

Determination of Partial Safety Factors (γ_M) for Model Uncertainties for Persian Historical Masonry Materials

Mehrdad Ghamari¹, MohammadSaeed Karimi^{2*}, Abdulazim AmirShahkarami³

1- PhD student, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

2- Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

3- Assistant Professor, Department of Civil & Environmental Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran

ABSTRACT

According to the Eurocode, the partial safety factor (γ_M) is a coefficient related to the material properties considering the uncertainties in geometry and modeling, which design value for the material properties are determined by dividing the actual value of the material properties by this coefficient. In this paper, determination of γ_M considering uncertainties for the Persian historical masonry shear wall was studied. To this aim, behavior of different specimens of masonry shear walls (with constant thickness) under in-plane shear loading and constant pre-compression with four different aspect ratios (height to length) and six different boundary constraints (under the effect of lateral walls and ceiling), by considering the uncertainty effect for two parameters of modulus of elasticity and thickness of wall were studied by the nonlinear pushover analyses. The results showed that by increasing the aspect ratio, the lateral shear strength of the walls decreases and γ_M is increased, whilst by increasing the boundary constraints, shear strength of the walls increases and γ_M decreases. The more impact of the horizontal component (ceiling) was observed, as compared to the vertical component in one direction, increases the boundary constraints and the lateral load-bearing capacity. It was also observed that the decrease in the initial shear stiffness of the walls was characterized by an increase in the wall aspect ratio, although this parameter changed slightly with changes in boundary constraints. In conclusion, the value of γ_M for the Persian historical masonry shear wall materials is proposed between 1.1 to 1.8.

ARTICLE INFO

Receive Date: 07 September 2019

Revise Date: 03 January 2020

Accept Date: 19 January 2020

Keywords:

Masonry shear wall;
Persian historical masonry;
Uncertainty;
Lateral constraints;
Nonlinear pushover analysis;
Lateral load-bearing capacity;
The partial safety factor (γ_M).

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2020.200249.1943

*Corresponding author: MohammadSaeed Karimi
Email address: mskarimi@semnan.ac.ir

تعیین ضریب ایمنی جزئی (γ_M) مربوط به مشخصات مصالح بنایی تاریخی ایرانی با لحاظ نمودن عدم قطعیت

مهرداد قمری^۱، محمدسعید کریمی^{۲*}، عبدالعظیم امیر شاه کریمی^۳

۱- دانشجوی دکتری، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۲- استادیار مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۳- دانشیار مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران

چکیده

طبق تعریف آیین‌نامه یوروکد، γ_M ضریب ایمنی جزئی مربوط به مشخصات مصالح با لحاظ نمودن عدم قطعیت در هندسه و مدلسازی است که مقدار طراحی برای مشخصات مصالح از تقسیم مقدار واقعی مشخصات مصالح بر این ضریب مشخص می‌شود. در این تحقیق، مقادیر این ضریب جزئی مربوط به مشخصات مصالح بنایی تاریخی ایران، تعیین گردیده است. برای این منظور، رفتار نمونه‌های مختلف دیوارهای برشی بنایی (با ضخامت ثابت) تحت بارگذاری برشی درون‌صفحه‌ای و پیش‌فشار ثابت با چهار نسبت ابعادی ارتفاع به دهانه متفاوت و شش حالت مختلف از قیودات جانبی، ناشی از اثر دیوارهای جانبی و سقف، تحت تحلیل‌های غیرخطی پوش‌آور، با لحاظ نمودن اثر عدم قطعیت برای دو پارامتر مدول الاستیسیته مصالح و ضخامت دیوار، بصورت عددی مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج این تحقیق نشان داد که با افزایش نسبت ابعادی، ظرفیت باربری برشی دیوارها کاهش و مقدار ضریب ایمنی جزئی γ_M افزایش می‌یابد، این در حالی است که با افزایش قیدهای مرزی ناشی از اثر دیوارهای جانبی و سقف، ظرفیت باربری جانبی دیوارها افزایش و مقدار ضریب ایمنی جزئی γ_M کاهش می‌یابد. در نهایت، ضریب جزئی γ_M با لحاظ نمودن عدم قطعیت، برای مشخصات مکانیکی مصالح بنایی تاریخی ایرانی در دیوارهای برشی در بازه ۱/۱ تا ۱/۸ تعیین گردید. تاثیر بیشتر مولفه‌ی افقی (سقف)، نسبت به وجود یک مولفه قائم (دیوار جانبی)، در مقیدتر کردن دیوار برشی و افزایش ظرفیت برشی آن نیز در این تحقیق مشاهده گردید. هم‌چنین ملاحظه گردید که کاهش در سختی برشی اولیه دیوارها با افزایش نسبت ابعادی دیوار قابل ملاحظه بود، درحالی‌که این پارامتر با تغییر در مولفه‌های جانبی قیودات مرزی دیوار تغییرات اندکی داشت.

کلمات کلیدی: دیوار برشی بنایی، مصالح بنایی ایرانی، قیودات جانبی، عدم قطعیت، تحلیل پوش‌آور غیرخطی، ظرفیت باربری برشی، ضریب جزئی ایمنی مصالح (γ_M)

| شناسه دیجیتال: | | سابقه مقاله: | | | | |
|----------------|---|--------------|---------------|-----------------|------------|-----------------------|
| doi: | 10.22065/JSCE.2020.200249.1943 | چاپ | انتشار آنلاین | پذیرش | بازنگری | دریافت |
| | https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.200249.1943 | ۱۴۰۰/۰۵/۳۰ | ۱۳۹۸/۱۰/۲۹ | ۱۳۹۸/۱۰/۲۹ | ۱۳۹۸/۱۰/۱۳ | ۱۳۹۸/۰۶/۱۶ |
| | | | | *نویسنده مسئول: | | محمدسعید کریمی |
| | | | | پست الکترونیکی: | | mskarimi@semnan.ac.ir |

۱- مقدمه

ایران یکی از کشورهای تاریخی است که مملو از سازه‌های قدیمی ساخته شده با مصالح بنایی است. سازه بنایی ارگ بم (شکل ۱- راست) به عنوان بزرگترین سازه خشتی جهان و نیز زیگورات چغازنبیل (شکل ۱- چپ) به عنوان قدیمی‌ترین سازه مصالح بنایی در ایران قرار دارند. مصالح بنایی با توجه به مشخصات مکانیکی خاص خود، در برابر نیروهای لرزه‌ای بسیار آسیب‌پذیر می‌باشند. از این رو، روش‌های نوین طراحی اینگونه سازه‌ها، توسط آیین‌نامه‌های معتبر بر مبنای کاهش مقاومت مصالح به علت عدم قطعیت موجود در مشخصات مصالح و هندسه، و نیز افزایش قابلیت اطمینان در بارگذاری ارائه شده‌اند.



شکل ۱: راست) ارگ بم (در بم)، چپ) زیگورات چغازنبیل (در شوش).

دیوارها بعنوان مهمترین عنصر در سازه‌های بنایی به عنوان عضو انتقال‌دهنده بار (در هر دو جهت ثقلی و جانبی) می‌باشند. با اعمال قیودات جانبی مناسب (بعثت وجوداتصالات جانبی)، جهت ممانعت از شکست ترد ناشی از رفتار خارج از صفحه، می‌توان شبیه‌سازی رفتار دیوارها را تنها در وضعیت درون‌صفحه، در مدلسازی عددی انجام داد. دیوارهای بنایی تحت بارگذاری‌های ثقلی و برشی درون‌صفحه نیاز به بررسی رفتاری در دو مُد شکست خمشی و برشی را دارند که این تحقیقات توسط کالدیرینی و همکاران [۱] و نیز موون [۲] انجام شده است. از تحقیقات مگنز و کالوی [۳]، توماژویچ [۴] و پاریزی [۵] می‌توان نتیجه گرفت که مُدهای شکست ارائه شده وابسته به قیودات جانبی؛ هندسه و میزان پیش‌فشار اعمالی به دیوارها می‌باشد.

۲- عدم قطعیت

اختلاف بین نتایج مدلسازی و نتایج تجربی به عنوان معیار کمیّت عدم قطعیت^۱ شناخته می‌شود [۶]. در این تحقیق نیز، نیاز به لزوم لحاظ نمودن اثر عدم قطعیت در نتایج مربوط به ظرفیت باربری برشی دیوارهای بنائی، به علت فقدان دانش قطعی از مولفه‌های موثر در ظرفیت باربری سازه مورد مطالعه، دیده می‌شود. این عدم قطعیت ناشی از دو عامل است: دسته اول مربوط به متغیرهای ورودی هندسی (ابعاد نمونه) و نیز مشخصات مصالح (مدول الاستیسیته مصالح همگن شده دیوار بنایی)، و دسته دوم مربوط به فرآیند و نحوه شبیه‌سازی (مانند اعمال قیودات جانبی یا نحوه گسسته‌سازی) [۷-۱۰] می‌باشد. برای دستیابی به نتایج عددی قابل اعتماد، لازم است که مدلسازی‌های دقیق نمونه‌ها، و نیز بکارگیری مدل رفتاری سازگار و قابل؛ همراه با تعیین مقادیر درخور و مناسب برای پارامترهای ورودی آن، جهت اخذ نتایجی منطبق بر رفتار سازه واقعی، انجام گیرد. بنابراین، لازم است که عدم قطعیت در مرحله مدلسازی و اندازه‌گیری مورد بررسی قرار گیرد. برای مطالعه دقیق عدم قطعیت، همه منابع خطا باید مدنظر قرار گیرد که این خود نیازمند به صرف زمان و انرژی زیاد می‌باشد، لذا انتخاب یک راه‌حل و خروجی مناسب می‌تواند بسیار مهم باشد [۱۱-۱۲]. در ادامه، کاربرد روش‌های احتمالاتی برای تعیین ضریب ایمنی برای مصالح سازه‌های تاریخی بنایی ایرانی مورد مطالعه قرار می‌گیرد که در آن، دو پارامتر مدول الاستیسیته و ضخامت دیوارهای بنائی به عنوان پارامترهای ورودی مسئله عدم قطعیت انتخاب شده‌اند.

^۱ Uncertainty Quantification (UQ)

ایمینی در ساختمان‌ها وابسته به پارامترهای زیادی است که از جمله شامل مشخصات مصالح و هندسه سازه می‌باشد. نسبت مقاومت کلی سازه (R_d) به بار واقعی اعمال شده به سازه (S_d)، نشان‌دهنده شاخص ایمینی است که این کمیت، قابلیت اطمینان طراحی را تحت رابطه (۱) معرفی می‌نماید.

$$S_d \leq R_d \quad (1)$$

در ارزیابی مقادیر پارامترهای طراحی جهت تعیین ظرفیت باربری سازه (R_d)، دقت در تعیین مقدار آنها بسیار حائز اهمیت می‌باشد. برای مشخصات مکانیکی مصالح بنایی، مقدار مربوطه توسط آیین‌نامه‌های طراحی ارائه می‌شود که عمدتاً تحت اثرات تغییر شکل ثانویه و مدول الاستیسیته می‌باشد. این مصالح، به طور کلی، دارای رفتار غیرخطی و عدم قطعیت بسیار بالایی می‌باشند. به همین منظور، در آیین‌نامه‌های سازه‌ای [۱۵-۱۳] از جمله Eurocode-6 [۱۶] از شاخص γ_M برای نشان دادن عدم قطعیت در مصالح استفاده شده است. در آیین‌نامه Eurocode-6 چگونگی محاسبه مقاومت فشاری مصالح بنایی f_k و مقدار ضریب ایمینی جزئی مشخصات مصالح γ_M ارائه شده است. لازم به ذکر است که تعیین مقدار γ_M برای تحلیل و کنترل ظرفیت باربری سازه‌های موجود، نیازمند دقت زیاد در بررسی میزان عدم قطعیت در عوامل موثر در ظرفیت باربری سازه می‌باشد. علاوه بر این، در تحلیل غیرخطی، انتخاب مقادیر مناسب برای هر پارامتر از مشخصات مصالح بسیار مهم است، به طوری که به ازای مقادیر متفاوت از داده‌های ورودی، رفتارهای مختلفی از سازه مشاهده خواهد گردید. این تفاوت‌ها هنگامی افزایش می‌یابد که اثرات غیرخطی قابل ملاحظه‌ای وجود داشته باشد که عمدتاً می‌تواند ناشی از افزایش درجه نامعینی و حساسیت به اثرات مرتبه دوم [۱۷] باشد. در تحقیق حاضر، با در نظر گرفتن فرضیات استفاده شده در آیین‌نامه‌های سازه‌ای و افزایش سطح عملکرد برای طراحی محافظه کارانه از مقادیر معین برای مشخصات مصالح بنایی همگن شده استفاده شده است تا رابطه بین این مقادیر و نتایج حاصل از تجزیه و تحلیل غیرخطی سازه بطور واضح‌تری نمایان شود.

در مطالعه حاضر، شبیه‌سازی تعداد زیادی نمونه‌های دیوار بنایی، به منظور مطالعه بر روی مقاومت برشی دیوارهای بنایی تاریخی ایرانی با قیودات مرزی و نسبت ابعادی (نسبت ارتفاع به طول دهانه) مختلف با لحاظ نمودن شرایط عدم قطعیت انجام شده است. هدف از انجام این تحقیق، تعیین ضریب جزئی γ_M مربوط به مشخصات مصالح بنایی تاریخی ایرانی، با لحاظ نمودن اثر عدم قطعیت برای پارامترهای مدول الاستیسیته و ضخامت نمونه‌ها می‌باشد. بدین منظور، در ابتدا، ظرفیت برشی نمونه‌های مدل‌سازی شده دیوار بنایی تحت بارگذاری درون صفحه‌ای با مقادیر مختلف نسبت ابعادی ارتفاع به طول نمونه‌ها و نیز قیودات جانبی؛ مشخص می‌گردد. سپس، از مقایسه ظرفیت برشی نمونه‌های با تاثیر عدم قطعیت، با ظرفیت برشی نمونه‌های نظیر بدون تاثیر عدم قطعیت، مقدار عددی γ_M بدست می‌آید. در این بررسی، به منظور استفاده از شیوه‌های آماری و احتمالاتی برای تعیین ضریب ایمینی جزئی جهت تعمیم ضوابط ایمینی در طراحی سازه بنایی از تحلیل غیرخطی کمک گرفته شد. نتایج این تحقیق می‌تواند بعنوان مبنایی برای معرفی یک شاخص مناسب در ضوابط آیین‌نامه‌ها بکار رود.

۳- مدل‌سازی عددی نمونه‌ها

در این تحقیق، از نرم افزار ANSYS [۱۸] برای مدل‌سازی ماکرو (مصالح همگن‌سازی شده) نمونه‌های دیوار بنایی تحت بارگذاری درون صفحه‌ای استفاده شده است. مدل‌سازی دیوارهای بنایی به روش المان محدود، طی شش مرحله به شرح زیر انجام یافته است:

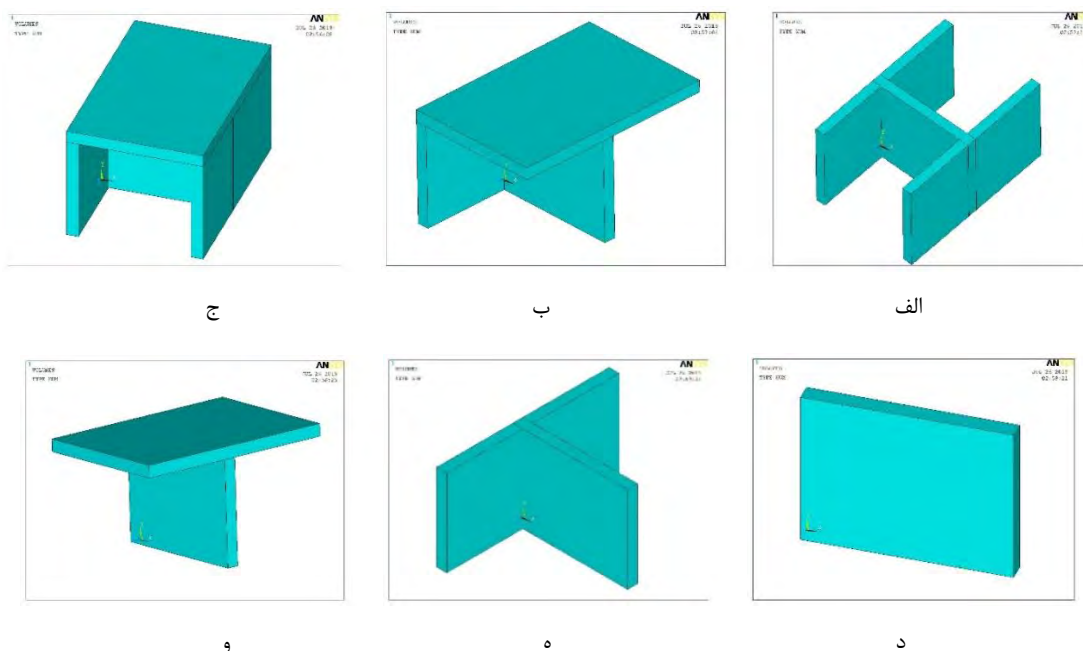
۳-۱- هندسه مدل‌سازی

نمونه‌ها در شش حالت از نظر اثر قیودات جانبی - ناشی از وجود دیوارهای جانبی و سقف - برای یک دیوار برشی میانی در یک سازه بنایی، مطابق شکل ۲، مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. سعی شده است تا تمام حالت‌های قرارگیری مولفه‌های عمودی (دیوارهای جانبی) و مولفه افقی (سقف) بر روی این دیوار برشی میانی در سازه بنایی مدنظر قرار گیرد. حالت اول بعنوان حالت کلی قرارگیری توأمان دیوارهای جانبی (در دو طرف دیوار برشی) و سقف را شامل می‌شود (شکل ۲-الف) که به نام نمونه "C+2W" نامگذاری شده است. در ادامه، با حذف مرحله‌ای اعضای اتصال یافته از نمونه اول، دیگر نمونه‌های دیوار بنایی با قیودات جانبی متفاوت ساخته شدند. با این توضیح، دسته دوم،

دارای سقف و دیوار جانبی در یک طرف می باشد که در شکل ۲-ب با نام "C+W" نشان داده شده است. شکل ۲-ج، نمونه دارای تنها دیوارهای جانبی در دو طرف آن را نشان می دهد و این نمونه دارای مولفه افقی سقف نمی باشد که با نام "2W" معرفی شده است. نمونه ای که فقط دارای یک مولفه افقی (سقف) می باشد در شکل ۲-د و با نام "C" نشان داده شده است. دسته پنجم از نمونه ها تنها دارای یک مولفه دیوار جانبی قائم می باشد که مطابق با شکل ۲-ه با نام "W" نامگذاری شده است. دسته ششم، دیوار برشی پایه بدون هیچگونه اتصال مولفه جانبی به آن می باشد که بعنوان دیوار برشی مبنا و با عنوان "O" معرفی شده است (شکل ۲-و).

دیوار برشی مبنا دارای ابعاد ثابت ۳ متر در ارتفاع و ۰/۳۵ متر در ضخامت و با طول های متفاوت می باشد. برای بررسی اثرات تغییر در اندازه های دیوار، چهار نسبت ابعادی متفاوت برای دیوار مبنا به مقادیر ۰/۵، ۰/۷۵، ۱ و ۱/۵ برای تمامی شش حالت ذکر شده در بالا از دیوار برشی با قيودات جانبی مختلف، منظور شده است، که بدین ترتیب، تعداد نمونه های مورد مطالعه به عدد ۲۴ میرسد. از آنجاکه در این مدل سازی ارتفاع نمونه ها ثابت می باشد و تنها طول دیوار برشی در نمونه ها تغییر یافته است، لذا، با توجه به انتخاب ارتفاع سه متری برای دیوار برشی مبنا در تمامی نمونه ها، به ترتیب مقادیر ۰/۶، ۰/۴، ۰/۳ و ۰/۲ متر برای طول این دیوارها لحاظ گردیده است. طول چشمه مولفه افقی (سقف) و دیوارهای جانبی متصل شده از هر طرف دیوار مبنا، برابر با ۳ متر انتخاب شده است. این مقدار، با توجه به تعریف عرض موثر بارگیر برای حداکثر فاصله دو دیوار بنایی (شش متر) انتخاب شده است [۱۹]. ضخامت دیوارهای جانبی مشابه با دیوار برشی پایه برابر با ۳۵ سانتی متر و سقف از نوع طاق ضربی ایرانی با ضخامت ۲۰ سانتی متر می باشد.

بررسی اثرات قيودات جانبی در دیوار برشی بنایی، علاوه بر کمک به بررسی و شناخت بهتر رفتار دیوار پایه تحت شرایط مختلف اعمال و قرارگیری مولفه های جانبی قائم و افقی بر آن، منجر به تولید منحنی های رفتاری دیوار برای نسبت های ابعادی متفاوت آن خواهد شد، که این منحنی های رفتاری بار-تغییرمکان، ابزاری مناسب برای تعیین ضریب جزیی γ_M مربوط به مشخصات مصالح بنائی مورد استفاده می باشند.



شکل ۲: نمونه های دیوار برشی بنایی با قيودات جانبی متفاوت (الف) سقف و دیوار جانبی از دو طرف "C+2W"، (ب) سقف و دیوار جانبی تنها از یک طرف "C+W"، (ج) فقط دیوار جانبی از دو طرف "2W"، (د) فقط سقف از یک طرف "C"، (ه) دیوار جانبی تنها از یک طرف "W"، (و) دیوار برشی بنایی پایه (دیوار مبنا) "O".

۳-۲- انتخاب المان ها

در مدل سازی نمونه های معرفی شده در بالا، از المان Solid65 برای مصالح همگن شده سازه بنائی (متشکل از آجر و ملات) استفاده شده است. Solid65 یک المان ایزوپارامتری سه بعدی، مناسب برای مدل سازی غیرخطی مصالح است [۲۰]. یک المان هگزاکرید با هشت گره در گوشه ها و تنها سه درجه آزادی انتقالی در هر گره (قابلیت انتقال در جهات x، y و z) و با هشت نقطه گوسی انتگرال گیری می باشد. در نرم افزار ANSYS به این المان؛ رفتار غیرخطی مصالح شکننده انتخاب داده شده است.

۳-۳- مشخصات مصالح

برای تعریف خصوصیات مصالح بنایی همگن شده با توجه به این که اندازه واحدهای بنایی (آجر) در مقایسه با ابعاد اعضای سازه ای کوچک می باشند، فرض منظور نمودن یک جسم همگن و پیوسته به جای حالت گسسته قابل قبول به نظر می رسد. در این حالت مصالح به صورت مصالح ترکیبی همگن شده و ایزوتروپیک با یک رابطه تنش- کرنش معادل رفتار می کنند. این روش به نام مدل سازی ماکرو نامیده می شود. این خصوصیات معادل، به دلیل فقدان اطلاعات آیین نامه ای و نتایج آزمایشگاهی و نیز عدم تدوین ضوابط خاص در یک قالب واحد برای مصالح سنتی ایران، با مراجعه به منابع و استانداردهای مختلف گردآوری شده که در جدول ۱ ارائه شده اند [۲۱-۲۲]. در Eurocode-6 [۱۶] و آیین نامه احتمالاتی برای مدل سازی سازه های مصالح بنایی (JCSS)^۲ [۲۳]، مقاومت فشاری پاره سازه بنایی (مانند دیوار برشی بنائی) مطابق با رابطه (۲) به دست می آید که بر اساس مفهوم حالت حدی تعریف شده است و در آن ضرایب ایمنی جزئی طراحی و مقاومت فشاری برای هر مولفه سازه ای قابلیت حصول دارد. لازم به ذکر است که Eurocode-6 اصول و الزامات ایمنی، عملکرد و دوام سازه های بنایی را توصیف می نماید.

$$f_k = K(f_b)^{\alpha}(f_m)^{\beta} \quad (2)$$

که در آن f_k مقاومت فشاری پاره سازه بنائی، K پارامتر ثابت و برابر با ۰/۹، f_b مقاومت فشاری میانگین اصلاح شده آجر (مقاومت فشاری نمونه آجر در راستای بارگذاری فشاری ضریب اصلاحی، به علت اثر قیودات مرزی اعمالی از طرف صفحات بارگذاری بر روی نمونه آجر تحت آزمایش)، f_m مقاومت فشاری ملات، α پارامتر ثابت و برابر با ۰/۶۵ و β نیز پارامتر ثابت و برابر با ۰/۲۵ می باشند. [۲۳]. بر این اساس، خواص مکانیکی برای آجر رُسی، ملات، و ماده همگن شده مرکب از این دو مصالح، در دو بنای تاریخی ایرانی در دوره سلجوقی با نام های برج زیارتگاه خرقان (۱۰۳۹ و ۱۰۶۷ میلادی) و امامزاده منصور (قرن یازدهم میلادی) در قزوین در جدول ۱ نشان داده شده است. این خواص مکانیکی از آزمایش های تجربی انجام شده در مرجع [۲۴] و برخی منابع دیگر [۲۵-۲۷] به دست آمده اند. لازم به ذکر است که پارامتر f_t مقاومت کششی منشور ساخته شده از مصالح بنائی برابر است با یک دهم مقدار مقاومت فشاری پاره سازه بنائی، که در جدول ۱ مقدار عددی آن مشخص شده است.

جدول ۱: خواص مکانیکی برای آجر رسی، ملات و ماده همگن شده سازه های تاریخی ایران (برج زیارتگاه خرقان مربوط به دوره سلجوقی ۱۰۳۹ و ۱۰۶۷ میلادی، و امامزاده منصور قزوین از قرن یازدهم میلادی) [۲۴].

| خواص مصالح | آجر | ملات | ترکیب همگن شده آجر و ملات |
|-------------------------------|------|------|---------------------------|
| جرم حجمی (kg/m ³) | ۱۳۳۰ | ۱۶۰۰ | ۱۵۳۰ |
| مدول الاستیسیته (MPa) | ۵۳۰۰ | ۱۳۰۰ | ۲۷۳۰ |
| ضریب پواسون (-) | ۰/۱۷ | ۰/۱۷ | ۰/۱۷ |
| مقاومت کششی (MPa) | ۰/۵۳ | ۰/۲۵ | ۰/۲۷ |
| مقاومت فشاری (MPa) | ۵/۳ | ۱ | ۲/۷۳ |

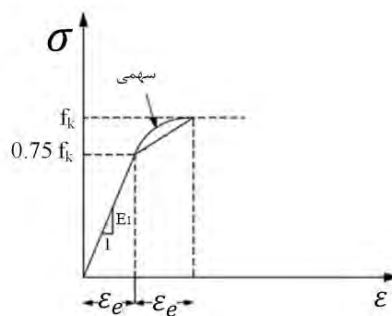
² The Joint Committee on Structural Safety

همچنین، از روابط تجربی (۳) و (۴) برای تعیین برخی از مشخصات مکانیکی مصالح استفاده شده است. نتایج تجربی روابط تنش-کرنش برای مصالح ترکیبی همگن شده که شامل آجر و ملات می باشد به صورت نمودار دوخطی، یا خطی- سهمی در شکل ۳ نشان داده شده است [۲۶-۲۵]. قسمت اول این نمودار پیشنهادی به صورت خطی و با شیب $E1$ می باشد و قسمت دوم آن از معادله (۵) بدست می آید.

$$E1 = 1000 f_k \quad (3)$$

$$\sigma = \frac{f_k}{4} \left[7 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_e} - 2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_e} \right)^2 - 2 \right], \quad \varepsilon_e \leq \varepsilon \leq 2\varepsilon_e, \quad \varepsilon_e = 0.75 f_k / E \quad (4)$$

که در آن $E1$ مدول الاستیسیته، ε_e حد کرنش خطی، f_t مقاومت کششی و f_k مقاومت فشاری مصالح بنائی مرکب از آجر و ملات می باشند.



شکل ۳: منحنی مربوط به رابطه پیشنهادی تنش-کرنش برای رفتار مصالح بنائی همگن شده (مرکب از آجر و ملات) [۲۶].

۳-۴- سطح شکست مصالح بنایی

توصیف معیار شکست مصالح بنایی به عنوان معیاری برای شکست این مصالح با استفاده از آزمایش های متعدد، از جمله آزمایش دوجوری، امری مشکل می باشد. از این رو، متداول ترین معیار شکست های مورد استفاده در روش المان محدود برای مدل کردن مصالح بنایی معیار شکست ویلام-وارنک است [۲۸]. مدل ویلام-وارنک اساساً برای پیش بینی شکست در مصالح تَرَد و نیمه تَرَد ایجاد شده است. این مدل هر دو مود شکست، شامل ترک خوردگی در کشش و خردشدگی یا لهیدگی در فشار را در محاسبات وارد می کند. این معیار شکست بر اساس حالت چندمحوری از تنش بیان می شود [۲۸]. در این تئوری هر تنش به صورت جداگانه با مقدار حدی خود مقایسه نمی شود، بلکه ترکیبی از کل تنش ها با تنش های حدی متناظر و در نظر گرفتن اندرکنش های آنها، در نهایت، یک عدد به عنوان معیار خرابی به دست می آید که معادله (۵۶) نشان دهنده این قیاس می باشد.

$$\frac{F}{f_k} - S \geq 0 \quad (5)$$

که در آن F تابعی از حالت تنش های اصلی، S سطح شکست بر حسب تنش های اصلی و خصوصیات دیگر مصالح شامل f_t ، f_k ، f_{cb} ، f_1 ، f_2 و σ_h^a می باشد. پارامترهای معیار شکست ویلام-وارنک برای ماده همگن برای تعریف در فضای برنامه ANSYS مطابق با معادلات ۶ الی ۱۱ [۲۹-۳۲] می باشد.

$$f_{cb} = 1.2 f_k = 1.2 \times 2.73 = 3.28 \text{ MPa} \quad (6)$$

$$f_1 = 1.45 f_k = 1.45 \times 2.73 = 3.96 \text{ MPa} \quad (7)$$

$$f_2 = 1.725 f_k = 1.725 \times 2.73 = 4.71 \text{ MPa} \quad (8)$$

$$|\sigma_k^c| \leq \sqrt{3} f_k = 4.73 \text{ MPa} \quad (9)$$

$$TCF = 0.6, \quad \text{if } f_k \neq 1 \text{ MPa} \quad (10)$$

$$\beta_t = 0.15, \quad \beta_c = 0.75 \quad (11)$$

که در آن f_t مقاومت کششی تک محوری، f_k مقاومت فشاری تک محوری، f_{cb} مقاومت فشاری دو محوری، f_1 مقاومت فشاری نهایی در حالت فشار دو محوری همراه با تنش هیدرواستاتیک، f_2 مقاومت فشاری نهایی در حالت فشار تک محوری همراه با تنش هیدرواستاتیک، $|\sigma_k^c|$ تنش هیدرواستاتیک، TCF ضریب سختی برای شرایط ترک خوردگی کششی (ضریب همگرایی حل مسئله)، β_t ضریب انتقال برشی در طول ترک باز شده، و β_c ضریب انتقال برشی در طول ترک بسته شده برای مصالح بنایی می باشد.

۳-۵- قیودات جانبی

در این تحقیق، شرایط قرارگیری متفاوت یک دیوار میانی واقع در طبقه همکف در یک سازه یک طبقه در نظر گرفته شده است. اعمال قیودات جانبی مناسب، نقش اساسی در رفتار دیوارهای مصالح بنایی و مکانیزم شکست سازه تحت بار درون صفحه دارد. دیوارها بر اساس وجود مولفه های جانبی متصل شونده (دیوارهای جانبی و سقف) مقید و محدود شده اند. در امتداد لبه هایی از دیوار که دارای مولفه های جانبی متصل شونده نمی باشند، لبه ای آزاد دیوار قادر به جابجایی (و چرخش) است. جابجایی در لبه های مولفه های عمودی (دیوارهای قائم جانبی) و افقی (سقف) متصل شده، با فرض آزادی تغییر مکان در راستای اعمال بار جانبی و نیز در راستای قائم (عمود بر سطح زمین) اعمال شده است، و از جابجایی در لبه ها در جهت عمود بر راستای اعمال بار ممانعت گردیده است. برای اعمال شرایط تکیه گاهی در پای دیوار، درجات آزادی انتقالی در تمام گره های المان های مصالح بنایی (SOLID65) که در پایه دیوار قرار دارند، به طور کامل مقید شدند.

۳-۶- بارگذاری و روش تحلیل

از تحلیل های افزایش یکنواخت (پوش آور) غیرخطی برای تهیه منحنی های بار-تغییر مکان (منحنی ظرفیت) در این تحقیق استفاده گردید. نمونه ها تحت بار درون صفحه قرار داشته و بار برشی افقی در تراز فوقانی دیوار به صورت تغییر مکان اعمال شده است. با توجه به اینکه ارتفاع دیوار در تمامی نمونه ها سه متر است، لذا تغییر مکانی برابر با دو درصد ارتفاع دیوار (برابر با ۶ سانتی متر) در شصت گام برای دستیابی به منحنی بار-تغییر مکان اعمال گردید. تمامی نمونه های دیوار بنایی، تحت پیش فشاری متناظر با قرارگیری یک سقف از نوع طاق ضربی ایرانی با ضخامت ۲۰ سانتی متر، واقع در بالای یک دیوار میانی (با بار مرده ۴۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع) قرار گرفتند که بدین ترتیب مقدار عددی پیش فشار برابر با ۱۰۰۰ کیلوگرم بر مترمربع یا ۰/۱ مگاپاسکال منظور گردید. برای حل مسئله ها نیز از روش تکرار نیوتن-رافسون با کنترل جابجایی و معیار همگرایی با رواداری 10^{-4} استفاده شد.

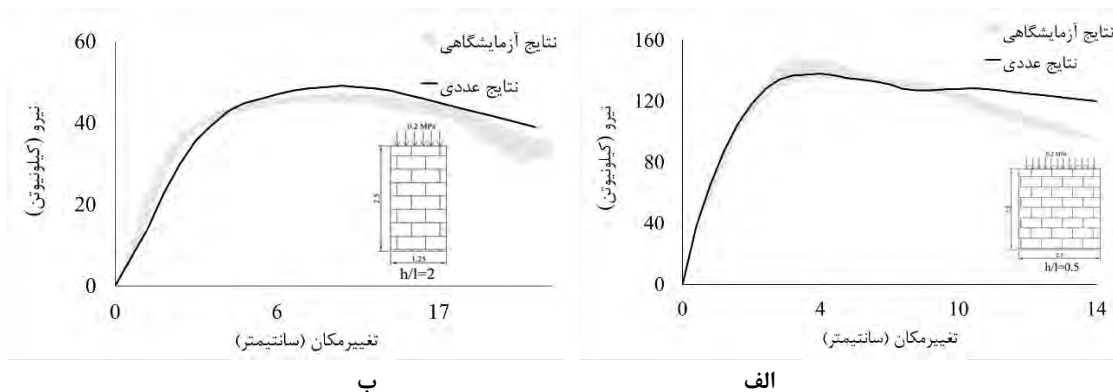
۳-۷- عدم قطعیت

دقت در مدل سازی و مقدارگذاری پارامترهای ورودی برای حصول به نتایج قابل اعتماد از رفتار غیرخطی حقیقی سازه بسیار مهم است، لذا نیاز به بررسی تاثیر عدم قطعیت در هر دو عامل هندسه و مشخصات مصالح را حائز اهمیت می نماید. در این تحقیق نیز تاثیر عدم قطعیت در مدل المان محدود سه بعدی برای سازه مصالح بنایی برای هر دو مورد، شرایط هندسی نمونه و پارامترهای مشخصات مصالح مورد بررسی قرار گرفته است. در این تحقیق، دو پارامتر مدول الاستیسیته و ضخامت دیوارها به عنوان پارامترهای ورودی مسئله عدم قطعیت انتخاب شدند. علت انتخاب پارامتر مدول الاستیسیته این است که با توجه پارامترهای ورودی تعریف شده در نرم افزار، این پارامتر به عنوان پارامتر مستقل ورودی مشخص گردیده است و دیگر مشخصات مصالح بنایی متاثر از مدول الاستیسیته می باشند که با تغییر در مقدار این پارامتر، دیگر پارامترها متناظراً تغییر می یابند. ضخامت نیز دیگر عامل مهم در سختی و مقاومت برشی دیوارها می باشد که در ابتدا در مدل ها بعنوان پارامتر ثابت فرض شده بود و اکنون تاثیر تغییرات آن در مطالعه عدم قطعیت لحاظ می گردد. برای مدول الاستیسیته، مطابق

با آیین نامه احتمالاتی برای مدلسازی سازه‌های مصالح بنایی [۲۳]، از توزیع احتمالاتی لاگ نرمال و کواریانس $0/25$ و برای ضخامت دیوار با توجه به نتایج بیان شده در مرجع [۳۳] از توزیع احتمالاتی نرمال و کواریانس $0/20$ استفاده شده است.

۴- صحت سنجی

مشابه با نمونه‌های دیوار بنایی مورد مطالعه در این تحقیق، برای حصول اطمینان از نحوه شبیه‌سازی و مناسب بودن مدل رفتاری و مشخصات مصالح همگن شده دیوار بنایی به منظور صحت‌سنجی و اعتبارسنجی نتایج مدل‌های عددی، از نتایج یک آزمایش تجربی که توسط آراجو [۳۴] که در سال ۲۰۱۴ میلادی انجام شد، استفاده گردید. این آزمایش بر روی دو نمونه دیوار با مدول الاستیسیته متفاوت (نمونه اول ۱۵۰۰ و نمونه دوم ۱۰۰۰ مگاپاسکال) انجام شده بود. ابعاد نمونه اول، به ارتفاع $2/5$ متر و طول $1/25$ متر (با نسبت ابعادی ارتفاع به طول برابر ۲) و نمونه دوم به طول و ارتفاع $2/5$ متر (با نسبت ابعادی ارتفاع به طول ۱) می‌باشد. مقدار پیش‌فشار اعمالی برای نمونه‌ها $0/2$ مگاپاسکال است. در شکل ۴ منحنی‌های بار-تغییر مکان حاصل از مدلسازی عددی برای هر نمونه با نتایج آزمایشگاهی نمونه متناظر آن مقایسه شده است. نتایج عددی برای رفتار نمونه اول که یک دیوار لاغرتر نسبت به نمونه دیگر است، نشان‌دهنده مطابقت بالا با نتایج آزمایشگاهی در سختی اولیه و حداکثر ظرفیت برشی دیوار است که در شکل ۴-الف نشان داده شده است. شکل ۴-ب نشان‌دهنده رفتار غیرخطی حاصل از نتایج نمونه عددی است که منحنی رفتاری آن کاملاً مشابه با نتایج تجربی دیوار مربعی (نمونه دوم) می‌باشد. لذا، بر اساس نتایج این صحت‌سنجی، می‌توان انتظار داشت که با استفاده از جزئیات و نحوه مدلسازی مشابه، و همچنین با استفاده از مدل رفتاری انتخاب شده برای مصالح بنایی همگن شده و مقدار پارامترهای ورودی آن، بتوان رفتاری نزدیک به رفتار واقعی، از مدل‌های عددی مورد نظر در ادامه این تحقیق نیز بدست آورد.



شکل ۴: نمودارهای بار-تغییر مکان نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی دیوار برشی بنایی [۳۴] با نتایج عددی آنها، جهت صحت‌سنجی تحت بارگذاری برشی درون صفحه و تحت پیش‌فشار $0/2$ مگاپاسکال: الف) دیوار با ابعاد $2/5$ متر در ارتفاع و $1/25$ متر در طول، ب) دیوار با ابعاد $2/5$ متر در ارتفاع و طول.

۵- نتایج مدلسازی‌های عددی

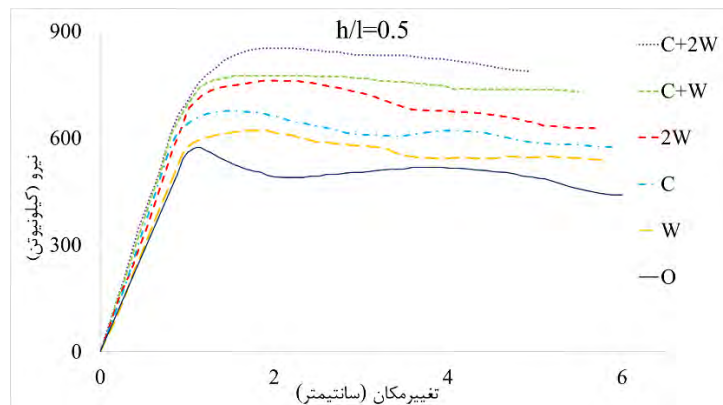
در این بخش، نتایج تحلیل‌های پوش‌آور غیرخطی نمونه‌های دیوارهای بنایی برشی دارای قیودات جانبی و نسبت‌های ابعادی (ارتفاع به طول) متفاوت که در بخش ۳-۱ معرفی شدند، بررسی شده است.

۵-۱- نمونه‌های با قیودات جانبی متفاوت

در شکل‌های ۵ تا ۸ می‌توان منحنی‌های بار-تغییر مکان برای نمونه‌های دیوارهای برشی بنایی تحت قیودات مرزی مختلف - متاثر از مولفه‌های دیوارهای جانبی و سقف - و برای نسبت‌های ابعادی متفاوت آن را مشاهده نمود.

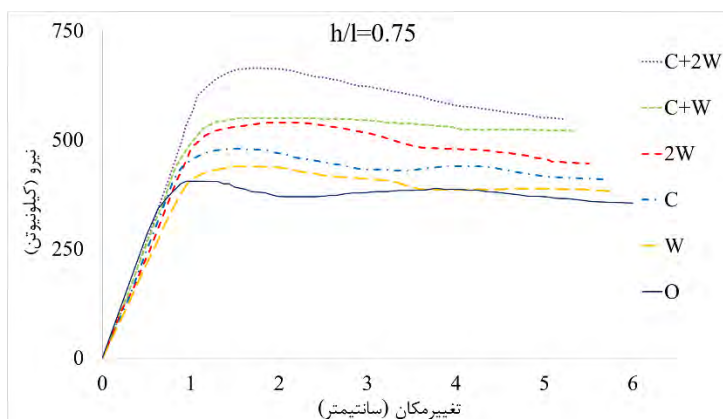
منحنی‌های بار-تغییر مکان برای نمونه‌های دیوار با نسبت ابعادی $0/5$ و با قیودات مرزی مختلف در شکل ۵ مقایسه شده‌اند. برای این نمونه‌ها، دیوار برشی مبنا به ابعاد ۶ متر در طول، ۳ متر در ارتفاع و $0/35$ متر در ضخامت می‌باشد. از مقایسه نتایج این نمونه‌ها مشهود

است که با افزایش قیودات جانبی دیوار، مقاومت برشی نمونه افزایش می‌یابد. در این شکل، نمونه "C+2W" ظرفیت تحمل برشی و ظرفیت جذب انرژی (سطح زیر منحنی) بیشتری نسبت به دیگر نمونه‌ها دارا می‌باشد. ضمناً، مقاومت برشی موجود در منحنی بار-تغییر مکان برای نمونه "C+W" در حدود ۶ درصد بیشتر از نمونه "2W" است. همچنین، مقاومت برشی نمونه دارای مولفه سقف تنها "C" به مقدار ۹ درصد بیشتر از نمونه با مولفه دیوار جانبی فقط در یک طرف دیوار "W" می‌باشد، که نشان‌دهنده تاثیر بیشتر مولفه‌ی افقی سقف در مقیدکنندگی دیوار و افزایش ظرفیت برشی آن در مقایسه با تاثیر یک مولفه قائم دیوار جانبی می‌باشد. همچنین، از نتایج موجود در شکل ۵ می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش قیودات جانبی دیوارها، جابجایی نهایی آنها کاهش یافته است. لازم به ذکر است که قطع منحنی‌ها در تغییر مکان‌های نهایی مختلف به علت اتمام انجام تحلیل و محاسبات توسط خود نرم‌افزار بوده است.



شکل ۵: مقایسه نمودارهای نیروی جانبی بر حسب جابجایی افقی برای نمونه‌های دیوار برشی بنائی با قیودات جانبی متفاوت و نسبت ابعادی ۰/۵.

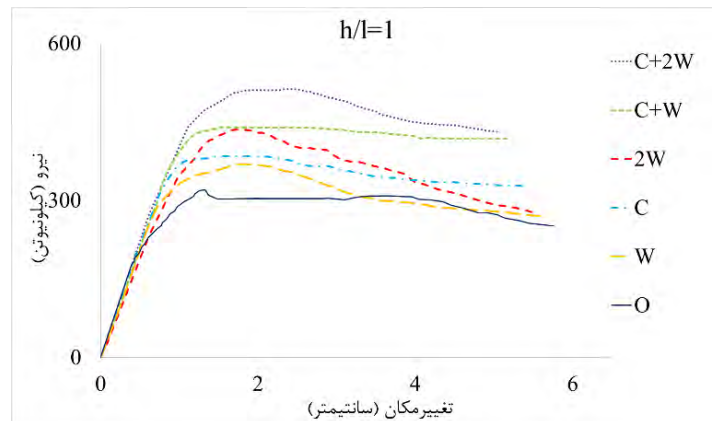
شکل ۶ نشان‌دهنده منحنی‌های رفتاری بار-تغییر مکان برای نمونه‌های دیوار برشی با نسبت ابعادی ۰/۷۵ و با قیودات مرزی مختلف می‌باشد. همانند نتایج ارائه شده در شکل قبل، در این شکل نیز مشخص است که نمونه‌های دارای قیودات (یا مولفه‌های) جانبی بیشتر، دارای مقدار مقاومت برشی و ظرفیت انرژی (سطح زیر منحنی) بیشتری هستند. نمونه "C+2W" به مقدار ۶۱ درصد نیروی برشی بیشتری از نمونه مبنا "O" تحمل نموده است. این مقدار برای نمونه‌های "C+W"، "2W"، "C" و "W" به ترتیب برابر با ۴۲٪، ۳۳٪، ۱۸٪ و ۹٪ بیشتر از نمونه دیوار برشی مبنا می‌باشد.



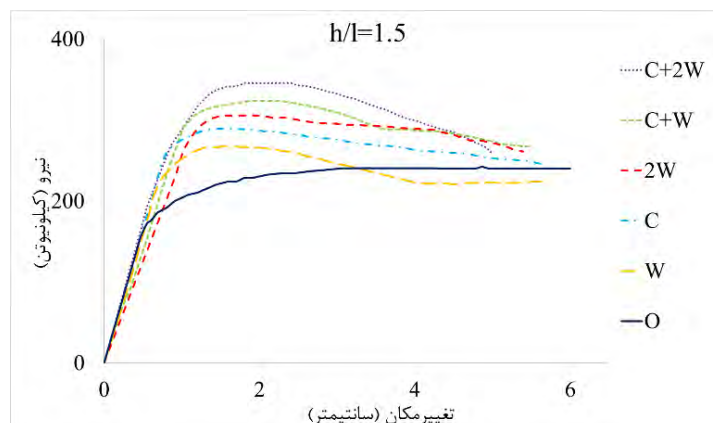
شکل ۶: مقایسه نمودارهای نیروی جانبی بر حسب جابجایی افقی برای نمونه‌های دیوار برشی بنائی با قیودات جانبی متفاوت و نسبت ابعادی ۰/۷۵.

در شکل ۷، نتایج منحنی بار-تغییر مکان برای نمونه‌های مختلف دیوار بنائی با نسبت ابعادی ۱ ارائه گردیده است. حداکثر نیروی برشی تحمل شده در نمونه "C+2W" مقدار ۵۱۲ کیلو نیوتن بدست آمده که به ترتیب ۱۶٪، ۱۸٪، ۳۳٪، ۴۰٪ و ۶۰٪ بیشتر از نمونه‌های "C+W"، "2W"، "C"، "W" و "O" می‌باشد.

با توجه به نتایج ارائه شده در شکل ۸ که برای نمونه‌های با قیودات جانبی متفاوت در نسبت ابعادی ارتفاع به طول دهانه ۱/۵ می-باشند، حداکثر مقدار نیروی برشی تحمل شده در نمونه دارای قیودات جانبی در سقف و در دو طرف دیوار "C+2W" از دیگر نمونه‌ها بیشتر است (برابر با ۳۴۵ کیلونیوتن). مقدار عددی حداکثر نیروی برشی تحمل شده برای نمونه‌های "C+W"، "2W"، "C"، "W" و "O" به ترتیب ۳۰۵، ۳۲۴، ۲۸۹، ۲۶۷ و ۲۴۲ کیلونیوتن می‌باشد. این روند در نتایج بطور مشابه در هر چهار حالت بررسی شده با نسبت‌های ابعادی گوناگون، تکرار شده است.



شکل ۷: مقایسه نمودارهای نیروی جانبی بر حسب جابجایی افقی برای نمونه‌های دیوار برشی بنائی با قیودات جانبی متفاوت و نسبت ابعادی ۱.



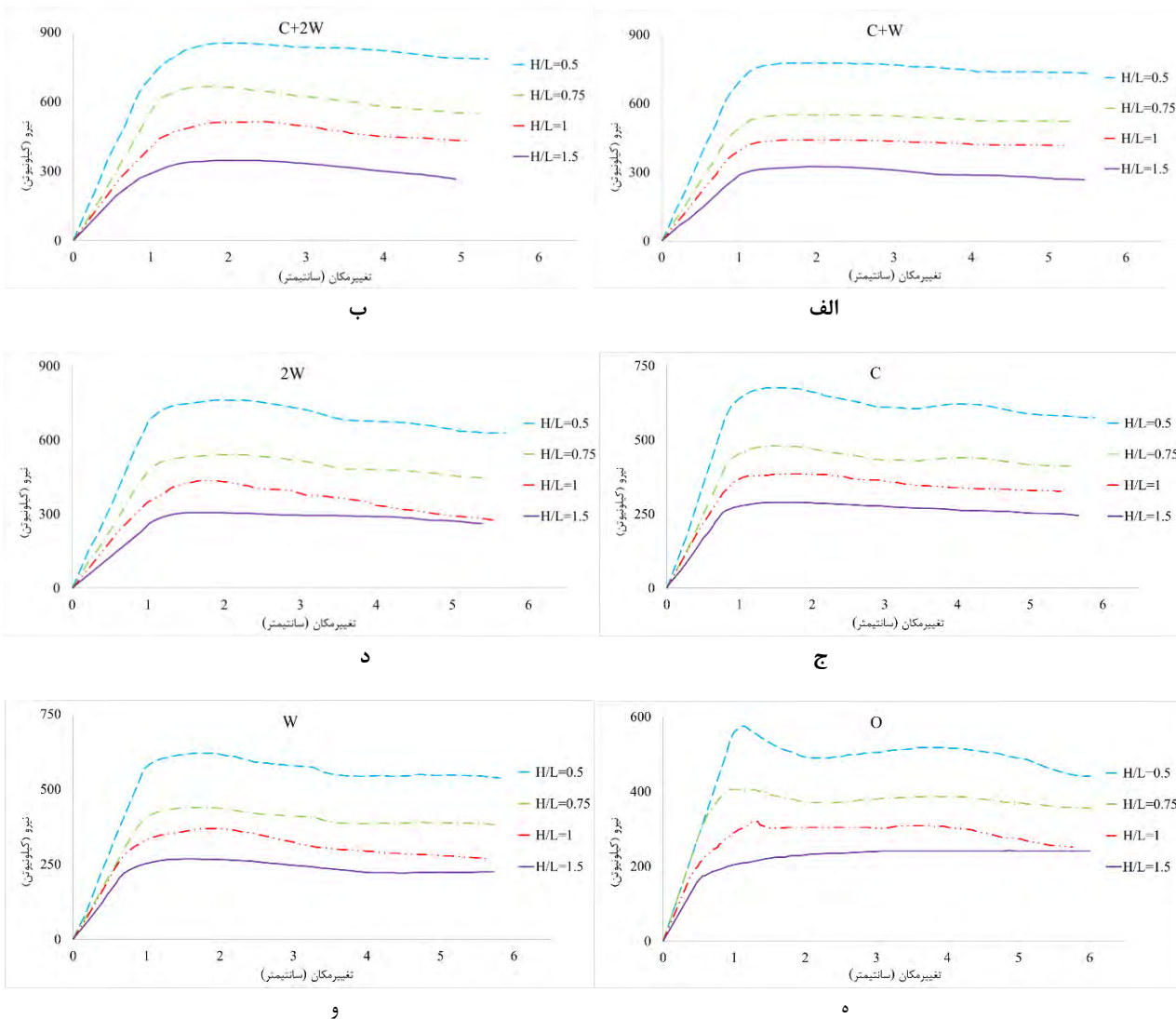
شکل ۸: مقایسه نمودارهای نیروی جانبی بر حسب جابجایی افقی برای نمونه‌های دیوار برشی بنائی با قیودات جانبی متفاوت و نسبت ابعادی ۱/۵.

بطور کلی، روند حاکم بر نتایج ارائه شده در این منحنی‌های بار-تغییر مکان حاکی از آن است که با کاهش قیودات جانبی، ظرفیت برشی دیوارهای بنائی کاهش یافته است، بطوریکه نتایج نمونه با قیودات جانبی سقف و دو دیوار جانبی، دارای بیشترین مقدار در ظرفیت برشی، و نمونه دیوار آزاد بدون قید جانبی دارای کمترین ظرفیت برشی می‌باشد، این در حالی است که با تغییر در قیودات جانبی هر دسته از دیوارها سختی اولیه آن‌ها (شیب اولیه منحنی‌ها) در هر دسته منحنی که به ازای نسبت ابعادی مشخص ترسیم شده‌اند، تغییرات اندکی داشته‌است.

۵-۲- نمونه‌های دیوار برشی بنائی با نسبت ابعادی متفاوت

در شکل ۹، مقایسه منحنی‌های بار-تغییر مکان برای دیوارهای برشی بنائی مورد مطالعه، در شش دسته جداگانه برای هر یک از شش حالت مختلف قیودات جانبی دیوار، و در هر دسته برای چهار نسبت ابعادی ۰/۵، ۰/۷۵، ۱ و ۱/۵ انجام شده‌است. از بررسی این منحنی‌ها مشخص می‌شود که در تمامی حالات قیودات جانبی، با افزایش نسبت ابعادی ارتفاع به طول دیوار (یا ضریب لاغری) از ظرفیت باربری برشی و سختی اولیه دیوارها کاسته می‌شود، بطوریکه نمونه دیوار با بیشترین نسبت ابعادی (مقدار ۱/۵)، در تمام حالات قیودات

مرزی دیوار برشی دارای کمترین مقدار در تحمل نیروی برشی در مقایسه با نمونه‌های با دیگر نسبت‌های ابعادی است. با بررسی منحنی‌های شکل ۹، مقدار عددی نیروی برشی برای تمام حالات قیودات مرزی بررسی شده برای نمونه‌های دارای نسبت ابعادی ۰/۵ در حدود ۴۰٪ بیشتر از نمونه‌های با نسبت ابعادی ۰/۷۵ است. این مقدار در حدود ۸۰٪ و ۱۴۰٪ برای نمونه‌های دارای نسبت ابعادی ۱ و ۱/۵ می‌باشد. با بررسی منحنی‌های شکل ۹ مشخص گردید که شیب ناحیه الاستیک که نشان‌دهنده سختی برشی موثر نمونه‌ها است، نیز در نمونه با نسبت ابعادی ۰/۵ از دیگر نمونه‌ها بیشتر است.



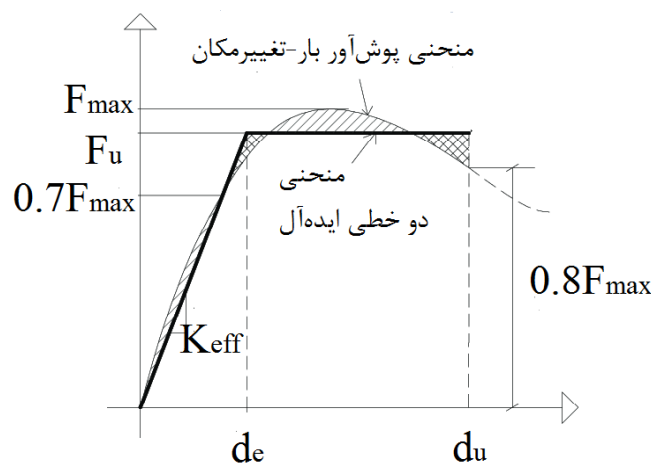
شکل ۹: مقایسه منحنی‌های بار-تغییر مکان دیوارهای با نسبت‌های ابعادی متفاوت برای هر دسته از دیوارهای برشی بنایی با قیودات جانبی یکسان: الف) سقف، و دیوار جانبی از دو طرف "C+2W"، ب) سقف، و دیوار جانبی تنها از یک طرف "C+W"، ج) دیوار جانبی از دو طرف "2W"، د) سقف تنها "C"، ه) دیوار جانبی تنها از یک طرف "W"، و) دیوار بنایی پایه (مبنا) "O".

۳-۵- ایده‌آل‌سازی منحنی‌های رفتاری بار-تغییر مکان

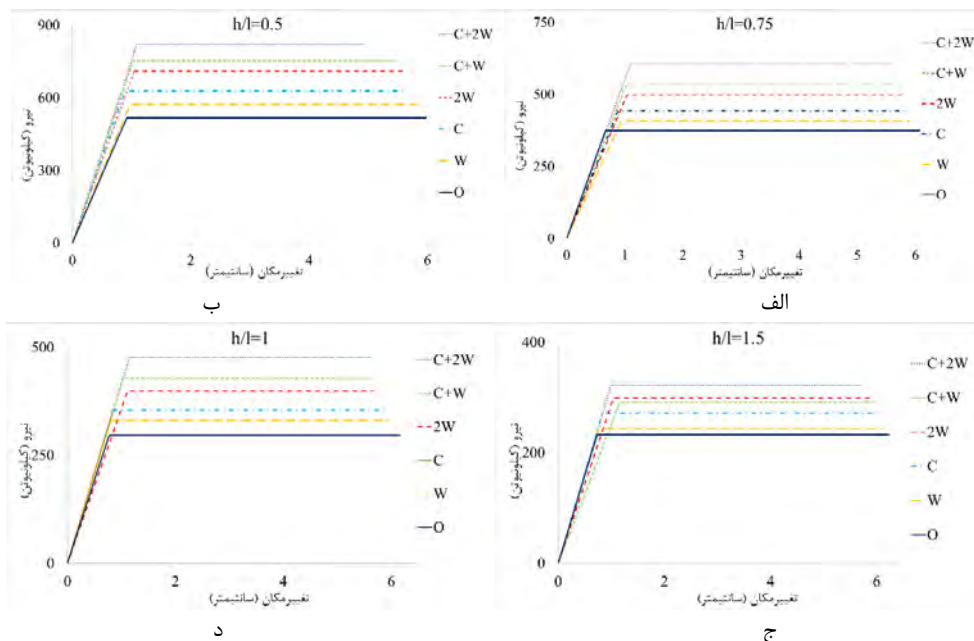
به منظور ساده‌سازی پاسخ‌های تحلیل پوش‌آور غیرخطی دیوارهای برشی بنایی، معادل‌سازی نتایج با منحنی‌های دوخطی الاستیک خطی و پلاستیک کامل، یک راهکار مرسوم است. برای تعیین این منحنی‌های دوخطی نیاز به مشخص نمودن سه پارامتر: سختی موثر (K_{eff})، ظرفیت جابجایی نهایی (d_{ii}) و مقاومت برشی نهایی (F_{ii}) است. روش‌های متنوعی برای دستیابی به این پارامترها وجود دارد [۳-۴]. شکل ۱۰، روش محاسبه پارامترهای مذکور را نشان می‌دهد. سختی موثر، شیب ناحیه ابتدایی تا ۷۰ درصد نیروی برشی حداکثر

$(0.7F_{max})$ است. ظرفیت جابجایی نهایی (d_{ii})، مقدار جابجایی متناظر برای حالت ۸۰ درصد نیروی برشی حداکثر ($0.8F_{max}$) بعد از نقطه نیروی برشی حداکثر می باشد. در نهایت، با انتخاب مقادیر مناسب برای مقاومت برشی نهایی (F_{ii}) و ترسیم خط افقی از این تراز که بیانگر تسلیم کاملاً پلاستیک مصالح می باشد (بنحویکه سطح زیر دو منحنی یکسان گردد)، منحنی ایده آل دوخطی بدست می آید. هدف از ایده آل سازی این نتایج و ایجاد منحنی دوخطی الاستیک خطی و پلاستیک کامل، تعیین مقاومت مشخصه (F_{ii}) می باشد که برای محاسبه ضریب ایمنی جزئی طراحی (γ_M) مشخصات مصالح بکار می رود.

منحنی های ایده آل سازی شده برای نمونه های دارای قیودات جانبی مختلف و نسبت های ابعادی (ارتفاع به طول) متفاوت با توجه به تعریف فوق، در شکل ۱۱ نشان داده شده اند. جدول ۲، نتایج عددی مقادیر F_{ii} برای نمونه های مختلف دیوارهای برشی بنائی با نسبت های ابعادی مختلف را نشان می دهد. هم چنین در این جدول، متوسط ظرفیت برشی دیوار به ازای هر نسبت ابعادی و با قیودات جانبی مختلف، و نیز به ازای هر قید جانبی و با نسبت های ابعادی مختلف ارائه شده است.



شکل ۱۰: تعریف پارامترهای منحنی دوخطی ایده آل الاستیک خطی و پلاستیک کامل [۴].



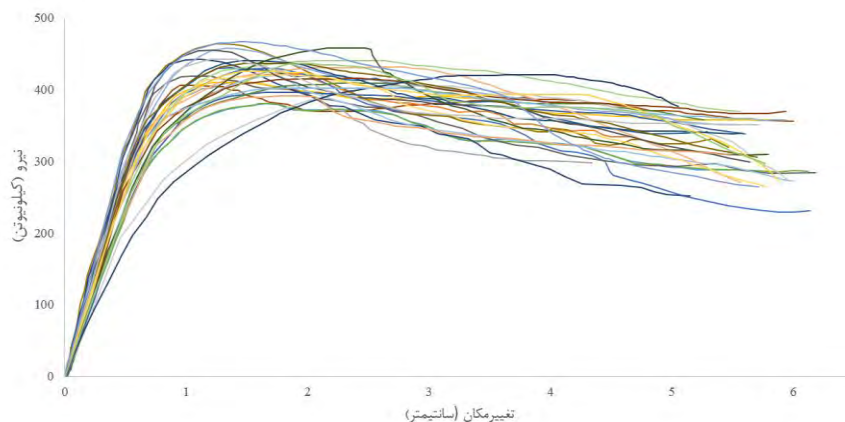
شکل ۱۱: مقایسه منحنی های ایده آل دوخطی الاستیک خطی و پلاستیک کامل برای نمونه های با قیودات جانبی مختلف برای: الف) نسبت ابعادی ۰/۵، ب) نسبت ابعادی ۰/۷۵، ج) نسبت ابعادی ۱، و د) نسبت ابعادی ۱/۵.

جدول ۲: مقادیر ظرفیت برشی ایده آل سازی شده (F_u) برای نمونه‌های دیوارهای برشی بنائی دارای مولفه‌های جانبی و نسبت‌های ابعادی متفاوت (استخراج شده از منحنی‌های دوخطی ارائه شده در شکل ۱۱).

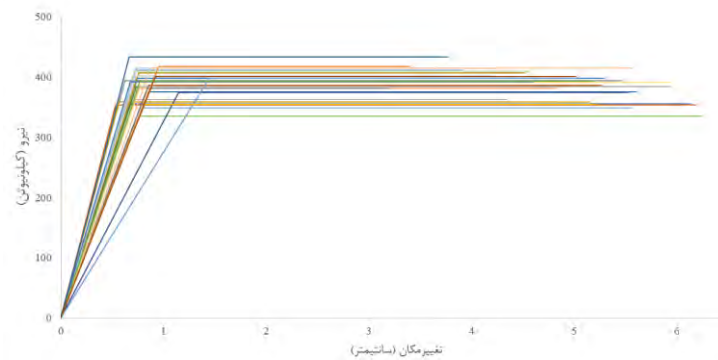
| نام نمونه | قیودات جانبی نمونه | نسبت ابعادی (ارتفاع به طول) | | | | متوسط ظرفیت برشی به ازای هر قید جانبی |
|-----------|---|-----------------------------|-------|-------|-------|---------------------------------------|
| | | ۱/۵ | ۱ | ۰/۷۵ | ۰/۵ | |
| O | دیوار مبنا | ۲۳۲/۷ | ۲۹۶/۷ | ۳۷۴/۶ | ۵۱۸ | ۳۵۵/۴ |
| W | دیوار جانبی از یک طرف | ۲۴۳/۳ | ۳۳۰/۷ | ۴۰۷/۳ | ۵۷۲/۴ | ۳۸۸/۳ |
| C | سقف از یک طرف | ۲۷۱/۵ | ۳۵۵ | ۴۴۲/۶ | ۶۲۸/۵ | ۴۲۴/۳ |
| 2W | دیوار جانبی از دو طرف | ۲۹۹/۵ | ۳۹۸/۵ | ۴۹۸/۷ | ۷۰۹/۹ | ۴۷۶/۶ |
| C+W | سقف و دیوار جانبی از یک طرف | ۲۹۱/۵ | ۴۲۸/۵ | ۵۳۴/۴ | ۷۵۲/۳ | ۵۰۱/۷ |
| C+2W | سقف و دیوار جانبی از دو طرف | ۳۲۲/۵ | ۴۷۶/۵ | ۶۰۵/۳ | ۸۲۱/۵ | ۵۵۶/۴ |
| | متوسط ظرفیت برشی به ازای هر نسبت ابعادی | ۲۷۶/۸ | ۳۸۰/۹ | ۴۷۷/۱ | ۶۶۷/۱ | |

۶- نتایج عددی با اعمال شرایط عدم قطعیت و محاسبه ضریب جزئی ایمنی γ_M

اعمال و لحاظ نمودن شرایط عدم قطعیت در نتایج و منحنی‌های حاصله اولیه به منظور محاسبه ضریب ایمنی جزئی طراحی (γ_M) مشخصات مصالح لازم می‌باشد. در این قسمت برای اعمال شرایط عدم قطعیت، در ابتدا سی دسته متغیر تصادفی برای مشخصات مصالح (وابسته به E) و ضخامت دیوار به صورت تصادفی تعریف گردید. سپس، در مرحله بعد، هر یک از ۲۴ نمونه دیوار برشی بنائی مدلسازی شده (شش نمونه دیوار با قیودات مرزی مختلف و هر یک با چهار نسبت ابعادی) به ازای این سی دسته داده‌های تعریف شده، سی بار مورد تحقیق قرار گرفتند. که در کل ۷۲۰ تحلیل پوش‌آور غیرخطی دیوارهای بنائی انجام گردید. شکل ۱۲، سی منحنی مربوط به نتایج بار-تغییر مکان بدست آمده از تحلیل سی نمونه دیوار بنائی برشی مبنا با نسبت ابعادی ۰/۷۵ به ازای سی دسته متغیر تصادفی تعریف شده را نشان می‌دهد. منحنی‌های بار-تغییر مکان بدست آمده از تحلیل هر یک از این سی نمونه، بر اساس تغییر متغیرهای تصادفی E و t توسط برنامه با کواریانس ۰/۲۵ برای E و ۰/۲ برای t، محاسبه و حاصل گردیده‌اند. سپس، مقادیر F_u برای هر نمونه با کمک شیوه ایده آل سازی توسط منحنی‌های ایده آل سازی شده دوخطی، به دست آمده‌اند. شکل ۱۳ نشان دهنده منحنی‌های ایده آل سازی شده دوخطی الاستیک خطی و پلاستیک کامل برای نمونه‌های دارای متغیر تصادفی برای این دیوار مبنا (به ابعاد ۴ متر در طول و ۳ متر در ارتفاع، با نسبت ابعادی ۰/۷۵) می‌باشد که به صورت نمونه آورده شده است. به منظور تعیین مقدار γ_M این روند برای تمام ۲۴ نمونه به همین صورت تکرار گردید.



شکل ۱۲: مقایسه سی منحنی ظرفیت نیروی جانبی بر حسب جابجایی افقی حاصل از نتایج سی تحلیل در نمونه دیوار برشی بنائی مبنا "O" با نسبت ابعادی ۰/۷۵ (به ازای سی دسته متغیر تصادفی جهت اعمال شرایط عدم قطعیت).



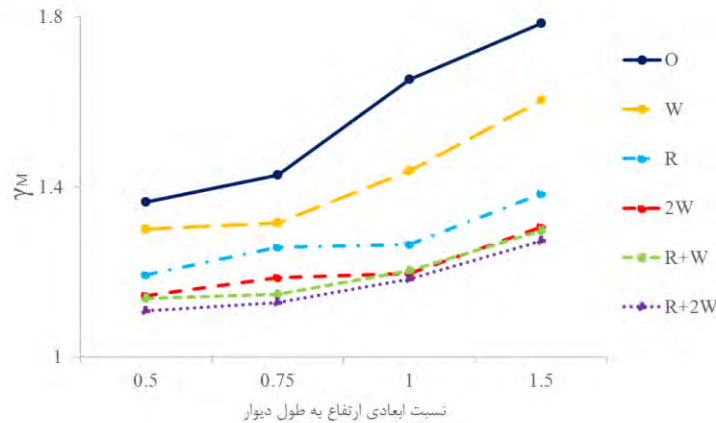
شکل ۱۳: مقایسه سی منحنی دوخطی ایده آل سازی شده (معادل منحنی های ارائه شده در شکل ۱۲) برای نمونه دیوار برشی بنائی مبنا "O" با نسبت ابعادی ۰/۷۵.

مقدار ضریب ایمنی جزئی مشخصات مصالح γ_M از تقسیم مقدار عددی F_{ii} هر نمونه دیوار بر مقدار عددی F_{ii} اصلاح شده حاصل از تحلیل عدم قطعیت آن دیوار به دست می آید. این مقدار عددی F_{ii} اصلاح شده بیانگر آن است که تنها ۵٪ از داده های یک مجموعه (شامل سی مقدار F_{ii} برای هر نمونه حاصل از تحلیل های عدم قطعیت) کوچکتر از این مقدار خواهد بود. مقادیر γ_M حاصله در جدول ۳ برای کل نمونه های با قیودات جانبی و نسبت های ابعادی متفاوت گردآوری شده است. با بررسی نتایج بدست آمده در جدول ۳ می توان نتیجه گرفت که با افزایش قیودات و مولفه های جانبی که باعث اعمال محصورشدگی بیشتر بر دیوار برشی می گردد مقدار عددی ضریب ایمنی جزئی (γ_M) کاهش می یابد. همچنین، با بررسی نتایج موجود در جدول ۳، می توان مشاهده نمود که با افزایش در نسبت ابعادی ارتفاع به طول نمونه ها، مقدار عددی ضریب γ_M افزایش یافته است. به عنوان مثال، برای نمونه دارای قیودات جانبی یک سقف تنها و بدون دیوارهای جانبی ("C")، برای نسبت ارتفاع به طول ۰/۵ مقدار ضریب γ_M برابر است با ۱/۲۱۳ که در حدود ۵ درصد کمتر از مقدار عددی این ضریب برای نمونه با نسبت ابعادی ۰/۷۵ و به ترتیب ۹ و ۱۳ درصد کمتر از مقادیر برای نمونه های دارای نسبت ابعادی ۱ و ۱/۵ می باشد. مشابه این روند برای دیگر حالت ها نیز قابل مشاهده است. مقادیر متوسط ضریب ایمنی جزئی γ_M بدست آمده برای هر دسته از نمونه های با قیودات جانبی یکسان و نسبت های ابعادی متفاوت، در ستون آخر جدول ۳ به صورت یک ضریب متوسط نشان داده است. این ضریب متوسط برای نمونه های دارای قیودات جانبی سقف و دیوار جانبی از دو طرف برابر با ۱/۱۷۳ می باشد. با کاهش قیودات جانبی اعمالی بر روی نمونه مبنا، مقدار ضریب جزئی γ_M افزایش می یابد، بطوریکه برای دیوار مبنا مقدار این ضریب متوسط برابر با ۱/۵۵۷ می گردد. مقدار متوسط ضریب جزئی γ_M برای دسته نمونه های با نسبت ابعادی ۰/۵، کمتر از دیگر دسته نمونه ها و برابر با ۱/۲۰۸ می باشد. با افزایش نسبت ابعادی، مقدار ضریب جزئی γ_M نیز افزایش می یابد، بطوریکه برای دسته نمونه با نسبت ابعادی ۱/۵ مقدار متوسط این ضریب برابر با ۱/۴۴۱ می باشد.

جدول ۳: مقادیر ضریب ایمنی جزئی γ_M برای نمونه های دیوارهای برشی بنائی با قیودات جانبی و نسبت های ابعادی متفاوت.

| نام نمونه | قیودات جانبی نمونه | نسبت ابعادی (ارتفاع به طول) | | | |
|-----------|--|-----------------------------|-------|-------|-------|
| | | ۱/۵ | ۱ | ۰/۷۵ | ۰/۵ |
| O | دیوار مبنا | ۱/۷۸۵ | ۱/۶۵۳ | ۱/۴۲۸ | ۱/۳۶۵ |
| W | دیوار جانبی از یک طرف | ۱/۵۰۳ | ۱/۴۰۸ | ۱/۳۱۵ | ۱/۳۰۱ |
| C | سقف از یک طرف | ۱/۳۸۴ | ۱/۳۲۵ | ۱/۲۶۸ | ۱/۲۱۳ |
| 2W | دیوار جانبی از دو طرف | ۱/۳۱۵ | ۱/۲۳۶ | ۱/۱۸۷ | ۱/۱۶۵ |
| C+W | سقف و دیوار جانبی از یک طرف | ۱/۲۹۸ | ۱/۲۰۳ | ۱/۱۴۸ | ۱/۱۳۸ |
| C+2W | سقف و دیوار جانبی از دو طرف | ۱/۲۷۳ | ۱/۱۸۴ | ۱/۱۲۸ | ۱/۱۰۹ |
| | متوسط ضریب γ_M به ازای هر نسبت ابعادی | ۱/۴۴۱ | ۱/۳۲۳ | ۱/۲۴۴ | ۱/۲۰۸ |

نتایج جدول ۳ به صورت منحنی در شکل ۱۴ نیز نشان داده شده است. با بررسی روندهای موجود در منحنی‌های شکل ۱۴، می‌توان نتیجه گرفت که در نمونه‌های با قیودات جانبی اعمال شده بیشتر بر روی آنها، تغییرات و پراکندگی کمتری در مقدار γ_M ایجاد گردیده است. افزایش رشد و تغییرات قابل ملاحظه در مقدار این ضریب با افزایش در نسبت ابعادی دیوار نیز در شکل ۱۴ قابل مشاهده می‌باشد.



شکل ۱۴: منحنی تغییرات ضریب جزئی ایمنی γ_M برای نمونه‌های دیوارهای برشی بنائی با قیودات جانبی و نسبت‌های ابعادی متفاوت.

۷- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این مقاله، تعیین ضریب ایمنی جزئی γ_M مربوط به مشخصات مصالح بنایی تاریخی ایرانی (مربوط به قرن ۱۱ و ۱۲ میلادی)، با لحاظ نمودن اثر عدم قطعیت توسط مدل‌سازی عددی دیوارهای برشی بنائی انجام شده است. در ابتدا در این تحقیق، مقاومت برشی نمونه‌های دیوار بنائی در شش حالت از نظر تاثیر قیودات جانبی ناشی از مولفه‌های دیوارهای جانبی و سقف، و نیز چهار حالت مختلف نسبت ابعادی ارتفاع به طول (جمعاً ۲۴ مدل)، با ضخامت ثابت و نیز تحت بارگذاری پیش‌فشار ثابت برای تمامی نمونه‌ها، بصورت عددی مورد مطالعه قرار گرفتند. سپس، بررسی اثر عدم قطعیت با اعمال تغییرات تصادفی بر روی دو پارامتر مدول الاستیسیته و ضخامت برای هر یک از ۲۴ مدل دیوارهای برشی، با انجام سی تحلیل برای هر دیوار، (جمعاً ۷۲۰ تحلیل) صورت پذیرفت. در نهایت، مقدار ضریب ایمنی جزئی مصالح γ_M برای هر مدل دیوار از تقسیم ظرفیت برشی دیوار اولیه بر ظرفیت‌های برشی اصلاح‌شده حاصل از تحلیل عدم قطعیت بدست آمد. نتایج بدست‌آمده در این پژوهش را می‌توان به صورت زیر خلاصه نمود:

- ۱- محدوده ضریب ایمنی جزئی مصالح γ_M برای مشخصات مکانیکی مصالح بنایی تاریخی ایرانی در یک دیوار برشی بنائی با توجه به میزان محصورشدگی بر اثر وجود قیودات جانبی و نیز نسبت‌های ابعادی مختلف آن، در بازه ۱/۱ تا ۱/۸ حاصل گردید.
- ۲- مطابق نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی نمونه‌ها به ازای نسبت‌های ابعادی متفاوت، افزایش قیودات جانبی باعث افزایش ظرفیت باربری دیوار برشی بنائی و کاهش مقدار عددی ضریب ایمنی جزئی γ_M گردید. همچنین، با افزایش قیودات جانبی دیوار، پراکندگی و میزان تغییرات در مقدار عددی γ_M به ازای نسبت‌های مختلف ابعادی دیوار کاهش یافت.
- ۳- مقاومت برشی دیوار بنائی با افزایش نسبت ارتفاع به طول، کاهش و متناظراً مقدار ضریب جزئی γ_M تحت این شرایط افزایش یافته است.
- ۴- وجود سقف باعث محصورشدگی و افزایش ظرفیت برشی بیشتری در دیوارهای برشی بنایی در مقایسه با وجود یک دیوار قائم جانبی (تنها در یک طرف آن) شده‌است و مقدار ضریب جزئی γ_M آن نیز در مقایسه کمتر می‌باشد.
- ۵- تغییر در سختی برشی اولیه دیوارهای برشی در حالات مختلف از قیودات جانبی اعمال، اندک بوده؛ در حالیکه تغییر در سختی برشی در دیوارهای با قیودات جانبی یکسان، با تغییر در نسبت ابعادی آن قابل‌ملاحظه می‌باشد.

در خاتمه، هر چند که نتایج حاصل از تحلیل‌های عددی دارای تقریب و خطا می‌باشد و در این خصوص نیاز به آزمایشات دقیق آزمایشگاهی می‌باشد، لکن ضریب ایمنی جزئی γ_M بدست آمده از این تحقیق، می‌تواند توسط مراجع مربوطه به عنوان یک مبنا برای معرفی یک شاخص مناسب در ارزیابی ظرفیت دیوارهای برشی بناهای تاریخی ایران مورد نظر قرار گیرد.

مراجع

- [1] Calderini, C., Cattari, S., Lagomarsino, S. J. E. E. and Dynamics, S. (2009). In-plane strength of unreinforced masonry piers. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 38(2), 243-267.
- [2] Moon, F. L. (2003). Seismic strengthening of low-rise unreinforced masonry structures with flexible diaphragms. Ph.D. thesis. Georgia Institute of Technology.
- [3] Magenes, G. and Calvi, G. M. J. (1997). In-plane seismic response of brick masonry walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 26(11), 1091-1112.
- [4] Tomazevic, M. (1999). Earthquake-resistant design of masonry buildings. London: Imperial College Press World Scientific, 268.
- [5] Parisi, F. (2010). Non-linear seismic analysis of masonry buildings. Ph.D Thesis, University of Naples Federico II.
- [6] Ghanem, R. G. J. (2009). Uncertainty quantification in computational and prediction science. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 80(6-7), 671-672.
- [7] Lourenco, P. (1996). Computational strategies for masonry structures. Ph.D. thesis. Delft University.
- [8] Ghanem, R., Higdon, D. and Owhadi, H. (2017). Handbook of uncertainty quantification. 6. Springer, 2053.
- [9] Bernhard, R., Milner, F. and Rabbiolo, G. J. (2001). Vibrations of a beam and related statistical properties. *Mathematical and Computer Modelling*, 34(5-6), 657-675.
- [10] Mulani, S. B. (2006). Uncertainty quantification in dynamic problems with large uncertainties. Ph.D. thesis. Virginia Tech.
- [11] Hwang, H. J. (1998). Identification techniques of structure connection parameters using frequency response functions. *Journal of Sound and Vibration*, 212(3), 469-479.
- [12] Neumaier, A. (1990). Interval methods for systems of equations. 37. Cambridge: Cambridge University press.
- [13] Ayyub, B. M. and White, G. J. (1987). Reliability-conditioned partial safety factors. *Journal of Structural Engineering*. 113(2), 279-294.
- [14] Béton, C. E.-i. d. (1993). CEB bulletin. London: Telford, 460.
- [15] Béton, C. e.-i. d. (1993). CEB-FIP model code 1990: Design code. London: Telford, 437.
- [16] Standard, B. (2005). Eurocode 6 (Design of masonry structures). London: British Standard Institution, 123.
- [17] Castro, P. M., Delgado, R. M. and deSá, J. M. C. (2005). A partial factors methodology for structural safety assessment in non-linear analysis. *Computers and Concrete*, 2(1), 31-53.
- [18] Basic Analysis Guide for ANSYS 14. (2011). New York, SAS IP Inc.
- [19] Iranian national building regulations (2014). Design Loads for Buildings (in Farsi), Tehran, Ministry of Roads and Urban Development.
- [20] Fanning, P. J. and Boothby, T. E. J. (2001). Three-dimensional modelling and full-scale testing of stone arch bridges. *Computers and Structures*, 79(29-30), 2645-2662.
- [21] Laurencu, P., Rots, J. G. and Blaauwendraad, J. J. (1995). Two approaches for the analysis of masonry structures: micro and macro modeling. *HERON*, [online] 40 (4), Available at: <http://resolver.tudelft.nl/uuid:c39b29ab-3c75-47db-9cb5-bf2b1c678f1f> [Accessed 01. 01. 1995].
- [22] Lourenco, P. B., Milani, G., Tralli, A. and Zucchini, A. J. (2007). Analysis of masonry structures: review of and recent trends in homogenization techniques. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 34(11), 1443-1457.

- [23] Joint Committee on Structural Safety. (2001). Probabilistic model code. Technical University of Denmark
- [24] Hejazi, M. M. and Saradj, F. M. (2014). Persian architectural heritage: Structure. Boston: WIT Press, 188.
- [25] Drysdale, R. G., Hamid, A. A. and Heidebrecht, A. C. (1979). Tensile strength of concrete masonry. Journal of Structural Division, ASCE, 105(7), 1261-1276.
- [26] Binda, L., Fontana, A. and Frigerio, G. (1988). Mechanical behaviour of brick masonries derived from unit and mortar characteristics. Proc. of the eighth Int. Brick and Block Masonry Conf. London: Elsevier Applied Science, 205-216.
- [27] Korany, Y. and EL-Haggar, S. J. (2003). Mechanics and modeling of URM structures. Proc. International short course on architectural structural design of masonry, Dresden: Dresden University of Technology.
- [28] Willam, K. J. and Warnke, E. P. (1975). Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete. Proc. of the Int. Assoc. for Bridge and Struct. Eng, 19, 1-30.
- [29] Chen, W. F. and Han, D.-J. (2007). Plasticity for structural engineers. New York: J. Ross Publishing, 606.
- [30] Betti, M., Orlando, M. and Vignoli, A. (2011). Static behaviour of an Italian Medieval Castle: Damage assessment by numerical modelling. Computers and Structures, 89(21-22), 1956-1970.
- [31] Betti, M. and Vignoli, A. (2008). Modelling and analysis of a Romanesque church under earthquake loading: Assessment of seismic resistance. Engineering Structures, 30(2), 352-367.
- [32] Pineda Palomo, P., Gil Marti, M. A. and Robador González, M. D. (2011). Seismic damage propagation prediction in ancient masonry structures: an application in the non-linear range via numerical models. Open Construction Building Technology Journal, 16(5), 71-79.
- [33] Zhai, X. and Stewart, M. (2009). Structural reliability of reinforced concrete block masonry walls in concentric compression. Journal of Structural Engineering, 32(1), 106-114.
- [34] Araújo, A. S. F. F. (2014). Modelling of the seismic performance of connections and walls in ancient masonry buildings. Ph.D. thesis. University of Minho.