجزیه و تحلیل‌های عددی نیز توسط میلانی و همکاران

برش-فشار درجا^۱ [۶]، که نسبتاً پرهزینه بوده و معمولاً برای ساختمان‌های تاریخی غیرقابل کاربردند، چرا که این گونه سازه‌ها را نمی‌توان در طول انجام تست دچار خرابی زیادی نمود [۷]. در بسیاری از حالات، به نظر می‌رسد یک جایگزین مناسب، در نظر گرفتن تست نیمه‌مخرب^۲ (MDT) باشد. در روش‌های نیمه‌مخرب، یک امکان جذاب، عبارت از خارج کردن نمونه‌های کوچک، جهت تست در آزمایشگاه است، شکل ۲-د. این روش برای ساختمان‌های تاریخی و مهم مناسب است، چرا که می‌توان نمونه‌ها را از اعضای سازه‌ای مخفی^۳ خارج کرد تا اندازه خرابی تحمیلی، حداقل گردد. از طرفی یک جایگزین مناسب برای تست برش ملات (با توجه به نواقص ذکر شده) محسوب می‌شود و امکان تخمین مستقیم خواص مکانیکی را به وسیله تست نمونه‌های مغزه در آزمایشگاه فراهم می‌کند. در کار حاضر این روش که قبلاً در مورد ملات‌های کم مقاومت (ماسه-آهک) بررسی شده [۸-۱۲]، در مورد ملات‌های ماسه-سیمان با مقاومت متوسط (عیار ۱ به

- 1 In-situ diagonal compression tests
- 2 Minor Destructive Testing
- 3 Hidden structural members

4 Micro-modeling



شکل ۳. مودهای گسیختگی مشاهده شده در تست برزیلی روی مغزه‌های با درز ملات متمایل الف) شکست تقارن مرکزی برای ملات‌های کم مقاومت ب) لغزش برشی در امتداد رابط ملات-آجر برای ملات‌های با مقاومت متوسط ج) گسیختگی شکافت برای ملات‌های پر مقاومت [۲۱ و ۹]

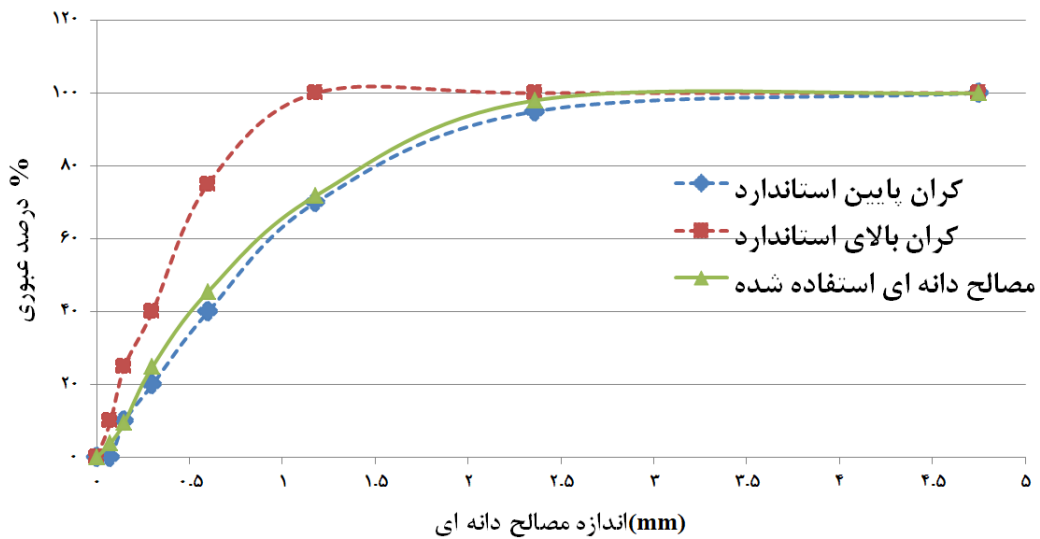
Fig. 3. Modes of failure observed in Brazilian tests on cores with inclined diametral joint: a) “parasymmetric” or “central symmetric” fracture for low-strength mortars; b) shear sliding along the brick-mortar interface and c) splitting failure for higher strength mortars.

۲- استخراج و آزمایش نمونه مغزه

در این آزمایش، مغزه‌ها متشکل‌اند از دو قطاع دایروی از آجر و یک درز ملات قطری، با قطر نهایی بین ۷۰ تا ۱۱۰ میلی‌متر. نمونه‌های استوانه‌ای طبق روش تست برزیلی، با زوایای مختلف تمایل بند ملات، تست می‌گردد. این چنین تست خاصی، به ملات موجود در بند، وضعیت تنش‌ی اعمال می‌کند که در آن ملات همزمان تحت اثر برش و فشار است. ترکیبات مختلف از تنش‌های برش-فشار را می‌توان به وسیله تغییر تمایل بند قطری ملات، اعمال کرد [۱۹]. همانگونه که توسط پلا و همکاران [۸] اظهار شده، این روش اولین بار توسط براگا و همکاران معرفی شد، که تست‌هایی با زاویه ملات برابر با ۴۵ درجه انجام دادند تا یک وضعیت تنش برشی خالص را در امتداد درز ملات-آجر بازتولید کنند. این تست می‌تواند از لحاظ دقت با تست‌های فشار قطری در پانل‌های استاندارد قابل مقایسه باشد [۲۰].

در کار حاضر یک برنامه آزمایشی با هدف بازتولید تست با حداقل دست‌خوردگی در ساختمان‌های قدیمی من جمله مدارس، با استفاده از نمونه‌گیری درجا و سپس تست آزمایشگاهی از نمونه‌های کوچک به دست آمده، در نظر گرفته شده است. به منظور تولید رفتاری مشابه با مصالحی که معمولاً در مدارس آجری، با خواص مکانیکی متوسط به کار می‌روند، مصالح مناسبی استفاده شده، یعنی آجرهای رسی دست‌ساز و ملات ماسه-سیمان با عیار ۱ به ۵.

اشاره شده است [۱۵]. به گفته نویسندگان اخیر، برای استنباط صحیح پوش شکست بنایی تحت بارهای درون صفحه، باید اثرات سه بعدی را در نظر گرفت. در مرجع [۱۶] اظهار می‌شود، زمانی که رفتار آجر الاستوپلاستیک در نظر گرفته شود، نیازی به در نظر گرفتن کلاهی فشاری برای ملات در بنایی‌های تحت فشار، نمی‌باشد. اما در مرجع [۱۷] 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 تک محوری، رفتار ملات به صورت محصور شده شدید (با افزایش مقاومت و شکل‌پذیری) در نظر گرفته شود. با توجه به نواقص ریزمدل‌های ساده شده (آجر + المان رابط) [۱۶] و پرجزئیات (آجر + ملات + المان رابط) [۱۷]، از نظر دشواری مدل‌سازی، تعداد زیاد درجات آزادی و توسعه ناهمگون تنش در محل المان رابط و نیز نواقص مدل‌های دو بعدی (عدم لحاظ رفتار سه محوری ملات و آجر)، نیاز به یک مدل سه بعدی قوی و در عین حال ساده، ضروری به نظر می‌رسد. در تحقیق حاضر ریزمدل پیوسته (آجر + ملات) ارائه شده در مرجع [۱۸] که بر مبنای تئوری چند صفحه نوشته شده، برای رفتار وابسته به محصور شدگی بر مبنای انرژی شکست، ارتقاء یافته و مورد استفاده قرار می‌گیرد. از طرفی با تعریف یک ضابطه صریح برای کنترل اتساع در محصور شدگی‌های مختلف و کالیبره کردن آن در یک المان سه بعدی، نتایج مدل‌سازی با این مدل سه بعدی و ساده، با نتایج سایر تحقیقات مقایسه می‌گردد.



شکل ۴. منحنی دانه‌بندی ماسه

Fig. 4. Sand grain cumulative curve size

۲-۱- برنامه آزمایشگاهی

در این تحقیق در ساخت ملات ماسه سیمان از سیمان پرتلند (نوع ۲) کارخانه سیمان غرب استفاده گردید. نتایج آزمایش‌های دانه‌بندی شن (نخودی) و ماسه (دوبار شور) مصرفی به همراه منحنی‌های کران پایین و کران بالای متناظر، به ترتیب در شکل ۴ ارائه شده که در محدوده قابل قبول، از نظر استاندارد ASTM C144 [۲۲] قرار می‌گیرد.

در ادامه برای تعیین مقاومت خمشی ملات‌های سیمانی و دیگر ملات‌ها بر اساس استاندارد ASTM C348 [۲۳] در قالب‌های $160 \times 40 \times 40$ میلی‌مترمکعبی، انجام می‌گیرد. برای انجام آزمایش مقاومت فشاری ملات طبق استاندارد ASTM C109 [۲۴] از نمونه‌های مکعبی به بعد ۵۰ میلی‌متر استفاده شد.

در جدول ۱، مقادیر آزمایشگاهی، گردآوری شده است:

۲-۲- استخراج نمونه‌های استوانه‌ای

استخراج نمونه‌های استوانه‌ای از دو دیوارک به ابعاد $110 \times 40 \times 70$ میلی‌متر مکعب، ۶۰ روز پس از ساخت آن‌ها انجام شد. دیوارها در حین انجام عملیات مغزه‌گیری در حالت افقی حفظ شدند (شکل ۶-ب). در حین جابه‌جایی، با استفاده از یک چهارچوب ساخته شده از ورق MDF، در اطراف دیوار، محصوریت مناسب ایجاد گردید (شکل ۶-الف). حفاری مغزه

افقی عمود بر سطح دیوارها (شکل ۶-ب) با استفاده از یک مغزه به قطر ۱۰۰ میلی‌متر انجام شد. در مرجع [۷] یک روش جدید به منظور جلوگیری از خراب شدن دیوار در حین استخراج آن‌ها ارائه شده که از سیستم خنک کننده هوا^۱ استفاده می‌کنند (روش استخراج خشک^۲) و هدف از آن عدم تخریب ملات آهک^۳ است، با توجه به کار آزمایشگاهی حاضر که از ملات ماسه-سیمان استفاده شده، سیستم معمول که برای سازه‌های بتنی استفاده می‌شود (استفاده از سیستم خنک کننده آب^۴)، قابل کاربرد است. در مجموع ۷ مغزه سالم برای این برنامه آزمایشی استخراج شد.

۲-۳- تست آزمایشگاهی از نمونه‌های خارج شده از دیوار

در این بخش نتایج حاصل از روش‌های آزمایش برای مشخصات مکانیکی ملات در دیوارها ارائه شده است. به منظور شبیه‌سازی رویه‌هایی که طی یک کار آزمایشگاهی درجا دنبال می‌شود، آزمایش برزلی (BT) مغزه‌های بنایی با بند ملات متمایل نسبت به افق از لایه‌های ملات انجام می‌شود. نمونه‌هایی که مغزه آن‌ها از دیوارها استخراج شده بود، تحت تست مغزه قرار گرفتند. در این برنامه آزمایشی، نمونه‌ها با زاویه ملات قطری

- 1 Air cooling
- 2 Dry extraction procedure
- 3 Lime mortar joints
- 4 Water cooling



الف



ب

شکل ۵. نمونه‌های ملات: الف) منشور برای تست خمش سه نقطه‌ای، ب) مکعب برای تست فشار

Fig. 5. Mortar specimens: a) prism for three-point bending test, b) cube for compression test

جدول ۱. مقاومت‌های آزمایشگاهی ملات

Table 1. Experimental strengths of mortar

مشخصات	مقاومت فشاری (مگاپاسکال)	مقاومت خمشی (مگاپاسکال)
نمونه ۱	۱۰	۲/۳۵
نمونه ۲	۱۰/۵	۲/۱
نمونه ۳	۹/۷	۲/۰۳
میانگین	۱۰/۰	۲/۱۶
ضریب تغییرات	٪۲/۵	٪۴/۹



ب



الف

شکل ۶. الف) دیوارک بنایی با آجرچینی انباشته و ب) استخراج مغزه از دیوارک

Fig. 6. a) Masonry wallet with stacked bricks and b) Core extraction from the wallet



ب



الف

شکل ۷. الف) نحوه اجرای تست برزیلی بر روی مغزه‌ها، ب) وضعیت نمونه‌ها و مود گسیختگی پس از آزمایش

Fig. 7. a) How to perform the Brazilian test on the cores, b) The state of the samples and the mode of rupture after the test

روی بیش از ۷ نمونه به دست آمده، اجرا شد. نمونه‌هایی که بهترین نظم هندسی را پس از حفاری مغزه، نشان می‌دهند، برای تست مغزه انتخاب شدند. در نمونه‌های کار حاضر به دلیل مقاومت متوسط ملات، همه نمونه‌ها در اتصال ملات-آجر دچار گسیختگی شدند. مودهای شکست مشاهده شده در توافق با مطالعات قبلی در مورد ملات بنایی با مقاومت متوسط است (شکل ۳).

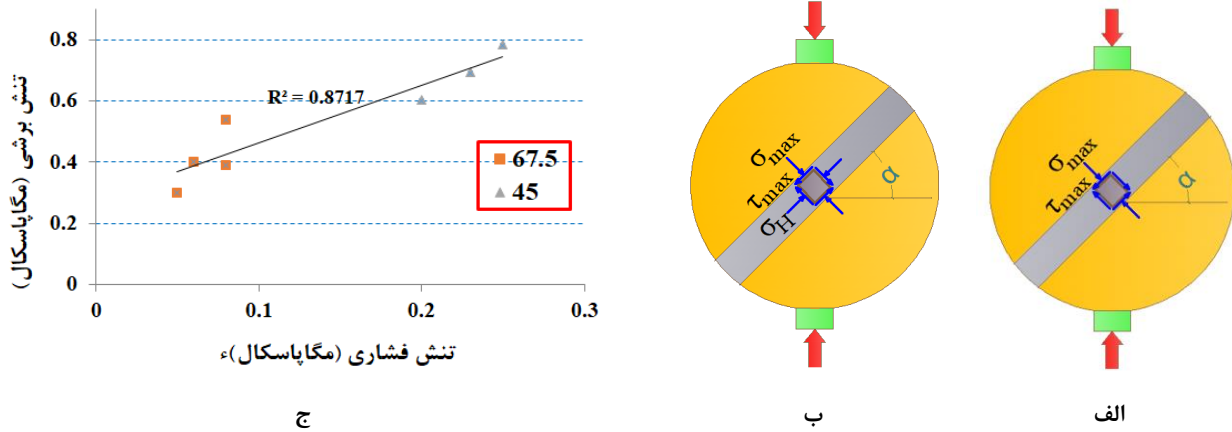
۲-۴- تفسیر نتایج آزمایشگاهی

در این بخش، ابتدا تفسیر مکانیکی نتایج تجربی تست مغزه با استفاده

متماثل به ۶۷/۵، ۴۵ با توجه به جهت افقی اصلی مورد آزمایش قرار گرفتند. به منظور توزیع یکنواخت بارگذاری بر روی سطح جانبی نامنظم مغزه، یک نوار چوبی بین صفحات فلزی و نمونه قرار گرفت.

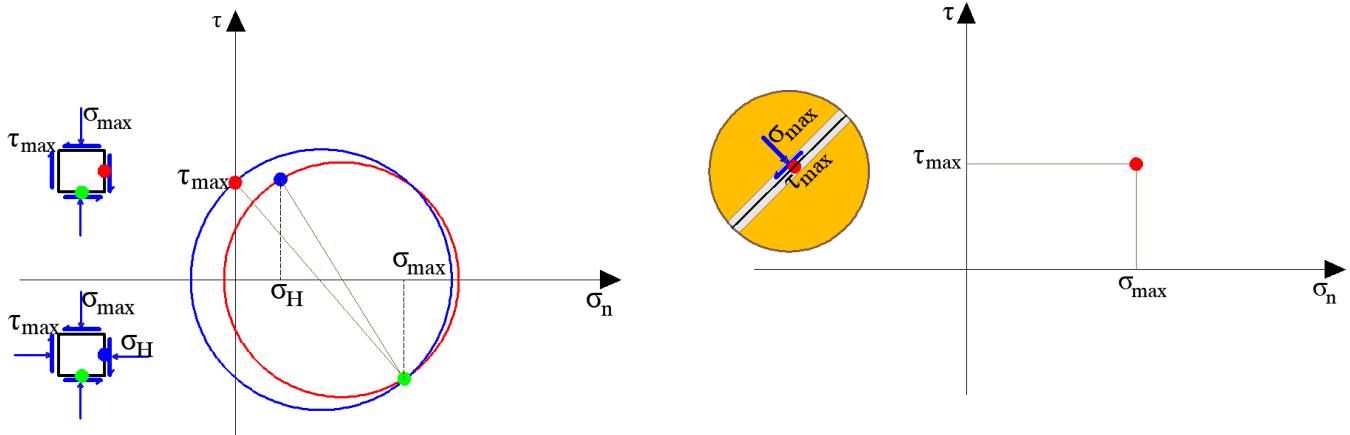
تمام آزمایشات با دستگاه فشاری با کنترل تغییر مکان عمودی و یک نیروسنج ۲۰۰ کیلو نیوتنی انجام شد. این آزمایش تحت کنترل جابه‌جایی عمودی انجام و جابه‌جایی نسبی لغزش بین دو آجر با کرنش‌سنجی با دقت ۰/۰۱ میلی‌متر اندازه‌گیری شد.

لایه ملات قطری موجود در بین دو بخش دایروی آجر به دلیل بارگذاری عمودی اعمال شده، تحت فشار عمود و برشی مماس قرار دارد. تست مغزه



شکل ۸. تست‌های برزیلی با بند ملات متمایل: الف و ب) وضعیت تنش در لحظه گسیختگی و ج) پارامترهای مقاومتی آزمایشگاهی $C = 27 \text{ MPa}$ و $\Phi = 41$

Fig. 8. Brazilian tests on cores with inclined mortar joint: a, b) state of stress at failure and c) Laboratory resistance parameters C &



شکل ۹. مدل المان رابط: وضعیت تنش ملات در لحظه گسیختگی از تست برزیلی

Fig. 9. Interface model: mortar's stress state at failure from the Brazilian test.

شکل ۱۰. مدل پیوستار. دایره مور وضعیت تنش در لحظه گسیختگی بند ملات را در طول تست برزیلی نشان می‌دهد: شرایط محصور شده در مقابل محصور نشده

Fig. 10. Continuum model. Mohr's circle representations of the failure stress state in the mortar joint during the Brazilian test: unconfined vs. confined conditions

از تئوری مکانیک پیوسته انجام شده و بند ملات به عنوان یک رابط دیده نمی‌شود بلکه به عنوان یک پیوستار^۱ در شرایط تنش سه محوری در هنگام اجرای تست مشاهده می‌شود. این نوع رویکرد تفسیری در [۹]، مدل پیوستار نامیده شده و اولین بار در [۲۵] معرفی گردید. بندتی و همکاران [۱۰] یک تفسیر جایگزین از وضعیت تنش درون بند ملات قطری نمونه استوانه‌ای، به وسیله لحاظ کردن کل لایه ملات به جای کاهش آن به یک المان رابط^۲، پیشنهاد کردند. در این حالت، امکان ایجاد تعامل متقابل بین دو قسمت

- 1 Continuum subject
- 2 Interface

دایروی آجر در تفسیر مکانیکی آزمون وجود دارد. چنین کنش متقابلی باعث ایجاد وضعیت تنش سه بعدی برای ملات می‌شود. در این مرجع به تفسیر گرافیکی هر تست پرداخته شد، که نیازمند ترسیم دایره مور ارائه دهنده وضعیت کلی تنش در ملات در لحظه گسیختگی است. وضعیت تنش در اتصال ملات در هنگام شکست نمونه را می‌توان با استفاده از معادلات زیر ارزیابی کرد:

تبادل کار مجازی برای تغییرات کوچک حالت تنش $d\sigma'_i$ و $d\sigma'$ ایجاد کرد. در مقیاس ماکرو، کار مجازی dW_{macro} روی حجم کره واحد در نظر گرفته می‌شود، در حالی که مجموع کار مجازی میکروسکوپی dW_{micro} برابر است با انتگرال روی سطح S کره واحد.

$$\delta W_{macro} = \frac{4\pi}{3} \cdot \delta\sigma' \cdot d\mathbf{\epsilon} = \int_S \delta W_{micro} dS = \int_S (\delta\sigma'_i \cdot d\mathbf{\epsilon}_i) dS \quad (2)$$

به دنبال قید استاتیکی، تغییرات تنش محلی کوچک $d\sigma'_i$ تصویر تغییرات تنش ماکروسکوپی $d\sigma'$ هستند.

$$\delta\sigma'_i = \mathbf{T}_i^T \cdot \delta\sigma' \quad (3)$$

$$\frac{4\pi}{3} \cdot \delta\sigma' \cdot d\mathbf{\epsilon} = \int_S [(\mathbf{T}_i^T \cdot \delta\sigma') \cdot d\mathbf{\epsilon}_i] dS = \delta\sigma' \cdot \int_S (\mathbf{T}_i \cdot d\mathbf{\epsilon}_i) dS \quad (4)$$

$$0 = \delta\sigma' \cdot \left[\int_S (\mathbf{T}_i \cdot d\mathbf{\epsilon}_i) dS - \frac{4\pi}{3} \cdot d\mathbf{\epsilon} \right] \quad (5)$$

از آنجا که در نظر گرفتن تعداد نامحدودی از صفحات لغزش غیرممکن است، از این رو تعدادی صفحه محدود و یک ضریب وزنی مربوطه، انتخاب می‌شود. صفحات انتخاب شده را صفحات نمونه، تماس یا انتگرال می‌نامند.

$$d\mathbf{\epsilon} \approx 3 \cdot \sum_i (\mathbf{T}_i \cdot d\mathbf{\epsilon}_i \cdot w_i) \quad (6)$$

$$w_i = \frac{A_i}{A_{sphere}} = \frac{R^2 \cdot \sin \alpha \cdot \Delta\alpha \cdot \Delta\beta}{4\pi \cdot R^2} = \frac{\sin \alpha \cdot \Delta\alpha \cdot \Delta\beta}{4\pi} \quad (7)$$

$$\sigma_{max} = \frac{F_{max}}{A} \cdot \cos \alpha \quad (الف) \quad (8)$$

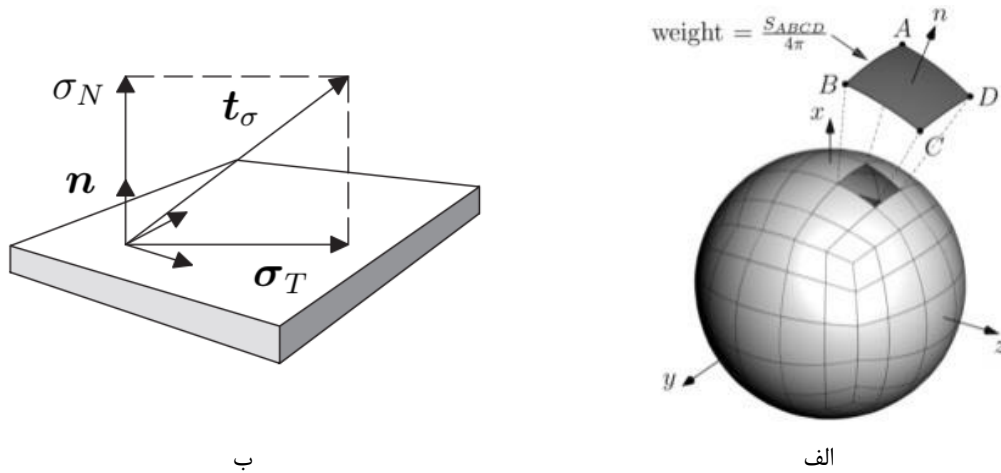
$$\tau_{max} = \frac{F_{max}}{A} \cdot \sin \alpha \quad (ب) \quad (9)$$

مدل ارائه شده در کار حاضر قادر است بدون نیاز به دشواری‌های روش ترسیمی، بار گسیختگی را با توجه به پارامترهای حداقلی آزمایشگاهی با دقتی قابل قبول، در مقایسه با نتایج سایر تحقیقات، تخمین بزند.

۳- اصول چارچوب ریز صفحه (چند صفحه‌ای)

اثر ناهمگنی در رفتار مکانیکی غیرخطی مصالح شبه ترد بسیار مهم بوده و بایستی در نظر گرفته شود. به علاوه این ناهمگنی در بیشتر تست‌های مکانیکی چشم‌پوشی می‌شود، چرا که کرنش‌ها و تنش‌ها معمولاً در مرز نمونه‌ها اندازه‌گیری می‌شود و بنابراین باید به صورت منطقی در کل حجم لحاظ شود. در حل مسائل غیرخطی، رفتار مکانیکی به شدت وابسته به مسیر و تاریخچه تنش و کرنش است. این شرایط این نکته را به ذهن می‌رساند که تعریف مولفه‌های کرنش در مختصات متعام سه محوری، نمی‌تواند تغییرات تاریخچه واقعی در طول بارگذاری را منعکس کند. مدل‌های پیوستار مبتنی بر نامتغیرها، بعضی ویژگی‌های مهم رفتار مصالح را گم می‌کنند چرا که اساساً از ذخیره و لحاظ داده‌های وابسته به جهت در اطراف یک نقطه مادی عاجزند، در حالی که مدل‌های ریز صفحه خواص وابسته به جهت یک نقطه مادی را به صورت ذاتی، در نظر می‌گیرند [۲۶]. در دهه‌های اخیر تعداد زیادی از مدل‌های ساختاری بر مبنای مفهوم تجزیه زاویه‌ای فضا توسعه یافته است. دو نوع مهم از این نوع مدل‌ها عبارتند از تئوری‌های ریز صفحه و چند صفحه‌ای که در اولی قید حرکتی (کرنش در مقیاس درشت به مقیاس ریز تصویر می‌شود تا تنش‌های ریز صفحه محاسبه گردد) و در دومی قید استاتیکی (تنش در مقیاس درشت به مقیاس ریز تصویر می‌شود تا کرنش‌های خمیری محاسبه گردد) لحاظ می‌شود. به طور کلی، چارچوب چند صفحه‌ای و ریز صفحه عبارت از یک رابطه ساده بین رفتار مکانیکی ماده در ریز مقیاس و درشت مقیاس است. بر طبق چارچوب چند صفحه‌ای، می‌توان رفتار مکانیکی ماده را با تعداد نامحدودی از صفحات لغزش فرضی، که به طور تصادفی در فضا جهت‌دار شده‌اند، جایگزین کرد. در نتیجه تغییر شکل پلاستیک جسم عبارت از حرکت پلاستیک در امتداد این صفحات می‌باشد. تنش‌های بین ذرات را هم می‌توان تنش روی این صفحات فرض نمود. جهت توضیحات کامل‌تر به مرجع [۱۸] ارجاع می‌شود.

روابط ماکرو و میکرو بین کرنش‌های محلی و کلی را می‌توان با اعمال



شکل ۱۱. الف) نحوه محاسبه ضرایب وزنه، ب) مولفه‌های نرمال و برشی ریز صفحه

Fig. 11. a) the weight factors and b) Normal and shear components of microplane

$$G_f^{\text{II}} = h \int_0^{\infty} c(\kappa_1) d\kappa_1 \quad (11)$$

که ϕ_i' و ϕ_{mod}' به ترتیب چسبندگی و زوایای اصطکاک مؤثر هستند، همچنین κ_1 پارامتر سخت شوندگی / نرم شوندگی است. جریان پلاستیک به وسیله تابع پتانسیل غیروابسته کنترل می‌گردد، یعنی زاویه اصطکاک متغییر $\phi(\kappa_1)$ با زاویه اتساع متغییر ψ'_{mob} جایگزین می‌گردد [۲۷].

$$g_d = \tau + \sigma'_n \cdot \tan \psi'_{\text{mob}} = 0 \quad (12)$$

در این رابطه ψ'_{mob} زاویه اتساع می‌باشد که تغییرات حجم، ناشی از اعوجاج برشی در یک المان از مصالح (و در بنایی آجری مقدار بلند شدگی در اثر جابه‌جایی برشی) را مشخص می‌کند. در کار حاضر از رابطه تعمیم یافته راو [۲۸]، استفاده می‌گردد.

$$\sin \psi'_{\text{mob}} = \frac{\sin \phi_{\text{mob}} - f_{sd} \sin \phi_{cv}}{(1 - f_{sd} \sin \phi_{\text{mob}} \cdot \sin \phi_{cv})} \quad (\text{الف})$$

(۱۳)

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

ضرایب وزنی W_i بسته به قاعده انتگرال‌گیری انتخاب شده و در نتیجه به تعداد و توزیع صفحات مورد استفاده برای تقریب کل انتگرال روی کره بستگی دارد.

۳-۱- تعریف سطوح تسلیم

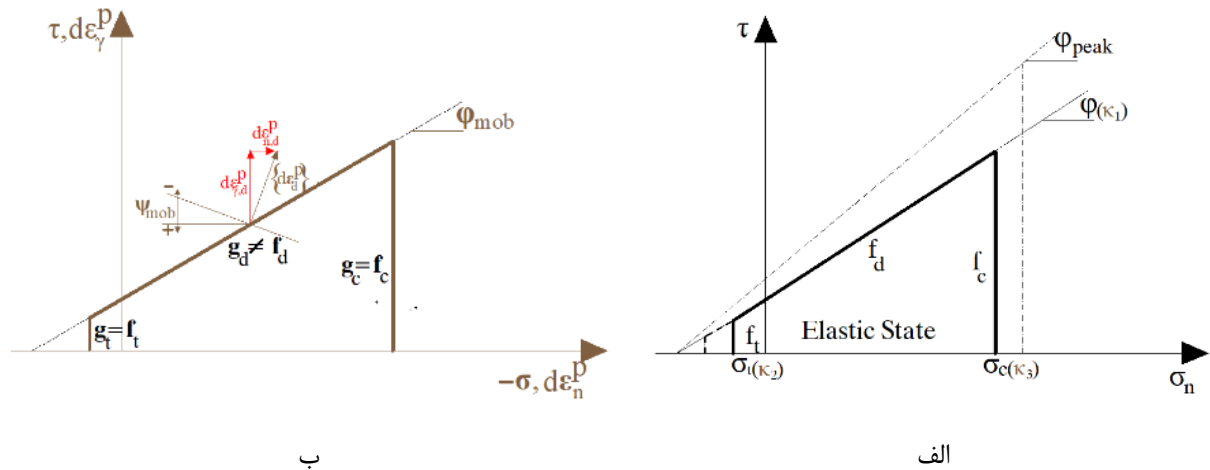
تابع تسلیم استفاده شده شامل سه تابع مستقل (f_c و f_t) از مؤلفه‌های تنش مؤثر یعنی به ترتیب قسمت‌های انحرافی، کششی و فشاری از منحنی پوش است (شکل ۱۲).

تابع تسلیم انحرافی تعمیمی از ضابطه مور-کلمب [۲۷] است که برای مصالح شبه ترد و وابسته به انرژی گسیختگی به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$f_d(\sigma, \kappa_1) = |\tau| + \sigma'_n \cdot \tan \phi(\kappa_1) - c(\kappa_1) \quad (8)$$

$$c(\kappa_1) = c_0 \exp\left(-\frac{c_0}{G_{\text{II}}} \kappa_1\right) \quad (9)$$

$$\tan \phi(\kappa_1) = \tan \phi_0 + (\tan \phi_r - \tan \phi_0) \left(\frac{c_0 - c}{c_0}\right) \quad (10)$$



شکل ۱۲. الف) منحنی تسلیم و ضابطه گسیختگی روی صفحه نمونه ب) منحنی تسلیم و جهت جریان پلاستیک روی هر صفحه نمونه [۲۷]

Fig. 12. a) Yield curve and failure critrion on the sample plane b) Yield curve and direction of plastic flow on each sample plane

برای ضابطه کششی جریان پلاستیک کاملاً وابسته فرض شده است. رفتار مصالح در کشش به صورت نمایی، و به شکل زیر پیشنهاد می‌شود [۳۱ و ۲۷]:

$$\sigma_t(\kappa_2) = \begin{cases} E_c \varepsilon & \text{if } 0 \leq \kappa_2 < \kappa_{2e} \\ f_t \exp\left(-\frac{f_t}{G_f} \kappa_2\right) & \text{if } \kappa_{2e} \leq \kappa_2 \leq \kappa_{2u} \\ 0 & \text{if } \kappa_2 > \kappa_{2u} \end{cases} \quad (15)$$

در این رابطه مقاومت کششی اولیه و $\sigma_t(\kappa_2)$ مقاومت کششی در کرنش خرابی κ_2 می‌باشد. این عبارت نشان می‌دهد که با افزایش کرنش خرابی، مقاومت کششی به سمت صفر میل می‌کند. کرنش ترک اولیه κ_{2e} به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\kappa_{2e} = \frac{f_t}{E_c} \quad (16)$$

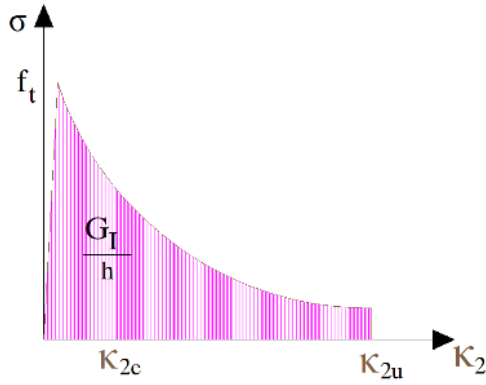
بر طبق تئوری باند ترک [۳۲]، رابطه زیر را داریم:

زاویه اتساع بسیج شده ψ_{mob} در ابتدا به دلیل انقباض ناشی از وجود ترک‌های قبل از بارگذاری، منفی است و با افزایش زاویه اصطکاک بسیج شده $\phi(\kappa_1)$ و یا به عبارتی با افزایش کرنش موثر افزایش می‌یابد و سپس در کرنش مشخصی، حجم ثابت شده و زاویه اتساع صفر می‌گردد. این نقطه را با ϕ_{cv} که یک مقدار ثابت است نشان می‌دهند و به آن "زاویه اصطکاک حجم ثابت" می‌گویند که متناظر با شرایط تغییر شکل با حجم ثابت می‌باشد. این ثابت ϕ_{cv} ، نقطه عطفی را که انقباض پلاستیک متوقف شده و اتساع آغاز می‌گردد مشخص می‌کند. تابع f_{sd} ، یک تابع وضعیت است که می‌تواند به متغیرهای وضعیت متعددی وابسته باشد.

سطح تعریف شده به وسیله نمودار تنش-جابجایی و سطح برش اصطکاکی خشک پسماند را مود II انرژی گسیختگی G_f^{II} می‌نامند، شکل ۱۳. در مرجع [۳۰] رابطه $G_f^{II} = 0.13\sigma + 0.058 N/mm$ که برحسب مگاپاسکال است (با علامت مثبت)، ارائه شده است.

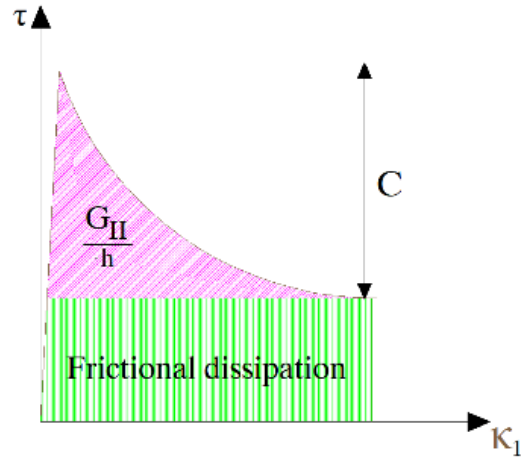
قسمت دوم منحنی تسلیم f_t به صورت یک ضابطه قطع کننده کششی است:

$$f_t = \sigma_n - \sigma_t(\kappa_2) \quad (14)$$



شکل ۱۴. منحنی نرم شووندگی برای مصالح بنایی در کشش

Fig. 14. Softening curve for masonry materials in tension



شکل ۱۳. منحنی نرم شووندگی برای مصالح بنایی در برش [۲۹]

Fig. 13. Softening curve for masonry materials in shear

که $\sigma_c(\kappa_2)$ مقاومت فشاری مصالح است و در ادامه تعریف خواهد شد.

رفتار فشاری غیرمحصور تک محوری با استفاده از یک منحنی فشاری سهموی (شکل ۱۵-الف) بر اساس انرژی شکست مدل سازی می شود [۳۵]؛ در این رابطه:

$$\sigma_c(\kappa_3) = \begin{cases} \frac{f_c}{3} \left(1 + 4 \frac{\kappa_3}{\kappa_{3e}} - 2 \frac{\kappa_3^2}{\kappa_{3e}^2} \right), & \dots \kappa_3 < \kappa_{3e} \\ f_c \left(1 - \frac{(\kappa_3 - \kappa_{3e})^2}{(\kappa_{3u} - \kappa_{3e})^2} \right), & \dots \kappa_{3e} \leq \kappa_3 \leq \kappa_{3u} \end{cases} \quad (21)$$

که f_c میانگین مقاومت فشاری تک محوری مصالح است و وقتی حاصل می شود که $\kappa_3 = \kappa_{3e}$ و مستقل از پارامتر اندازه مش h است:

$$\kappa_{3e} = \frac{4}{3} \frac{f_c}{E_c} \quad (22)$$

در حالی که پارامتر کرنش نهایی خرد شدگی κ_{3u} است:

$$\kappa_{3u} = \kappa_{3e} + \frac{3}{2} \frac{G_{Fc}}{hf_c} \quad (23)$$

$$G_f^I = h \int_0^\infty \sigma_t(\kappa_2) d\varepsilon \quad (17)$$

که G_f^I انرژی گسیختگی مود اول است، شکل ۱۴. عرض باند ترک h فرض می شود که با جذر سوم حجم المان مرتبط است [۳۳]:

$$h = \alpha_h \sqrt[3]{V} \quad (18)$$

که V برابر است با حجم المان و α_h طبق مرجع [۳۴] محاسبه می گردد؛ در کار حاضر طبق [۳۱] مقدار زیر را برای کرنش نهایی ترک، در نظر می گیریم:

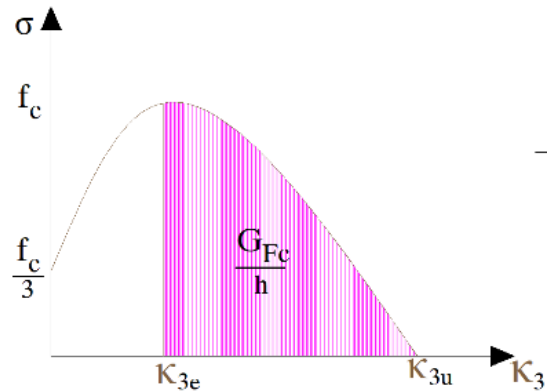
$$\kappa_{2u} = \frac{G_f^I}{hf_t} + \frac{1}{2} \varepsilon_t^{cr} \quad (19)$$

قسمت سوم منحنی تسلیم f_c به صورت یک ضابطه قطع کننده فشاری است:

$$f_c = \sigma_c(\kappa_3) - \sigma_n \quad (20)$$



ب



الف

شکل ۱۵. الف) نمودار تنش - کرنش معادل در فشار با نرم شوندگی سهموی و ب) نمونه‌ای از منشور تحت فشار محوری [۳۶]

Fig. 15. a) Stress-equivalent strain diagram in pressure with parabolic softening and b) An example of a prism under axial pressure

۳-۲- رفتار مصالح در محصور شدگی بالا

مشاهدات آزمایشگاهی نشان می‌دهد در زیر بار محوری، آجرها در حالت تنش فشاری-کششی قرار دارند، در حالی که ملات در حالت تنش فشار-فشار است. در مورد ملات‌های با مقاومت متوسط، کاهش مقاومت آجر ناشی از کشش افقی بر افزایش مقاومت ملات به دلیل محصور شدن غلبه دارد، به طوری که شکست با ترک خوردگی آجر آغاز می‌شود (شکل ۱۶).

لی و همکاران (۲۰۰۳) پس از ترسیم تشابه بین مکانیسم‌های سنگ، تحت بار سه محوره و بتن محصور، مدلی را برای بتن محصور شده ارائه دادند. این مدل شامل یک شاخه صعودی و یک شاخه نزولی در اوج تنش f_{Cmax} است. منحنی کامل برای پاسخ تنش-کرنش در شکل ۱۷ مشاهده می‌شود [۳۹]، در اینجا این مدل جهت تعریف رفتار ملات مورد استفاده قرار می‌گیرد:

با استفاده از پوش گسیختگی مور-کلمب برای خاک تحت تنش محصور کننده f_1 ، تنش محوری اوج f_{cmax} به صورت زیر نمایش داده می‌شود:

$$f_p = f_c + f_1 \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \quad (26)$$

که φ زاویه اصطکاک داخلی است:

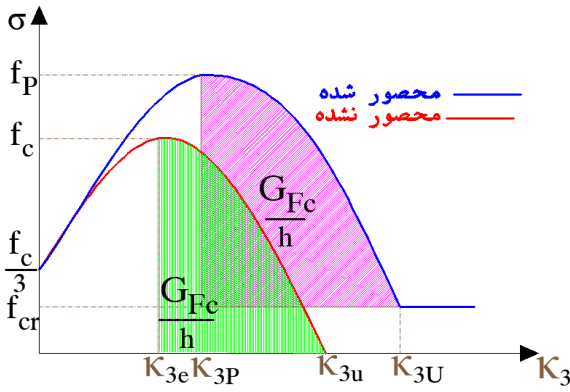
همانطور که قبلاً اشاره شد، برای ترک کششی، انرژی تلف شده کمیتی برابر با G_1 است. کمیت مشابه دیگری که باید تعریف کنیم G_{Fc} است که برای نرم شوندگی در فشار معرفی می‌گردد، گرچه واضح نیست که این کمیت را می‌توان به عنوان خاصیتی از ماده (به خاطر اندرکنش مصالح و سیستم‌های تست کننده) در نظر گرفت، ما این کمیت را در اینجا به عنوان یک ویژگی مصالح در نظر می‌گیریم چرا که مشخص گردیده بدون لحاظ آن در محاسبات، در ناحیه پس از نقطه حداکثر، به شدت حساسیت به مش وجود دارد [۳۷ و ۳۵].

انرژی شکست فشاری کل که در یک المان تلف می‌شود عبارت است از:

$$G_{Fc} = h \int_0^{\infty} \sigma_c(\kappa_3) \quad (24)$$

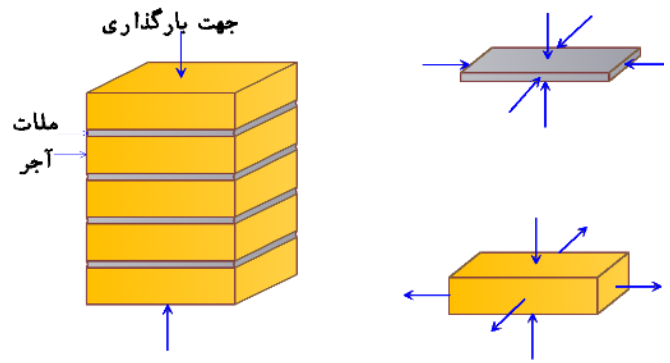
انرژی شکست فشاری را می‌توان به ریشه دوم یا چهارم مقاومت فشاری مرتبط دانست. به هر حال، معادله (۲۵) به صورت آزمایشگاهی به دست آمده [۳۸].

$$G_{Fc} = 8.8 \sqrt{f_c} \quad (25)$$



شکل ۱۷. منحنی تنش- کرنش محوری برای بتن محصور شده

Fig. 17. Axial strain-stress curve for confined concrete



شکل ۱۶. وضعیت تنش‌های توسعه یافته در واحدها و ملات بنایی [۴۲-۴۰]

Fig. 16. Stress state in unit and mortar under compress load

۴- کالیبراسیون مدل

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 می‌گیرد.

جهت کالیبره کردن مدل ساختاری پیشنهادی در کشش تک محوری، برش، فشار تک محوری و سه محوری، المان سه بعدی هشت گرهی، با شرایط مرزی طبق [۴۴] مورد استفاده قرار می‌گیرد. طبق [۳۴] در المان‌های مرتبه بالا (المان مکعبی ۱۶ گرهی و بالاتر)، طرح انتگرال‌گیری روی روش نوار ترک (انرژی شکست) اثرگذار است، با توجه به استفاده از المان‌های هشت گرهی (در این مطالعه)، در جهت سادگی از انتگرال کاهش یافته (با یک نقطه گوس)، استفاده می‌شود. برای کالیبره کردن پارامترهای مدل ساختاری پیشنهادی در برش، تست‌های برشی آزمایشی انجام شده در مرجع [۳۰]، در این تحقیق به صورت عددی بررسی می‌شوند. شکل ۲۰-ب تنظیمات آزمون، را نشان می‌دهد. هدف از این آزمایشات ایجاد یک حالت تنش ثابت در بند ملات است. بندهای ملات، تحت تنش محصور کننده ثابت^۱ تحت برش قرار می‌گیرند.

آزمون‌های آزمایشی با سه سطح مختلف تنش محصور کننده ۰/۱، ۰/۵ و ۱/۰ مگاپاسکال انجام گردید. نتایج آزمایشگاهی در شکل ۲۰-ج در عباراتی از منحنی‌های پوش تنش برشی - جابه‌جایی برشی در امتداد بند

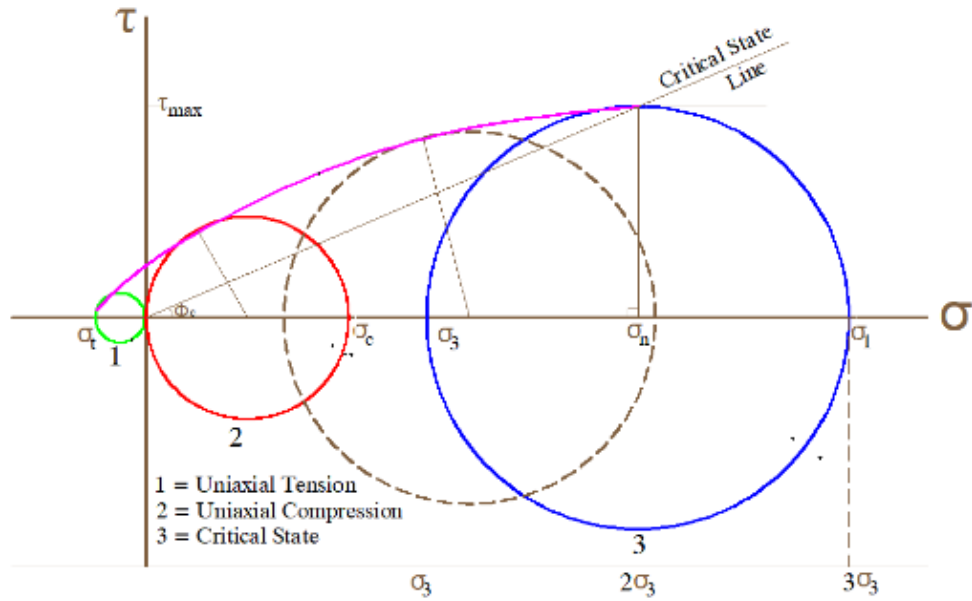
$$\varphi = 36^\circ + 1^\circ \frac{f_c}{35} \leq 45^\circ \quad (27)$$

رابطه خطی برای مدل مور-کلمب در شرایط محصور شونده بالا، تقریب زیادی دارد لذا اگر بتوان برای این شرایط بدون اضافه شدن پارامتر جدیدی، رفتار محصور شدگی بالا برای برش را مدل کرد، در عین دقت، سادگی مدل حفظ می‌شود.

در مرجع [۴۳] جهت بررسی رفتار غیرخطی در مکانیک سنگ از مدل مور-کلمب خطی استفاده شده و جهت غیرخطی کردن آن مقادیر پارامترهای مقاومتی c و Φ به تنش‌های نرمال و برشی وابسته می‌گردد.

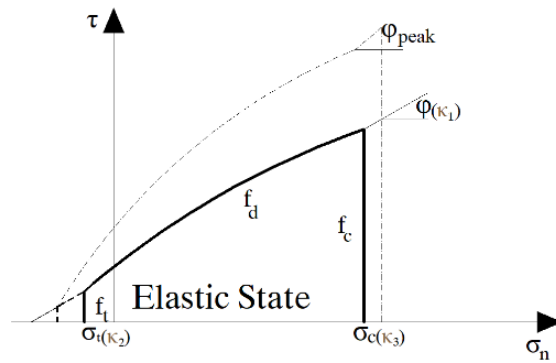
$$\begin{aligned} \varphi &= \varphi_0 \left(1 - \sqrt{\frac{\sigma_n}{2\sigma_c}} \right) \\ c &= c_0 + (\sigma_c - c_0) \frac{\sigma_n}{2\sigma_c} \end{aligned} \quad \text{(الف) در ناحیه فشاری} \quad (28)$$

$$\begin{aligned} \varphi &= \varphi_0 - (45^\circ - \varphi_0) \frac{\sigma_n}{\sigma_t} \\ c &= c_0 + (\sigma_t - c_0) \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_t} \right)^2 \end{aligned} \quad \text{(ب) در ناحیه کششی}$$



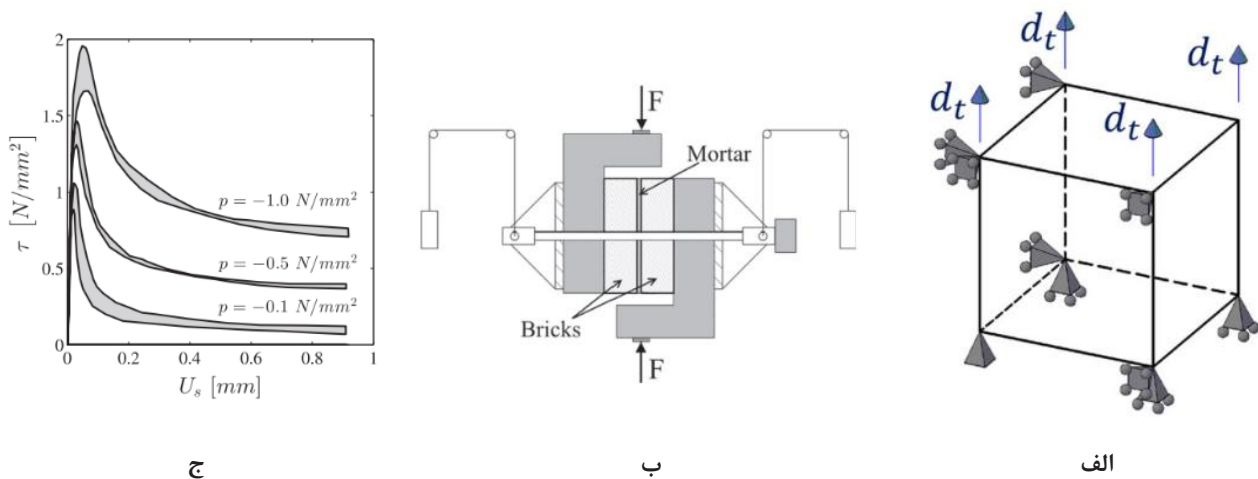
شکل ۱۸. وضعیت بحرانی در $\sigma_1 = 2\sigma_3$ و τ_{max} مقاومت برشی ماکزیمم در وضعیت بحرانی است. σ_c و σ_t به ترتیب عبارتند از مقاومت‌های کششی و فشاری تک محوره

Fig. 18. the critical state at $\sigma_1 = 3\sigma_3$ and τ_{max} is the maximum shear strength at the critical state σ_t and σ_c are the UTS and UCS, respectively.



شکل ۱۹. سطوح تسلیم روی یک صفحه نمونه در حالت محصور شده

Fig. 19. Yield surface on a sampling plane in confined state



شکل ۲۰. الف) تست کشش تک محوری، مش و شرایط مرزی، d_t جابه‌جایی گره‌ی عمودی، ب) نحوه اجرای تست واندرپلویجم (۱۹۹۳)، ج) نتایج تست برای مقادیر مختلف محصور شونده

Fig. 20. a) Uniaxial tensile test: mesh and boundary conditions; d_t indicates the vertical nodal displacement, b) Van Der Pluijm test set-up and c) test results for different values of confinement.

جدول ۲. پارامترهای آزمایشگاهی برای مدل‌سازی تست ریزبرشی [۲۹ و ۳۰]

Table 2. Laboratory parameters for modeling micro-shear test [29, 30]

	$E(MPa)$	θ	$C(MPa)$	ϕ_f	ψ	$G_f^I(N/m)$	$G_f^{II}(N/m)$	$f_t(MPa)$
ملات	۲۹۷۴	۰/۱۵	۰/۶۷۳	۴۷/۷	۲۶/۹	۱۲/۰	۱۲۰/۰-۸۰/۰-۴۰/۰	۰/۶۲

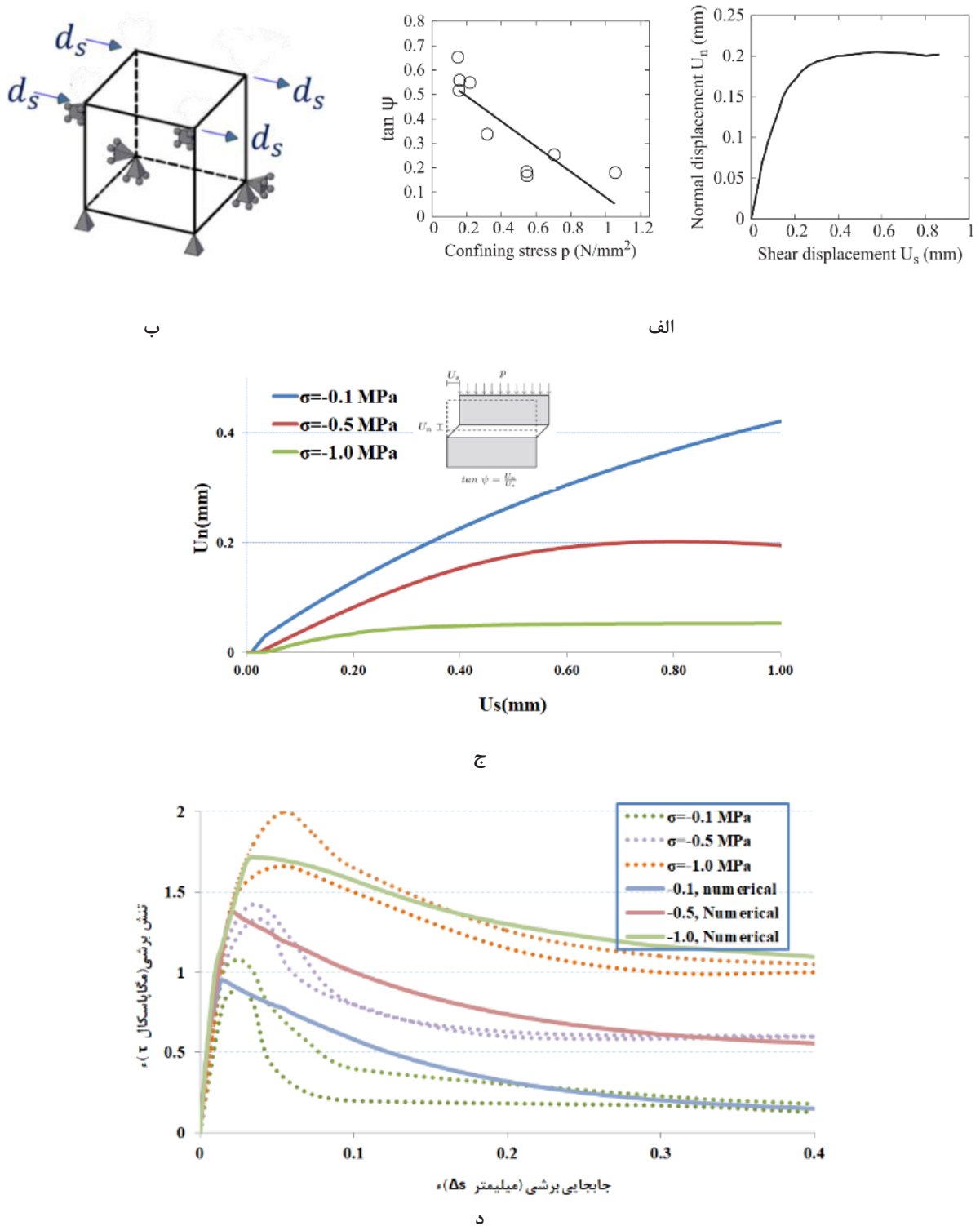
به زبری سطح ترک است. نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که چگونه با افزایش تنش‌های نرمال، اتساع کاهش می‌یابد. به همین ترتیب، برای یک تنش نرمال ثابت، اتساع با افزایش جابه‌جایی برشی به صفر کاهش می‌یابد، شکل ۲۱-الف.

برای مطالعه کنترل اتساع در مدل پیشنهادی، برای هر سطح از فشار محصور کننده، مقدار عددی (معادله ۱۳) مشخص می‌گردد، از طرفی با توجه به نبود داده‌های آزمایشگاهی برای مقادیر مختلف، رابطه‌ای خطی برای فشارهای محصور کننده مختلف، به شکل $f_{sd} = 4\sigma_n + 0.3$ فرض می‌شود. جهت کالیبره کردن مدل ساختاری پیشنهادی در فشار تک محوری مشابه با کشش تک محوری و در فشار سه محوره، المان سه بعدی هشت

ملات نمایان است.

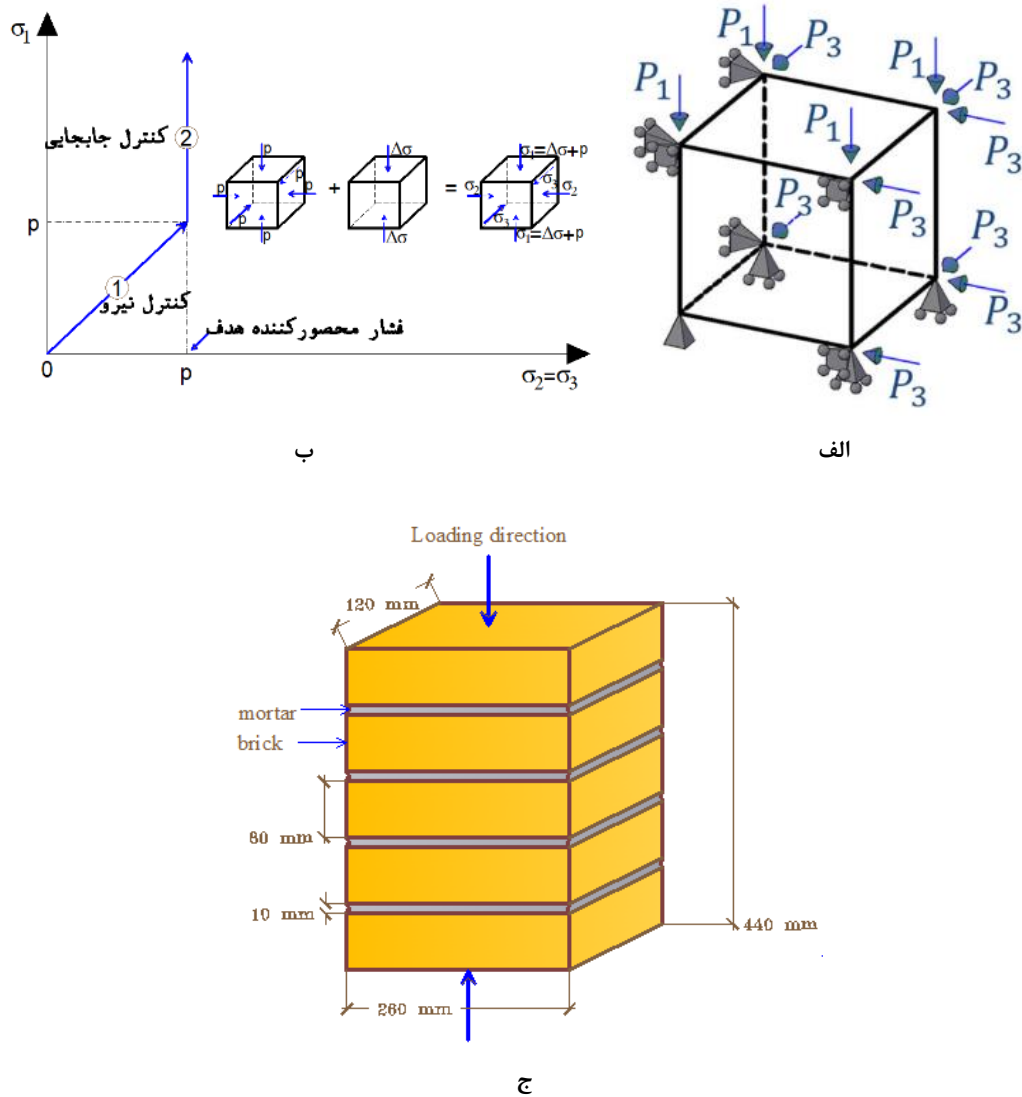
می‌توان مشاهده کرد که چگونه با افزایش تنش محصور کننده، حداکثر تنش برشی افزایش می‌یابد. پس از رسیدن به یک مقدار حداکثر، تنش برشی با افزایش جابه‌جایی برشی کاهش یافته و به دلیل اصطکاک خشک^۱ به مقدار باقی‌مانده می‌رسد. جنبه مهم دیگر این نوع آزمایش، اتساع^۲ بند ملات است (شکل ۲۱-الف)، که فرم جابه‌جایی نرمال عمود بر جابه‌جایی برشی (در محدوده غیرخطی) را توصیف می‌کند. نسبت بین جابه‌جایی‌های نرمال و برشی را به صورت تانژانت زاویه اتساع ψ نشان می‌دهند. این رفتار مربوط

1 Dry friction
2 Dilatancy



شکل ۲۱. واندپلویجیم (۱۹۹۳) الف) اتساع $\tan \psi$ به صورت تابعی از تنش محصور کننده و نمونه‌ای از جابه‌جایی عمودی در مقابل جابه‌جایی برشی، ب) تست برش المان، مش و شرایط مرزی، ج) کالیبره کردن پارامترهای رابطه اتساع و د) مقایسه منحنی عددی و آزمایشگاهی

Fig. 21. a) Dilatancy as a function of confinement stress and a sample of vertical displacement versus shear displacement in the Vandplujem test, b) Simple shear test: mesh and boundary conditions, c) Calibrate the Dilatancy relationship parameters and d) Comparison of numerical and laboratory curves



شکل ۲۲. الف) تست فشار سه محوری، مش و شرایط مرزی، ب) مسیر بارگذاری و وضعیت تنش در نمونه تحت فشار سه محوره [۴۲] و ج) ابعاد استفاده شده برای آزمایش منشور بنایی [۴۳]

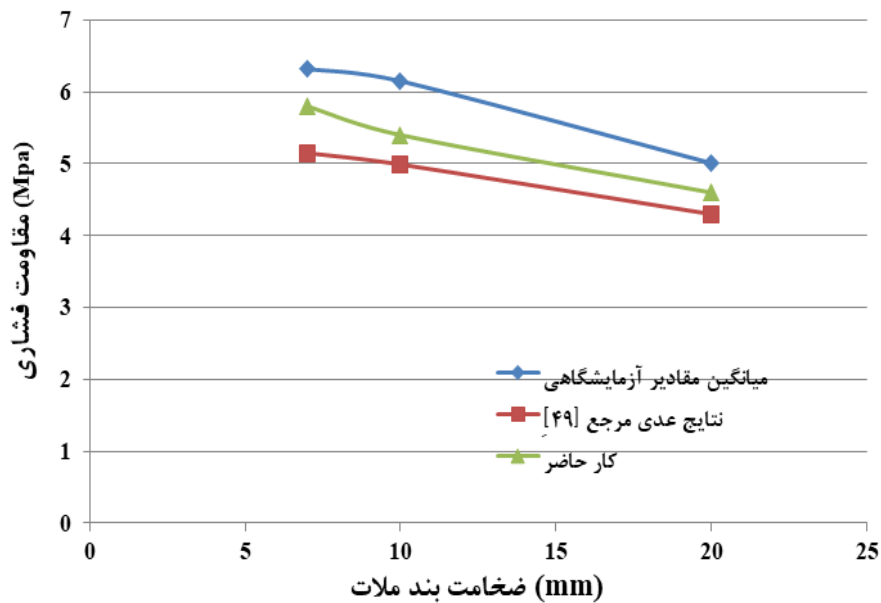
Fig. 22. a) Tri-axial compression test: mesh and boundary conditions , b) Loading paths and stress state in sample under tri-axial compression and c) The dimensions used to test the masonry prism

گرهی، با شرایط مرزی طبق شکل ۲۲-الف مورد استفاده قرار می‌گیرد [۴۴].
 نحوه بارگذاری المان مطابق شکل ۲۲-ب است.
 ۵- اعتبارسنجی مدل
 در این بخش دو ریز آزمایش، مورد بررسی قرار گرفته است که عبارتند از منشور بنایی متشکل از پنج آجر و بررسی یک مغزه بنایی.
 ۵-۱- منشور بنایی پنج آجره
 در این بخش منشور بنایی پنج آجره تست شده در [۴۲] مورد مطالعه قرار می‌گیرد. ابعاد منشور برابر با ۴۴۰×۱۲۰×۲۶۰ میلی‌متر مکعب است. ابعاد بند ملات برابر با ۱۰×۱۲۰×۲۶۰ میلی‌متر مکعب و شکل ۲۲-ج جزئیات منشور، آجر و ملات را نشان می‌دهد.
 مدل‌سازی با المان‌های پیوستار انجام شده و بین بند ملات و آجر اتصال

جدول ۳. جزئیات خصوصیات مصالح [۴۲]

Table 3. Details of material properties

مشخصات	واحد بنایی	بند بنایی
مدول الاستیسیته (مگاپاسکال)	۱۴۵۰۰	۶۴۵۰
نسبت پواسون	۰/۱۸	۰/۱۶
مقاومت کششی تک محوری (مگاپاسکال)	۰/۷۱	۰/۳۵
مقاومت فشاری تک محوری (مگاپاسکال)	۷/۸۸	۳/۵



شکل ۲۳. مقایسه مقادیر مقاومت فشاری حاصل از نتایج آزمایشگاهی و مدل‌سازی عددی

Fig. 23. Comparison of compressive strength values obtained from laboratory results and numerical modeling

آزمایشگاهی مقاومت فشاری نشان می‌دهد با افزایش ضخامت بند، مقاومت فشاری کاهش می‌یابد.

مقدار متوسط تجربی مشاهده شده برای منشور با ضخامت بند ۱۰ میلی‌متر ۶/۱۵ مگاپاسکال (دامنه مقادیر ۵/۵۲-۶/۸۶ مگاپاسکال) است. این مدل قادر به پیش‌بینی مقاومت فشاری نهایی منشور با دقت ۰.۸۸٪ نسبت به مقدار متوسط تجربی مشاهده شده است. لازم به ذکر است که نتایج تجربی مشاهده شده، تنها میانگین پنج نمونه است. اگر تعداد نمونه مورد

کامل فرض می‌شود. شکل ۲۴ وضعیت توسعه تنش در واحدها و بند بنایی تحت اثر تنش فشاری عمودی نشان می‌دهد. جدول ۳ مشخصات مصالح استفاده شده در تحلیل را برای پیش‌بینی مقاومت فشاری بنایی لیست می‌کند. مقادیر پیش‌بینی شده برای مقاومت فشاری بنایی، با استفاده از مدل حاضر برای ضخامت‌های مختلف ملات (۷، ۱۰ و ۲۰ میلی‌متر)، در شکل ۲۳ با نتایج آزمایشگاهی و مدل‌سازی عددی مرجع [۴۲] مقایسه شده است. در مرجع اخیر از مدل پنج پارامتری ویلیام و وارنکه استفاده شده است. نتایج

به وضوح مشخص است تحت فشار تک محوره، ملات بیش از آجر، تمایل به انبساط جانبی داشته، ولی به دلیل یکپارچگی بین آن‌ها، ناشی از اصطکاک و چسبندگی، ملات به وسیله آجر به صورت جانبی محصور می‌شود. بنابراین تنش‌های برشی در اتصال ملات-آجر، موجب وضعیت تنش سه محوری در ملات و کشش دو طرفه افقی همراه با فشار عمودی در آجر شده، در نتیجه گسیختگی به صورت توسعه ترک‌ها در آجر به موازات جهت بارگذاری رخ می‌دهد.

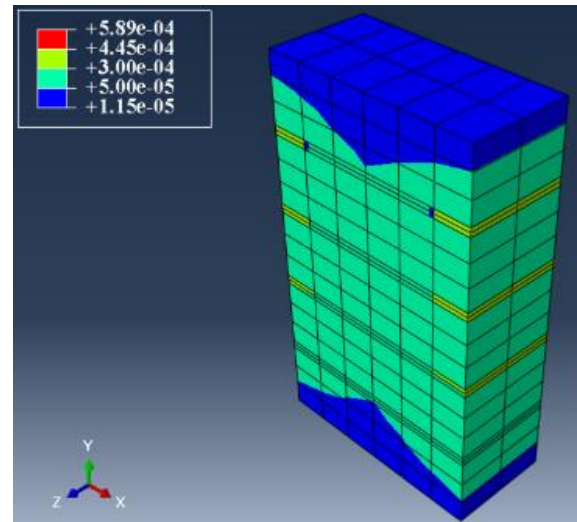
۵-۲- تست مغزه

در این قسمت تست مغزه انجام شده توسط پلا و همکاران [۸]، که روی استوانه‌های بنایی به قطر ۹۰ و طول ۱۴۵ میلی‌متر و ضخامت بند ملات ۱۵ میلی‌متر انجام شده، مدل‌سازی می‌گردد. سپس نمونه‌های آزمایش شده در این تحقیق مورد بررسی قرار می‌گیرد.

شکل ۲۶ نشان دهنده شرایط مرزی و مش مغزه‌ها است.

شکل ۲۷ مقایسه مود شکست^۱ مغزه‌ها بین مدل حاضر و مغزه‌های تست شده برای زوایای مختلف ملات در مرجع [۸] را نشان می‌دهد. همانگونه که از تصاویر مشخص است مود شکست در زوایای ۴۵ و ۵۰ درجه، گسیختگی^۲ از اتصال ملات در مرکز هسته شروع شده و سپس رابط‌های آجر- ملات بالا و پایین را در انتهای نمونه درگیر می‌کند (مشابه با شکل ۳-ب). همچنین در زاویه ۴۰ درجه همزمان گسیختگی و شکافت^۳ در ملات و رابط ملات-آجر رخ می‌دهد. مودهای مشاهده شده تطابق مناسبی با مشاهدات مرجع [۹] دارد. شکل ۲۸-الف مقایسه نتایج مدل حاضر برای مغزه تحت بارگذاری و روش المان مجزا توسط چن و همکاران [۴۶] را نشان می‌دهد. در این تصویر، تنش برشی در مقابل جابه‌جایی عمودی صفحه بارگذاری برای زوایای مختلف ملات، مقایسه شده است. همانطور که در این شکل مشخص است، حداکثر تنش برشی ابتدا افزایش می‌یابد و سپس با کاهش α ، کاهش می‌یابد.

به علت فعال شدن مقاومت ناشی از اصطکاک، یک مقاومت برشی باقی‌مانده نیز دیده می‌شود. در شکل ۲۸-ب، حداکثر تنش برشی با استفاده از مدل حاضر با مدل‌سازی توسط چن و همکاران و داده‌های آزمایشگاهی پلا و همکاران [۸] مقایسه می‌گردد. به دلیل کوچک بودن ابعاد نمونه‌ها پراکندگی زیادی در نتایج آزمایشگاهی مشاهده می‌شود. با این وجود، نتایج شبیه‌سازی



شکل ۲۴. توزیع کرنش در آجر و ملات در تنش گسیختگی نهایی در جهت X

Fig. 24. Strain distribution in brick and mortar at ultimate failure stress in x direction

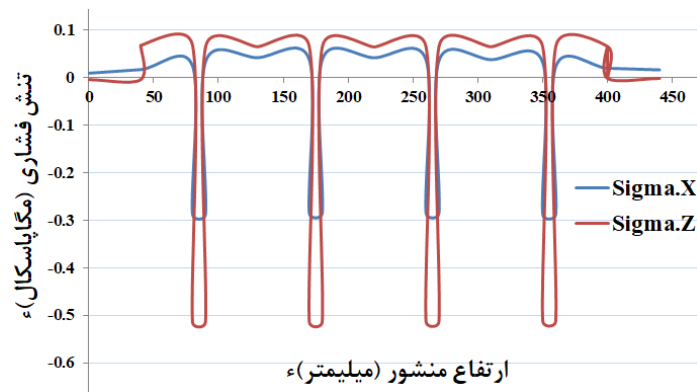
آزمایش برای به دست آوردن مقدار متوسط بزرگ‌تر باشد مقدار پیش‌بینی شده می‌تواند به مقدار متوسط نزدیک‌تر شود.

شکل ۲۵ توزیع تنش جانبی را در بلوک و ملات در امتداد ارتفاع منشور در مختصات $X=130$ و $Z=60$ میلی‌متر نشان می‌دهد. تنش‌های توسعه یافته در المان‌های بلوک و ملات، به جز در مناطق نزدیک به مرزها، تقریباً در طول عمق خود یکنواخت است. در سطوح با شدت تنش پایین (۰.۵٪ 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 ۲۵-الف).

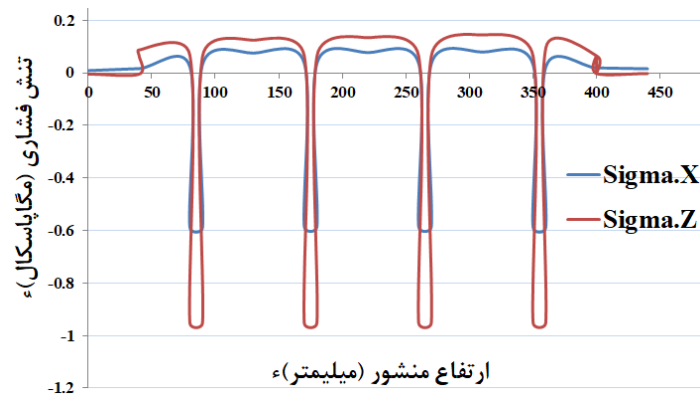
در شدت تنش بالاتر عناصر دور از بند ملات، تنش‌های کششی بیشتر نسبت به عناصر نزدیک به بند ملات تجربه می‌کنند و دلیل آن توزیع مجدد تنش در این عناصر است (شکل ۲۵-ب). عناصر نزدیک به بند ملات زودتر گسیخته شده و این امر موجب افزایش سطح تنش در المان‌های دورتر نسبت به بند ملات می‌شود و نتیجه این باز توزیع تنش، محذب شدن توزیع تنش است.

کرنش ترک در بلوک بر اساس رابطه ۱۶، برابر است با 0.00005 و در شکل ۲۴ نشان می‌دهد که تشکیل ترک در المان‌های بلوک به علت وضعیت توسعه تنش در بلوک‌ها، که فشار یک محوری و کشش دو محوری است، رخ می‌دهد.

- 1 Failure
- 2 Fracture
- 3 Splitting



الف



ب

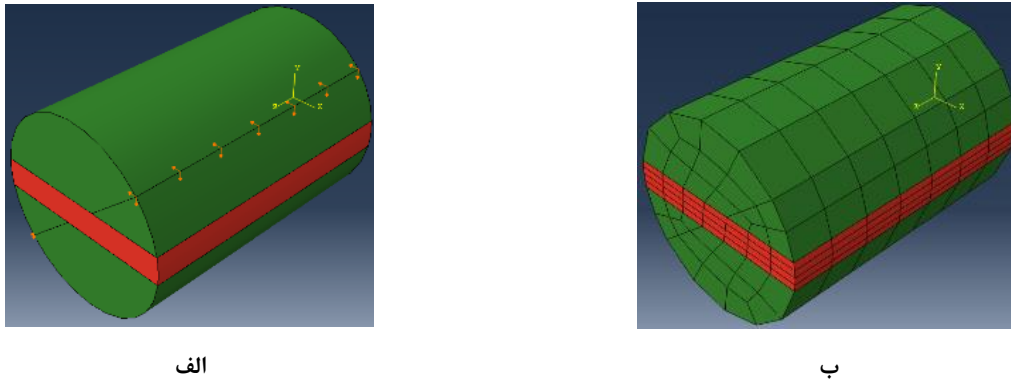
شکل ۲۵. توزیع تنش‌های جانبی در آجر و ملات در امتداد ارتفاع منشور بنایی در مرکز مقطع یعنی $X = 130 \text{ mm}$ و $Z = 60 \text{ mm}$ ، الف) در ۵۰٪ تنش گسیختگی نهایی و ب) در تنش گسیختگی نهایی

Fig. 25. Lateral stress distribution in the block and the mortar along the height of the prism at $X = 130 \text{ mm}$ and $Z = 60 \text{ mm}$ a) at 50% of ultimate failure stress, b) at ultimate failure stress

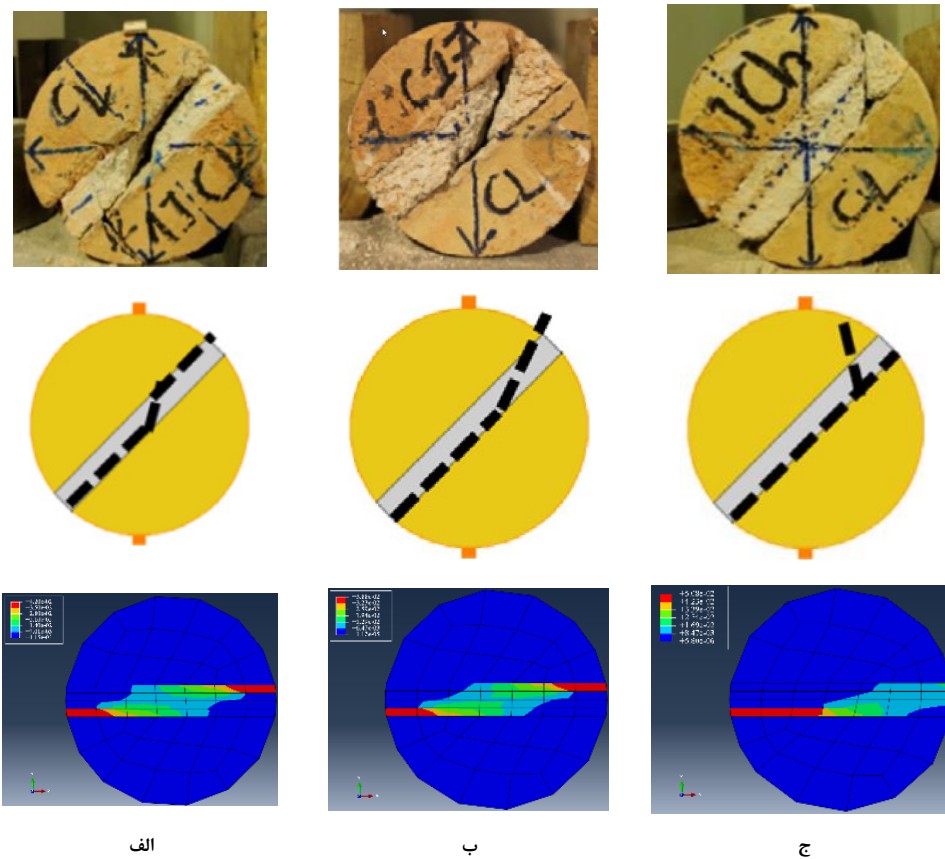
جدول ۴. جزئیات مشخصات مصالح استفاده شده در تحلیل [۴۶ و ۸]

Table 4. Details of the materials used in the analysis

	$E(\text{MPa})$	ν	$C(\text{MPa})$	ϕ_f	ψ	$f_c(\text{MPa})$	$f_t(\text{MPa})$
آجر	۶۳۶۰	۰/۲	۴/۶	۳۶	۲۵	۱۸/۴	۳/۷۹
ملات	۱۴۴۰	۰/۲	۰/۶	۴۰	۳۰	۱/۶۳	۰/۵۵

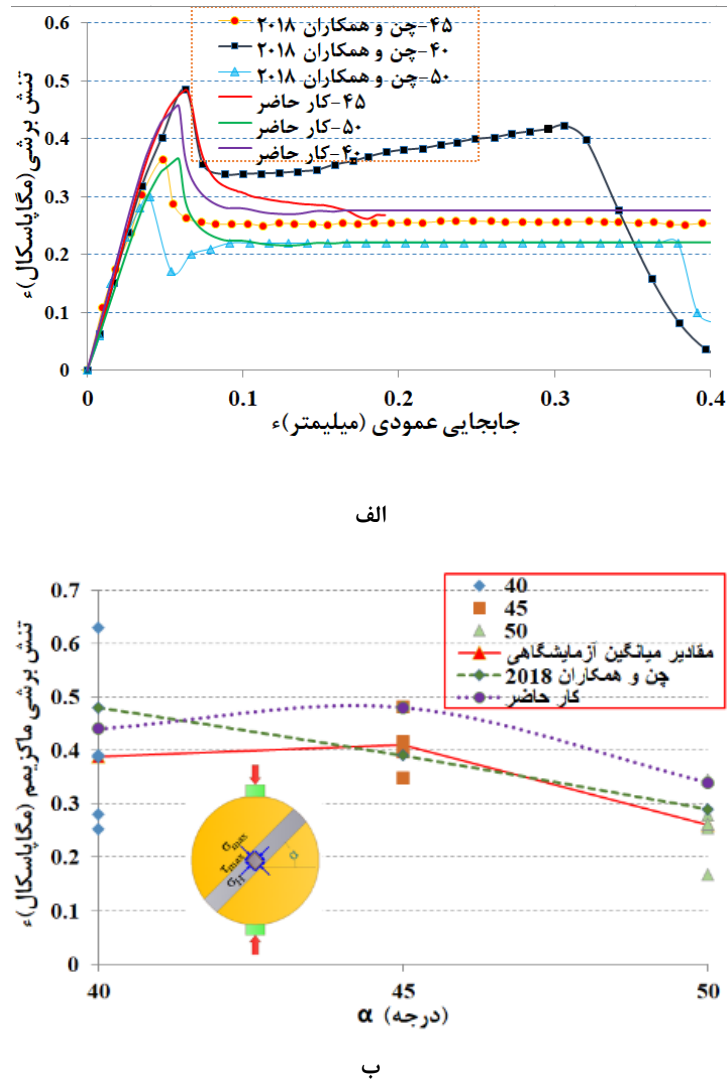


شکل ۲۶. الف) شرایط مرزی و ب) مش مغزه
 Fig. 26. a) Boundary conditions and b) Core mesh



شکل ۲۷. مقایسه مد گسیختگی مغزه‌ها بین مدل حاضر و تست [۸] برای زوایای مختلف ملات نسبت به افق الف) ۴۰، ب) ۴۵ و ج) ۵۰

Fig. 27. Comparison of core failure mode between the present model and the test [8] for different angles of mortar relative to horizon a) 40, b) 45 and c) 50

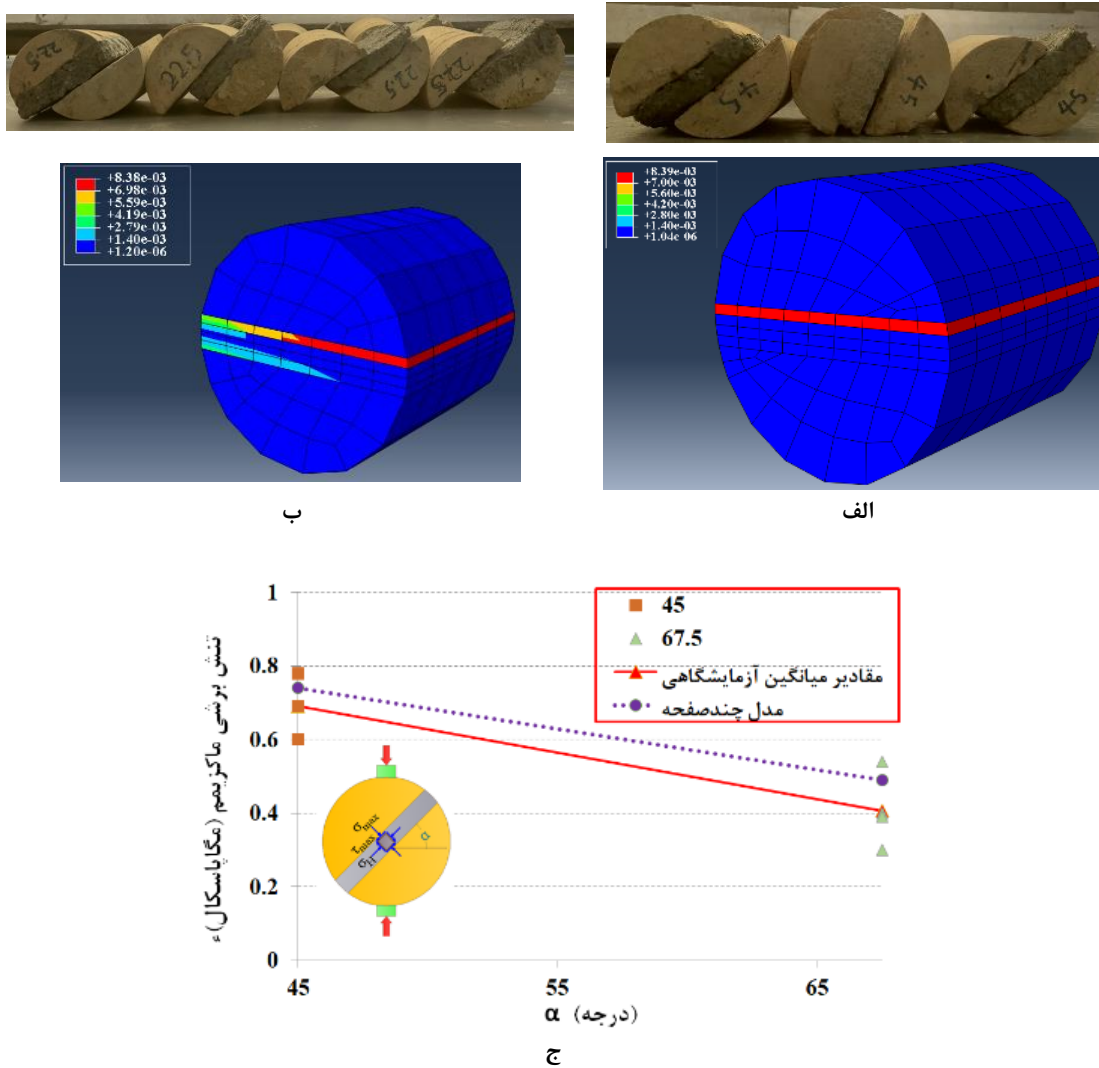


شکل ۲۸. مقایسه بین نتایج شبیه‌سازی حاصل از مدل المان محدود حاضر و مدل المان مجزا [۴۶]، الف) تنش برشی در مقابل جابه‌جایی قائم صفحه بارگذاری برای زوایای مختلف ملات نسبت به افق و ب) نتایج حاصل از شبیه‌سازی و آزمایشگاهی [۸]

Fig. 28. Comparison between the simulation results obtained from the present finite element model and the discrete element model [46], a) shear stress versus vertical displacement of the loading plane for different angles of the mortar relative to the horizon and b) the results obtained from simulation and laboratory [8]

و مقادیر به دست آمده از تحلیل عددی با نتایج تست مقایسه می‌گردد (شکل ۲۹). نتایج حاصله نشان می‌دهد که مشابه با کار آزمایشگاهی، مود گسیختگی لغزش-برشی در امتداد رابط ملات-آجر برای ملات‌های با مقاومت متوسط پیش‌بینی می‌شود. از طرفی حداکثر تنش برشی در تست مغزه بنایی از نظر دقت به ترتیب در زوایای ۴۵ و ۶۷/۵ درجه مدل حاضر ۷ و ۱۹ درصد نسبت به مقادیر متوسط آزمایشگاهی خطا دارد. تفاوت مقادیر تحلیلی و آزمایشگاهی را می‌توان با ابعاد کوچک نمونه‌ها و تأثیر شدید شرایط مرزی در آن مرتبط دانست.

در محدوده و نزدیک به مقدار متوسط داده‌های آزمون است. می‌توان گفت در مقایسه با روش المان مجزا از نظر تعداد داده‌های ورودی (حدوداً ۳۰ داده در مقابل حدوداً ۶ داده ورودی) و زمان (مدل‌سازی، تحلیل و پردازش نتایج با توجه به تعداد بسیار بیشتر درجات آزادی)، بسیار بهتر بوده و از نظر دقت به ترتیب در زوایای ۴۵، ۵۰ و ۴۰ درجه، روش المان مجزا حدوداً ۱۱، ۵ و ۲۳ درصد و مدل حاضر ۳۰، ۱۶ و ۱۳ درصد نسبت به مقادیر متوسط آزمایشگاهی خطا دارد. در ادامه رفتار مغزه‌های آزمایش شده در کار حاضر، مدل‌سازی شده



شکل ۲۹. مود گسیختگی برای زوایای الف) ۶۷/۵ درجه و ب) ۴۵ درجه و ج) مقایسه نتایج حاصل از شبیه‌سازی و آزمایشگاهی در کار حاضر

Fig. 29. Failure mode for angles a) 67.5 degrees, b) 45 degrees and c) Comparison of simulation and laboratory results in the present work

واقعی، برآورد می‌کند) دانست. با توجه به تفاوت در مدول الاستیسیته، ضریب پواسون و ضخامت دو مصالح آجر و ملات در بنایی، رفتار این مصالح در فشار بسیار پیچیده است و مدل‌های دو بعدی قادر به اعمال اثر محصورشدگی سه محوره ملات نبوده و از طرفی مدل‌های سه بعدی موجود به سادگی قادر به کنترل اثر اتساع به صورت صریح و لحاظ محصورشدگی سه محوره نمی‌باشند. در نتیجه در ادامه این تحقیق، یک مدل المان محدود ریز صفحه غیرخطی سه بعدی با استفاده از مدل چند صفحه توسعه یافت. استفاده از یک مدل چند صفحه سه بعدی برای مطالعه رفتار پانل بنایی، از یک طرف،

۶- نتیجه‌گیری

در این مقاله یک آزمایش نیمه‌مخرب که قابلیت استخراج از سازه با ایجاد حداقل دست‌خوردگی را دارد، معرفی گردید. این آزمایش که معروف به تست برزیلی (شکافت) است، در کار حاضر برای بنایی‌های با ملات ماسه و سیمان استفاده شد و پارامترهای مقاومتی مورد نیاز در بررسی دیوارهای بنایی (C و ϕ) به سادگی و بدون آسیب عمده به سازه استخراج گردید. این تست را می‌توان جایگزین مناسبی برای تست برش ملات (که در آن اثر اتساع لحاظ نشده و مقادیر پارامترهای مقاومتی را بیشتر از مقدار

and evaluations of flat jack test on a wide existing masonry buildings sample, in: F. Casarin. (Ed.) International Brick & Block Masonry Conference, CRC Press London, , UK, 2016.

- [4] A. A. Hamid, W. W. El-Dakhakhni, Z. H. Hakam, M. Elgaaly, Behavior of composite unreinforced masonry–fiber-reinforced polymer wall assemblages under in-plane loading, *J. Compos. Constr.*, 9(1) (2005) 73-83.
- [5] G. Andreotti, F. Graziotti, G. Magenes, Detailed micro-modelling of the direct shear tests of brick masonry specimens: the role of dilatancy, *Engineering Structures* 168 (2018) 929–949.
- [6] A. Brignola, S. Frumento, S. Lagomarsino, S. Podestà, dentification of shear parameters of masonry panels through the in-situ diagonal compression test, *International Journal of Architectural Heritage*, 3 (2009) 52-73.
- [7] D. Marastoni, L. Pelà, A. Benedetti, P. Roca, Combining Brazilian tests on masonry cores and double punch tests for the mechanical characterization of historical mortars, *Construction and Building Materials* 112 (2016) 112-127.
- [8] L. Pelà, K. Kasioumi, P. Roca, Experimental evaluation of the shear strength of aerial lime mortar brickwork by standard tests on triplets and non-standard tests on core samples, *Eng. Struct.* , 136 (2017) 441–453.
- [9] L. Pelà, P. Roca, A. Benedetti, Mechanical characterization of historical masonry by core drilling and testing of cylindrical samples, *Int. J. Archit. Heritage*, 10(2-3) (2016) 360–374.
- [10] A. Benedetti, L. Pelà, Masonry properties determination via splitting tests on cores with a rotated mortar layer., in: A. Aprile (Ed.) Proceedings of 8th International Seminar on Structural Masonry,, Istanbul, Turkey, 2008.
- [11] S. Jafari, J.G. Rots, R. Esposito, Core testing method to assess nonlinear shear-sliding behaviour of brick-mortar interfaces: A comparative experimental study, *Construction and Building Materials*, 244 (2020) 118-236.
- [12] J. Dorji, T. Zahra, D. Thambiratnam, D. Lee, Strength

نقص‌های مدل‌های دو بعدی را از بین می‌برد و از سوی دیگر، به دلیل توانایی این مدل با توجه به رفتار ناهمگن اعمال شده توسط مصالح (پس از تولید) ذاتاً (بدون نیاز به پارامترهای اضافی)، و ارائه مدل ساختاری در صفحه و نه در فضا، پیچیدگی بیش از حد مدل‌های ساختاری ارائه شده در فضا را کاهش می‌دهد. مدل ارائه شده ابتدا در سطح یک المان (در شرایط مرزی مختلف در کشش، برش و فشار) کالیبره شده و سپس دو ریز آزمایش شامل منشور بنایی ۵ آجره و مغزه بنایی شامل یک بند ملات، مورد بررسی قرار گرفت. نتایج حاصله نشان دهنده دقت قابل قبول مدل ارائه شده در مقایسه با سایر مدل‌های موجود است. سپس این مدل برای بررسی رفتار مغزه‌های تست شده در کار حاضر استفاده شد و نتایج مقایسه گردید. نتایج این مقایسه مؤید این مطلب است که می‌توان با تقریب قابل قبولی، از این تست برای بررسی وضعیت و تعیین پارامترهای مقاومتی ساختمان‌های بنایی با ملات ماسه-سیمان بهره گرفت.

۷- فهرست علائم

f_i	تابع تسلیم
f_d	تابع تسلیم انحرافی
f_t	سطح تسلیم کششی
f_c	سطح تسلیم فشاری
g_i	تابع پتانسیل پلاستیک در سطح میکرو
w_i	ضریب وزنی نقطه
σ'_i	بردار تنش در سطح میکرو
σ'	تانسور تنش مؤثر
σ'_t	مقاومت کششی واقعی
$\sigma'_{t,max}$	مقاومت کششی اولیه (مقاومت کششی ماکزیمم)
τ_i	تنش برشی در سطح صفحه نمونه
ϕ'_{mob}	زاویه اصطکاک انتقالی

منابع

- [1] E. 1052-3, Methods of test for masonry, in: Determination of initial shear strength, 2002.
- [2] A. C1531, Standard test methods for in situ measurement of masonry mortar joint shear strength index, in, American Society for Testing and Materials (ASTM) International, 2016.
- [3] E. Cescatti, M. Dalla Benetta, C. Modena, 16th Analysis

- for Testing and Materials, 2002.
- [24] A. C109-07, Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars, in, American Society for Testing and Materials, American Society for Testing and Materials, 2007.
- [25] P.B. Lourenco, Computational strategies for Masonry structures, thesis, The Netherlands: Delft University of Technology, 1996.
- [26] M. Ghadrán, S.A. Sadrejad, T. Shaghghi, Numerical evaluation of geomaterials behavior upon multiplane damage model, *Computers and Geotechnics*, 68 (2015) 1-7.
- [27] V. Galavi, H.F. Schweiger, Nonlocal Multi-laminate Model for Strain Softening Analysis, *Journal of Geomechanics*, ASCE, 1(30) (2010) 1532-3641.
- [28] A. B. Tsegaye, T. Benz, Plastic flow and state-dilatancy for geomaterials, *Acta Geotechnica*, 9 (2014) 329-342.
- [29] M. Petracca, L. Pelà, R. Rossi, S. Zaghi, G. Camata, E. Spacone, Micro-scale continuous and discrete numerical models for nonlinear analysis of masonry shear walls, *Constr Build Mater*, 149 (2017) 296–314.
- [30] R. Van Der Pluijm, Shear behavior of bed joints, 6th North American Masonry Conference, 6-9 June 1993, Philadelphia, Pennsylvania, USA, (1993) 125_136.
- [31] W. He, Y.-F. Wu, K.M. Liew, A fracture energy based constitutive model for the analysis of reinforced concrete structures under cyclic loading, *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.*, 197 (2008) 4745–4762.
- [32] Z.P. Bazant, B.H. Oh, Crack band theory for fracture of concrete, *RILEM Mater. Struct. Eng.*, 16 (1983) 155–177.
- [33] R. Scotta, R. Vitaliani, A. Saetta, E. Oñate, A. Hanganu, A scalar damage model with a shear retention factor for the analysis of reinforced concrete structures: theory and validation, *Computers and structures*, 79(7) (2001) 737–755.
- [34] M. Jirásek, M. Bauer, Numerical aspects of the crack band approach, *Computers and Structures*, 110-111 (2012) 60-78.
- assessment of old masonry arch bridges through moderate destructive testing methods, *Construction and Building Materials*, 278 (2021) 122391.
- [13] H.K. Hilsdorf, Masonry materials and their physical properties, in: *Proc. of the International conference on planning and design of tall buildings*, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, III, 1972, pp. 981-1000.
- [14] A. Anthoine, A Homogenisation of periodic masonry: Plane stress, generalised plane strain or 3D modelling? , *Comm. Num. Meth. Engrg* 13 (1997) 319-326.
- [15] G. Milani , P.B. Lourenço , A. Tralli, 3D homogenized limit analysis of masonry buildings under horizontal loads, *Eng Struct*, 29 (2007) 3134–3148.
- [16] A. J. Aref, K. M. Dolatshahi, A three-dimensional cyclic meso-scale numerical procedure for simulation of unreinforced masonry structures, *Computers and Structures*, 120 (2013) 9-23.
- [17] A. Drougkas, P. Roca, C. Molins, Numerical prediction of the behavior, strength and elasticity of masonry in compression, *Eng. Struct.*, 90 (2015b) 15-28.
- [18] H. Tavanaeifar, A.H. Akhaveissy, 3D Continuous Micro-Model based on Multilaminate Concept for the nonlinear numerical analysis of masonry panels, *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 53(11) (2022) 22-22.(in persian)
- [19] ASTM, C496/C496M-17, in: *Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens*, 2017.
- [20] ASTM E519/E519M-15, *Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages*, in, 2015.
- [21] C. Mazzotti, E. Sassoni, G. Pagliai, Determination of shear strength of historic masonries by moderately destructive testing of masonry cores, *Constr. Build. Mater.*, 54 (2014) 421–431.
- [22] A. C144-11, *Standard Specification for Aggregate for Masonry Mortar*, in, American Society for Testing and Materials, 2011.
- [23] ASTM, C348-02, in: *Standard Test Method for flexural Strength of Hydraulic Cement Mortars*, American Society

- stress-strain characteristics of masonry, *Materials and Structures*, 41 (2008) 1697–1712.
- [42] Ch. V. Uday Vyas, B. V. Venkatarama Reddy, Prediction of solid block masonry prism compressive strength using FE model, *Materials and Structures*, 43 (2010) 719–735.
- [43] B. Shen, J. Shi, N. Barton, An approximate nonlinear modified Mohr-Coulomb shear strength criterion with critical state for intact rocks, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 10 (2018) 645-652.
- [44] M. H. Motamedi, C. D. Foster, An improved implicit numerical integration of a non-associated, three-invariant cap plasticity model with mixed isotropic-kinematic hardening for geomaterials, 39(wileyonlinelibrary.com) (2015) 1853–1883.
- [45] Y.G. Zhaoa, S. Lina, Z.H. Lub, T. Saitoa, L. He, Loading paths of confined concrete in circular concrete loaded CFT stub columns subjected to axial compression, *Engineering Structures* 156 (2018) 21-31.
- [46] W. Chen, H. Konietzky, C. Liu, H. Fu, J. Zhang., Prediction of Brickwork Failure Using Discrete-Element Method, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 30(9) (2018).
- [35] P.H. Feenstra, R. De Borst, A composite plasticity model for concrete., *Int. J. Solids Struct.* , 33 (1996) 707–730.
- [36] A.T. Vermeltfoort, D.R.W. Martens, G.P.A.G.V. Zijl, Brick-mortar interface effects on masonry under compression, *Can. J. Civ. Eng.*, 34 (2007) 1475-1485.
- [37] B. Karihaloo, Failure of Concrete, in: *Comprehensive Structural Integrity*, 2003, pp. 477–548.
- [38] H. Nakamura, T. Nanrib, T. Miuraa, S. Roy, Experimental investigation of compressive strength and compressive fracture energy of longitudinally cracked concrete, *Cement and Concrete Composites*, 93 (2018) 1-18.
- [39] Y-F. Li, C-T. Lin, Y-Y. Sung, A constitutive model for concrete confined with carbonfiber reinforced plastics, *Mechanics of Materials*, 35 (2002) 603–619.
- [40] S. Suriya Prakash, M. Aqhtarudin, J. Suman Dhara, Behaviour of soft brick masonry small assemblies with and without strengthening under compression loading, *Materials and Structures*, 49 (2016) 2919–2934.
- [41] B. V. Venkatarama Reddy, Ch. V. Uday Vyas, Influence of shear bond strength on compressive strength and

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

H. Tavanaeifar, A.H. Akhaveissy, Splitting Test on Masonry Cores and modeling of the Confined mortar behavior based on fracture energy, Amirkabir J. Civil Eng., 55(3) (2023) 555-582.

DOI: 10.22060/ceej.2023.21192.7647



