

رفتار غیرخطی المان اتصالی بنایی در برش و اعتبارسنجی آن

ایمان صالحی دلارستانی^۱، مسعود سلطانی محمدی^{۲*}، عباسعلی تسنیمی^۳

۱- کارشناس ارشد سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس
۲- استادیار گروه زلزله، بخش مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس
۳- استاد گروه سازه، بخش مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس

*تهران، صندوق پستی ۱۴۳-۱۴۱۱۵

msoltani@modares.ac.ir

(دریافت مقاله: آبان ۱۳۸۵، پذیرش مقاله: فروردین ۱۳۸۶)

چکیده- بخش اول این مقاله به توسعه مدل غیرخطی المان اتصالی بنایی در برش اختصاص دارد که برای بار یکنوای درون صفحه‌ای، در مدل ناهمگن ساده‌سازی شده تنظیم شده است. بدین ترتیب که با اتکا بر پایه تحلیلی مدل چگالی اتصالی (مخصوص انتقال برش از سطوح ترک خورده بتنی)، ضرایب اصلاحی معرفی و در برنامه‌ای غیرخطی پیاده‌سازی می‌شود. مدل رفتاری المان اتصالی بر پایه یک منحنی تنش-جابجایی برشی به دست آمده از ریزآزمایش برشی اصلاح می‌شود و سپس این فرایند در مقایسه با ضرایب مور-کولمب متناظر با تنش بیشینه و پسماند نتایج ریزآزمایش برشی، اعتبارسنجی می‌شود. در بخش انتهایی نتایج آزمایشگاهی دیواری برشی با سه رویکرد شبیه‌سازی می‌شود. رویکرد اول، مدلی با رفتار همگن و همسانگرد و غیرخطی قبل از ترک خوردن است که در آن پس از ترک خوردگی، از روش ترک پخشی ثابت استفاده می‌شود. رویکرد دوم، مشابه رویکرد اول است با این تفاوت که در چند لایه فرضی، المان اتصالی تعبیه می‌شود و در رویکرد سوم، ملات بستر و درز قائم در سراسر دیوار با المان اتصالی مدلسازی می‌شود (مدل ناهمگن ساده شده). مدل‌های رفتاری المان اتصالی در رویکرد دوم و سوم به روش پیش‌گفته اصلاح شده و پارامترهای المان همگن در هر سه رویکرد با اتکا بر نتایج آزمایشگاهی بر روی صفحه‌های بنایی به دست می‌آید. دقت مدل رفتاری المان اتصالی و رویکردهای تحلیلی یاد شده مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد.

کلید واژگان: بنایی، المان اتصالی، برش، مدل ناهمگن، مدل همگن.

۱- مقدمه

سازه بنایی ماده‌ای است مرکب که از دو جزء تشکیل شده: واحد بنایی^۱ (آجر، بلوک و ...) و ملات^۲ که بلوکها را به یکدیگر متصل می‌کند. همچنین گاهی مشخصات اتصال ملات - بلوک از خواص ملات متمایز می‌شود. به دلیل متفاوت بودن مشخصات این دو یا این سه، سازه بنایی سازه‌ای ناهمگن است.

در تقسیم‌بندی کلی، مدل‌های بنایی به دو دسته تقسیم می‌شوند: (۱) ناهمگن^۳؛ (۲) همگن^۴. مدل‌های تحلیلی ناهمگن، در تقسیم‌بندی کلی به سه دسته تقسیم می‌شوند: (۱) ریز-مدل بدون المان اتصالی؛ (۲) ریز-مدل پرجزئیات^۵؛ (۳) ریز-مدل ساده شده^۶ (شکل ۱) [۱].

3. Non-Homogonous/Heterogonous
4. Homogonous
5. Detailed Micro-Model
6. Simplified Micro-Model

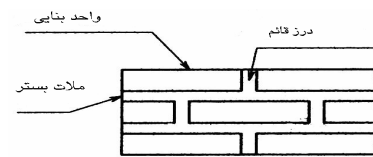
1. Unit Masonry
2. Mortar

به طور کلی المان اتصالی یا تماسی^۳ در جایی استفاده می شود که احتمال ایجاد ترک وجود دارد. به بیان دیگر با این المان، تغییر مکانهای ناپیوسته ناشی از ترک خوردگی^۴ مدلسازی می شود. یعنی لغزش^۵ یا همان تغییر مکان ناپیوسته مماسی (u_s) و جدایش^۶ یا همان تغییر مکان ناپیوسته قائم با علامت مثبت ($Un \geq 0$) مدلسازی می شود. همچنین بسته شدگی^۷ المان اتصالی که به ویژه در مدلسازی بارهای لرزه ای اهمیت دارد، با مقدار منفی u_n مدلسازی می شود. در این المان صرفاً دو تنش می تواند وجود داشته باشد: (۱) σ ، تنش قائم؛ (۲) τ ، تنش برشی.

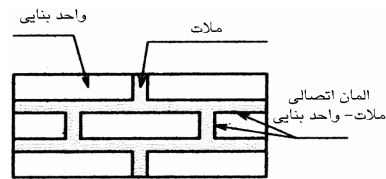
المان اتصالی اولین بار در حوزه مکانیک بتن توسط نگو و همکاران (۱۹۶۷) و در حوزه مکانیک سنگ توسط گودمن و همکاران (۱۹۶۸) ارائه شد که دومی شناخته شده تر است [۲]. المان اتصالی برای مدلسازی لغزش صفحه ای توده ای از خاک شیب دار و مدلسازی سنگهای ناپیوسته^۸ و نیز در محل اتصال خاک بستر یا ستون به پی بتنی استفاده می شود [۲-۴].

ریزمدل پرجزئیات از نظر تئوری، دقیقترین نوع مدلسازی است، اما مقیاس کردن^۹ پارامترهای مدل با اطلاعات آزمایشگاهی به راحتی ممکن نیست. از سوی دیگر در ریزمدل پرجزئیات و نیز ریزمدل بدون المان اتصالی، به دلیل عدم تناسب ابعاد شبکه بندی المانهای مسطح بلوک بنایی و ملات پیرامونش، عموماً این دو به المانهای ریزتری تقسیم می شوند که البته حجم محاسبات کامپیوتری بسیار بالا خواهد رفت. به هر حال این دغدغه در مدل ناهمگن ساده سازی شده وجود ندارد. همچنین مرتبه ماتریس انتقال

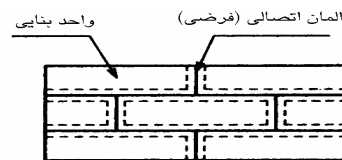
در ریزمدل بدون المان اتصالی، ملات که شامل ملات بستر (افقی)^۱ و درز قائم^۲ است و نیز واحد بنایی مدلسازی می شود. در ریزمدل پرجزئیات علاوه بر این، المان اتصالی که در فصل مشترک ملات و واحد بنایی قرار می گیرد، نیز مدلسازی می شود. در ریزمدل ساده شده، به جای مدلسازی ملات و المان اتصالی در مدل قبلی، المان فرضی اتصالی که معرف هر دو باشد، ارائه می شود. در این مدل با توجه به ضخامت صفر المان اتصالی و مدلسازی نشدن ملات، ابعاد واحد بنایی از دو طرف (در مدل دو بُعدی) گسترش می یابد [۱].



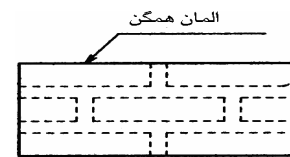
(الف)



(ب)



(ج)



(د)

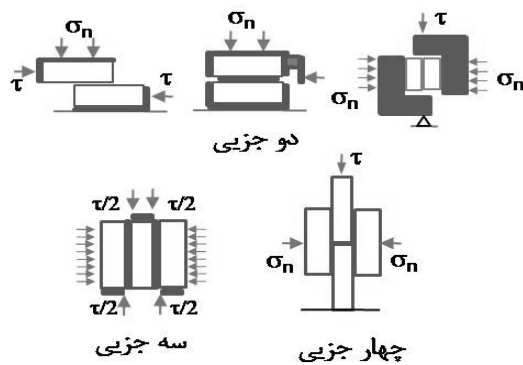
شکل ۱ مدل های بنایی، (الف) مدل ناهمگن بدون المان اتصالی؛

(ب) مدل پرجزئیات؛ (ج) مدل ساده شده؛ (د) همگن [۱]

1. Bed Joint
2. Head Joint

3. Joint Element /Element Interface/Contact Element
4. Cracking
5. Sliding/Slippage
6. Expansion
7. Contraction
8. Discontinuous Rocks
9. Calibration

بنایی متشکل از تعداد کمی بلوک و ملات، آزمایشهای برشی، کششی و فشاری موسوم به ریزآزمایش^۳ انجام می‌شود [۵]. بخش اول این مقاله به مقیاس کردن المان اتصالی با اتکا بر ریزآزمایش برشی اختصاص دارد.



شکل ۲ ریزآزمایشهای برشی [۶]

در شکل ۲ برخی از انواع آزمایش برشی مستقیم بر ملات افقی یا ریزآزمایش برشی دو جزیی، سه جزیی و چهار جزیی نشان داده شده است. جزئیات و تفاوت‌های آن را در [۵] می‌توان دید.

در بخش اول این مقاله آزمایش دو جزیی آنکینسون و همکاران [۷] شبیه‌سازی و اعتبارسنجی می‌شود.

مدلسازی رفتار سطح ترک خورده ملات - واحد بنایی یا مقیاس المان اتصالی در برش با تکیه بر پایه تحلیلی مدل چگالی اتصالی و انجام اصلاحاتی در مدل اصلی از طریق نرم‌افزار غیرخطی WCOMD-SJ V 7.2 انجام شده است.

در بخش انتهایی، دیوارهای برشی آزمایش گنز و تورلیمان (۱۹۸۴)^۴ (برگرفته از [۳]) با اتکا به نتایج ریزآزمایشها و آزمایش بر روی صفحه‌های کوچک بنایی [۳]، با سه رویکرد

کرنش (یا کرنش تعمیم یافته) به تنش در المان مسطح، سه و در المان اتصالی، دو است. بنابراین در مدلسازی ناهمگن، ریز مدل ساده شده کاربرد بیشتری یافته است.

مدلسازی ناهمگن، ابزاری با ارزش برای روشن شدن رفتار بنایی به حساب می‌آید. با وجود این در برابر دقت مدلسازی ناهمگن، مدلسازی همگن (شکل ۱-د) روشی عملی‌تر است. در هر مدل همگن، رفتار مرکب بنایی بر حسب تنش متوسط و کرنش متوسط بیان شده و شبکه‌بندی المان محدودی مشروط به آرایش بلوک و ملات نیست. از این رو زمان مدلسازی، حجم اطلاعات ذخیره شده و حجم محاسبات نسبت به مدل ناهمگن کاهش می‌یابد. همچنین تفسیر نتایج خروجی ساده‌تر است. مدل همگن را به دو روش می‌توان استخراج کرد: (۱) با اتکا بر نتایج آزمایشگاهی بر روی صفحات بنایی؛ (۲) فرایند همگن‌سازی^۲.

در مدلسازی همگن (به‌ویژه روش اول) همیشه مقداری تقریب وجود دارد، زیرا نمی‌تواند سازوکارهای متفاوت گسیختگی بنایی مانند ترک خوردگی و لغزش در ملات‌ها و ترک خوردگی در واحدها و خردشدگی را توصیف کند بلکه آنها را در محیطی پیوسته پخش می‌کند [۳].

برش، مد غالب گسیختگی در بسیاری از سازه‌های بنایی است که در معرض بارهای جانبی مانند زلزله یا باد قرار می‌گیرند. بنابراین در تحلیل سازه‌های بنایی، مدلسازی برش نقش مهمی را ایفا می‌کند.

بسته به خواسته مدل ناهمگن تحلیلی (هر سه نوع)، آزمایشهای ویژه فشاری و کششی بر روی بلوک بنایی یا بر روی تعدادی بلوک بنایی به هم چسبیده و نیز بر روی ملات انجام می‌شود و علاوه بر آن، بر نمونه‌های کوچک

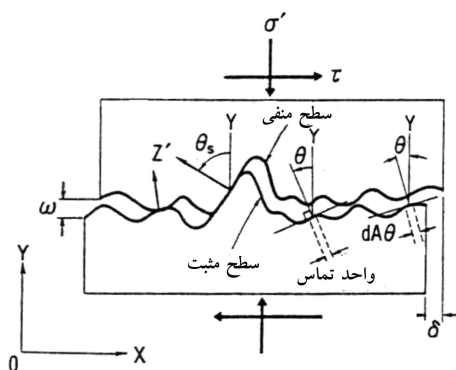
3. Micro-Experiment
4. Ganz and Thurlimann (1984)

1. Masonry Panel
2. Homogenisation /Homogenization

به منظور تعیین کمی شیب واحدهای تماس واقع بر سطوح کلی ترک، تابع چگالی اتصالی احتمال $(\Omega(\theta))$ ارائه می‌شود $(\int_{-\pi/2}^{\pi/2} \Omega(\theta) d\theta = 1)$ [۴].

اگر برای دو سطح مثبت و منفی در شکل ۳، تابع چگالی اتصالی یکسان فرض شود، به جای تمرکز بر این دو سطح کلی می‌توان فقط بر یکی از سطوح متمرکز شد؛ زیرا از نظر هندسی اتصال دو واحد تماس، فقط در حالتی ممکن است که شیب تماس آن دو یکی باشد [۴].

از نظر آزمایشگاهی، تعیین $\Omega(\theta)$ برای ترک واقعی که در واقع پوشی سه‌بُعدی است، بسیار مشکل است؛ به دلیل ساده‌سازی در آزمایشگاه، این پوش سه‌بُعدی بر صفحاتی تصویر می‌شود. این منحنی دو بُعدی با بررسی میکروسکوپی یک سطح ترک برداشت می‌شود شکل ۴ و در نهایت به نمودار میله‌ای چگالی اتصالی یا منحنی هموار شده آن شکل ۵ تبدیل می‌شود. در شکل ۵ دیده می‌شود که هر یک از سطوح ترک برداشت شده، $\Omega(\theta)$ متفاوتی را ارائه می‌دهد اما $\Omega(\theta)$ تفاوت معناداری با تغییر G_{max} (بیشینه اندازه سنگدانه) نشان نمی‌دهد. همچنین فرض می‌شود $\Omega(\theta)$ در طول بارگذاری تغییر نمی‌کند [۴].



شکل ۳ واحد تماس و سایر تعاریف [۴]

(سه سطح دقت) مدل‌سازی می‌شود که در رویکرد دوم و سوم از مدل توسعه یافته المان اتصالی در برش استفاده شده است.

به عنوان معیاری کمی، منحنی نیروی برشی - جابه‌جایی برشی و به عنوان معیار کیفی، توزیع ترک پخش (الگوی ترک خوردگی) و شکل تغییر شکل یافته دیوار بررسی می‌شود.

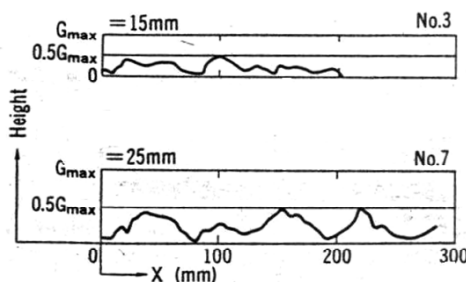
۲- مدل چگالی اتصالی برای انتقال برش از بتن ترک خورده و ضرایب اصلاحی برای بنایی

تقریباً بسیاری از مدل‌های انتقال برش از سطوح ترک خورده بر همخوان کردن مدل با نتایج آزمایشگاهی استوار است که به شدت به شرایط آزمایشگاهی وابسته است. لذا بسیار دشوار است که بتوان بدون پی‌ریزی پایه‌ای مفهومی و نیز بدون رویکردی نزدیک به سازوکار واقعی سطح میکروسکوپی ترک، مدل یکپارچه‌ای را ارائه کرد. با چنین پیش زمینه‌ای لی و همکاران (۱۹۸۹)^۱ مدل چگالی اتصالی را برای بتن ارائه کردند [۴].

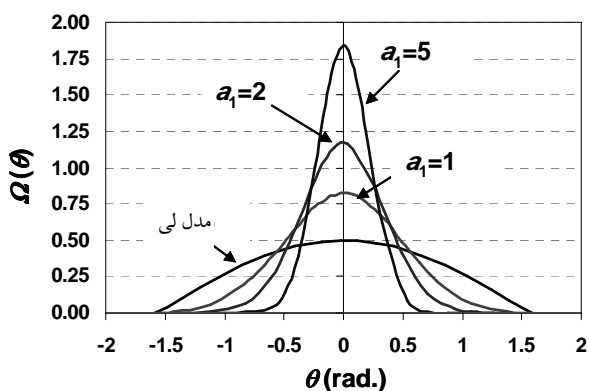
تابع چگالی اتصالی^۲: سطح ترک در حالت کلی سطحی با برآمدگیها و فرورفتگیهای (زبری^۳) بسیار ریز و پیچیده است. در مدل لی این زبری پیچیده به قطعات بینهایت کوچکی موسوم به واحد تماس^۴ تقسیم می‌شود که شیبی برابر با θ دارد یا به بیان دقیقتر، شیب واحدهای تماس در بازه $(\theta, \theta + d\theta)$ قرار دارد (شکل ۳). یعنی واحدهای تماس فقط با شیبشان از یکدیگر متمایز می‌شوند بدون آن‌که به مکان آنها در سطح ترک توجه شود. دامنه θ ، بازه $(-\pi/2, \pi/2)$ است [۴].

1. Li, et al. (1989)
2. Contact Density Function
3. Asperity
4. Contact Unit

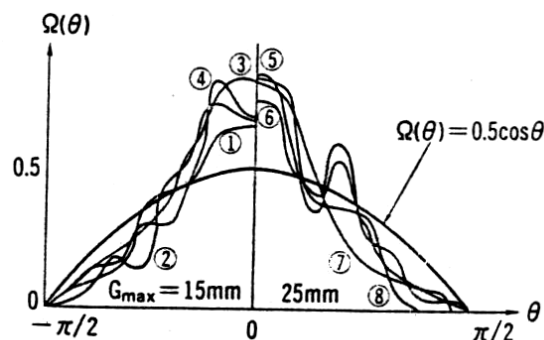
رابطه (۲) به راحتی استنتاج می شود. مطابق شکل ۶، با اضافه شدن ضریب زبری، وزن سطوح افقی بیشتر می شود. در سطوح ترک خورده ملات - بلوک بنایی از نظر فیزیکی انتظار داریم که وزن سطوح افقی بیشتر باشد یا این سطوح در مقایسه با سطوح ترک خورده بتنی، سطوح صافتری باشند. این انتظار با تعریف ضریب زبری می تواند عملی شده و در ادامه اعتبارسنجی شود.



شکل ۴ هندسه منحنی دو بُعدی ترک [۴]



شکل ۶ تعدادی از توابع فرضی $\Omega(\theta)$



شکل ۵ منحنیهای آزمایشگاهی $\Omega(\theta)$ و مدل لی [۴]

نسبت مؤثر سطح تماس^۱ به کل سطح تماس (K): واضح است که اگر عرض ترک (ω)، بزرگتر از بیشینه زبری باشد، هیچ تماسی نمی تواند اتفاق بیفتد. مفهوم K یا نسبت مؤثر سطح تماس به کل سطح تماس براساس این ایده مطرح می شود که با بزرگتر شدن عرض ترک، میزان تماس کاهش می یابد رابطه (۴) [۴].

$$K = 1 - \exp(-0.5 \times G_{max} / \omega) \quad (4)$$

برای ملات و بتنهایی که سنگدانه های بسیار ریزی دارند و نیز بتنهایی با مقاومت بالا، G_{max} در رابطه (۴) برابر cm

لی، رابطه (۱) و با جادهم، رابطه (۲) را برای $\Omega(\theta)$ پیشنهاد کرده که دومی نسبت به اولی تطابق بیشتری با ۸ نمودار نشان داده شده در شکل ۵ دارد [۴، ۸].

$$\Omega(\theta) = 0.5 \cos(\theta) \quad (1)$$

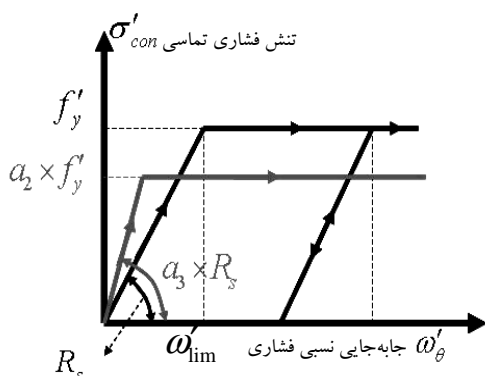
$$\Omega(\theta) = 0.18 \times (21)^{0.5} \times \exp(-21(\theta/\pi)^2) \quad (2)$$

پیش فرض نرم افزار WCOMD، رابطه (۲) است. در این تحقیق برای مدل سازی المان اتصالی ملات - واحد بنایی رابطه (۳) پیشنهاد شده است.

$$\Omega(\theta) = 0.18 \times (21a_1)^{0.5} \times \exp(-21a_1(\theta/\pi)^2) \quad (3)$$

ضریب a_1 یا ضریب زبری، بسته به هر نمونه برشی می تواند متفاوت باشد. به ازای $a_1 = 1$ در رابطه (۳)،

1. Effective Ratio of Contact Area



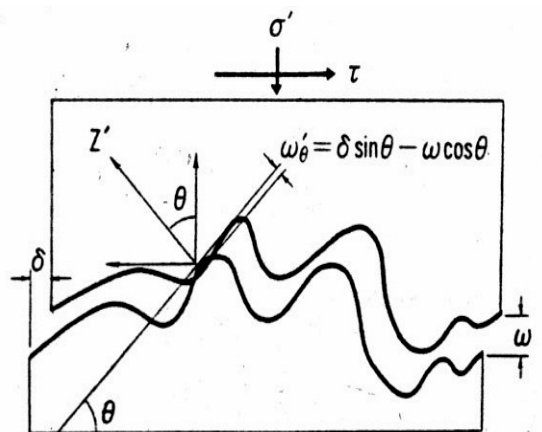
شکل ۸ منحنی $\sigma'_{con} - \omega'_{\theta}$ و ضرایب اصلاحی a_3 و a_4

در باربرداری، تنش فشاری تماسی می تواند تا مقدار صفر کاهش یابد. در این صورت مقدار ω'_{θ} با $\omega'_{\theta p}$ (جابجایی تماسی پلاستیک) برابر می شود. در منحنی $\sigma'_{con} - \omega'_{\theta}$ ، از طریق بیشینه ω'_{θ} که آن واحد تماس در تاریخچه بارگذاری تجربه کرده یا همان ω'_{max} ، تاریخچه بارگذاری به $\omega'_{\theta p}$ گره می خورد و در هنگام بارگذاری مجدد، تنش فشاری تماسی با همان شیب بارگذاری اولیه (R_s) افزایش می یابد [۴].

در هر واحد تماس تابعی از شش متغیر θ ، ω ، δ ، ω'_{max} ، R_s و f'_y است. از آنجاکه دو پارامتر f'_y و R_s بازتاب مشخصات مواد در سطح ترک است، در این تحقیق برای مدلسازی سطح ترک خورده واحد بنایی - ملات، f'_y و R_s به ترتیب به $a_2 \times f'_y$ و $a_3 \times R_s$ اصلاح می شود (شکل ۸). از نظر فیزیکی انتظار می رود که با توجه به اتصال ضعیفتر واحد بنایی - ملات، ضریب a_4 کوچکتر از یک باشد و با توجه به مدول ارتجاعی بزرگتر واحد بنایی نسبت به ملات، ضریب سختی بزرگتر از یک کاملاً معنادار است.

با اتکا به مفاهیم یاد شده، نیروی فشاری تماسی (Z') در هر واحد تماسی از رابطه (۶) محاسبه می شود (شکل ۷).

۰/۶ فرض می شود [۷]. در مدل پیشنهادی با اصلاح G_{max} به $a_4 \times G_{max}$ ، امکان اصلاح پارامتر K وجود دارد. مدل الاستوپلاستیک برای تنش تماسی^۱: در مدل لی به منظور ساده سازی فرض می شود که تنش تماسی (σ'_{con}) فقط مؤلفه فشاری دارد یعنی هیچ گونه مؤلفه ای در امتداد واحد تماس ندارد و نیز تنش فشاری فقط تابع جابه جایی نسبی عمود بر واحد تماس (ω'_{θ}) است. ω'_{θ} ، با توجه به میزان ω و δ و نیز چرخش سیستم مختصات عمومی به سیستم مختصات محلی به دست می آید (شکل ۷) [۴].



شکل ۷ تنش و جابه جایی فشاری اعمال شده بر هر واحد تماس [۴]

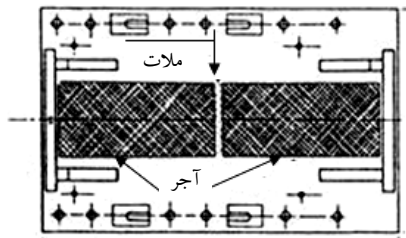
فرض می شود که منحنی $\sigma'_{con} - \omega'_{\theta}$ به طور ارتجاعی - کاملاً خمیری رفتار می کند شکل ۸. حد ارتجاعی ω'_{θ} (ω'_{lim}) و مقاومت تسلیم تماسی (f'_y) با سازگار کردن نتایج آزمایشگاهی با نتیجه تحلیلی به دست آمده است رابطه (۵) [۴].

$$\omega'_{lim} = 0.04mm, f'_y = 13/\sqrt{f'_c} (MPa), R_s = f'_y / \omega'_{lim} \quad (5)$$

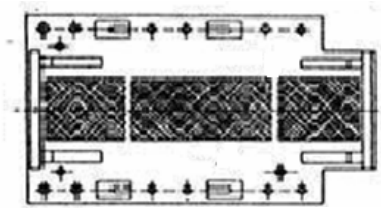
(مقاومت فشاری تک محوره بتن: f'_c)

1. Elasto-Plastic Model for Contact Stress

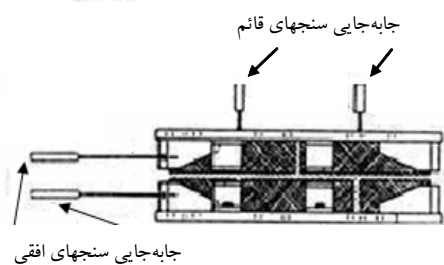
همراه با ملات افقی، نمونه‌ای بنایی با پیوند راسته^۱ را می‌سازند (شکل ۹). مجموعه سوم، نمونه بنایی بیرون آورده شده از دیواری واقعی است. آجرها به دو قالب نگهدارنده نمونه^۲ با چسبی قوی چسبانده می‌شوند سپس ملات افقی، اجرا می‌شود و دو نمونه بالا و پایین را به یکدیگر متصل می‌کند [۷].



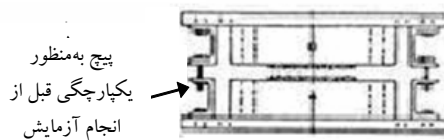
(الف)



(ب)



(ج)



(د)

شکل ۹ نمونه بنایی و نگهدارنده‌های آن، (الف) پلان قالب نگهدارنده جزء بالایی، (ب) پلان قالب نگهدارنده جزء پایینی، (ج) نمای کناری، (د) نمای روبرو [۷]

$$Z' = K \times \sigma'_{con} \times dA_{\theta} \Rightarrow Z' = K (\omega, G_{max}) \times \sigma'_{con} (\theta, \omega, \delta, \omega'_{max}, R_s, f'_y) \times A_t \times \Omega(\theta) \times d\theta \quad (6)$$

در رابطه (۶) برای تعیین مساحت واحد تماس با زاویه θ یا همان dA_{θ} ، مفهوم A_t معرفی می‌شود. در دامنه θ ، تصویر dA_{θ} بر صفحه افقی ترک که $dA_{\theta} \times \cos(\theta)$ است، واحد فرض می‌شود و بدین ترتیب A_t به دست می‌آید (۷) [۴].

$$dA_{\theta} = A_t \times \Omega(\theta) \times d\theta, \int_{-\pi/2}^{\pi/2} dA_{\theta} \times \cos(\theta) \cdot d\theta = 1$$

$$\Rightarrow A_t = \left(\int_{-\pi/2}^{\pi/2} \Omega(\theta) \times \cos(\theta) \cdot d\theta \right)^{-1} \quad (7)$$

مؤلفه برشی و قائم Z' به ترتیب $Z' \times \sin(\theta)$ و $Z' \times \cos(\theta)$ است که با انتگرالگیری در دامنه θ تنش برشی خارجی (τ) و تنش فشاری خارجی (σ) متعادل می‌شود [۴].

علاوه بر چهار ضریب اصلاحی معرفی شده، f_t و f'_c نیز می‌تواند اصلاح شود زیرا f_t و f'_c عموماً با آزمایش بر روی نمونه‌های مجزا به دست آمده‌اند که باتوجه به شرایط متفاوت عمل‌آوری ملات در تماس با واحد بنایی و نیز نوع اتصال ضعیفتر ملات به واحد بنایی می‌تواند به مقادیر متفاوتی منجر شود. مقدار f_t با توجه به تأثیر بر شرایط ترک‌خوردگی، در رفتار المان اتصالی قبل از ترک‌خوردگی مؤثر است.

۳- ریز آزمایش برشی آتکینسون و همکاران

شرح این آزمایش از این نظر مهم است که مبنایی برای اصلاح مدل رفتاری المان اتصالی و اعتبارسنجی آن است. در [۷] سه مجموعه بنایی آزمایش می‌شود. مجموعه اول از ملات و آجر قدیمی و مجموعه دوم از ملات و آجر جدیدتر ساخته شده است و دو جزء بالا و پایین

1. Running Bond Masonry Specimen
2. Specimen-Holder Platen

جدول ۱ متوسط نتایج آزمایشهای عمومی بر ملات و آجر [۷]

نوع آزمایش	مجموعه اول (تعداد آزمایش)	
	ملات	آجر
مقاومت فشاری یک‌بُعدی (MPa)	۴/۳۹(۹)	۳۳/۱۰(۴)
مقاومت کششی برزلی ملات/ مقاومت شکافتن آجر (MPa)	۰/۷۶(۵)	۳/۴۵(۵)
مدول ارتجاعی (MPa)	۱۰/۵۰(۸)	۸۷۹۶(۴)
ضریب پواسون	۰/۰۶(۵)	۰/۱۶(۴)

۴- مدلسازی ریز آزمایش برشی و فرضیات

الف) رویکرد غیرخطی: برای به دست آوردن معادلات ساختاری^۲ (رابطه بین تنش و کرنش) در حالت غیرخطی به دو روش می‌توان اشاره کرد: (۱) به‌طور غیرمستقیم با نظریه خمیری؛ (۲) به‌طور مستقیم از طریق روابط آزمایشگاهی تنش - کرنش.

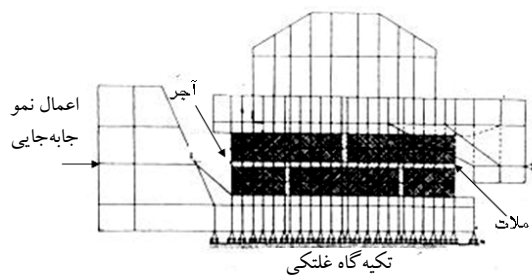
مدلسازی معادله ساختاری المان اتصالی در محدوده برشی با نظریه خمیری، منوط به تعیین سطح تسلیم گسیختگی، قوانین نرم‌شدگی و قوانین جریان غیروابسته است (به‌عنوان نمونه [۲]). رویکرد دوم که در این مقاله بدان توجه می‌شود، رویکردی اساسی‌تر است؛ بدین معنا که از منحنی تنش برشی - جابه‌جایی برشی، سطح تسلیم به دست می‌آید. بدین منظور از نرم‌افزار غیرخطی WCOMD-SJ V 7.2 استفاده شده است. این برنامه برای شبیه‌سازی رفتار مکانیکی بتن مسلح در تعامل با بستر خاک مناسب است [۹]. با این حال با اعمال تغییراتی در برنامه، برای منظور این مقاله مهیا شده است.

ب) مدل ناهمگن ساده شده: مدل چگالی اتصالی هم در ایده ترک پخشی^۳ و هم در ایده ترک مجزا^۴ کاربرد

نخست، بار قائم با اضافه شدن گام به گام بار فشاری به نمونه‌ها اعمال می‌شود؛ یعنی کنترل شده با نیرو. سپس بار برشی با اضافه شدن گام به گام جابه‌جایی برشی اعمال می‌شود؛ یعنی کنترل شده با جابه‌جایی. در این حالت نیروی فشاری بدون تغییر باقی می‌ماند. توزیع تنش فشاری بر نمونه بنایی یکنواخت است و امتداد عکس‌العمل برشی از میانتر ملات افقی می‌گذرد. در طول آزمایش، قالب نگهدارنده جزء بالایی (نه فقط بالاترین قسمت آن) در برابر حرکت افقی مقید^۱ می‌شود؛ زیرا به صفحه تکیه‌گاهی بالایی پیچ شده و قالب نگهدارنده پایینی در برابر حرکت افقی آزاد است [۷].

آتکینسون و همکاران، مدل المان محدودی دو بُعدی را ایجاد کردند تا نشان دهند پیکربندی اختیار شده توزیع نسبتاً یکنواختی را در سراسر ملات ایجاد می‌کند. صرف‌نظر از کاربرد این مدلسازی عددی، شکل ۱۰ می‌تواند چگونگی اعمال جابه‌جایی برشی را به طرز واضحی نشان دهد و نیز می‌تواند چگونگی مدلسازی دقیق‌تر المان اتصالی را تا حدود زیادی روشن کند.

تنش یکنواخت قائم



شکل ۱۰ مدل المان محدود ریز آزمایش برشی [۷]

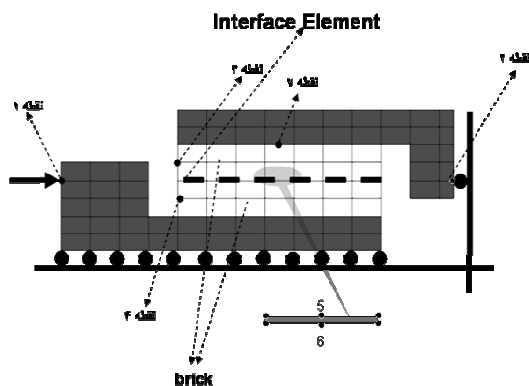
علاوه بر آزمایش برشی، آزمایشهای عمومی برای مشخص کردن خواص آجر و ملات انجام می‌شود (جدول ۱). مدول ارتجاعی و ضریب پواسون کمیتهای سکانتی هستند که در ۵۰٪ مقاومت نهایی فشاری غیرمحصور محاسبه شده‌اند.

2. Constitutive Equations
3. Smearred Crack
4. Discrete Crack

1. Restrain

ج) روش مدلسازی و فرضیات: مجموعه اول به دو روش مدلسازی می‌شود: (۱) مدل ساده‌تر؛ ob۱: (۲) مدل دقیقتر، ob۲. در هر دو مدل، آجر با المانی مسطح با رفتار تنش مسطح مدلسازی شده است. در تناسب با مدل ۸ گرهی آجر، المان اتصالاتی ۶ گرهی است.

در مدل ob۱، هر یک از دو جزء بنایی با یک المان مسطح آجر مدل شده که یک المان اتصالاتی بین این دو قرار گرفته است. در مدل ob۲ مانند شکل ۱۰ از مدلسازی نگهدارنده‌ها صرف نظر می‌شود و تجهیزات بارگذاری، فولادی فرض شده‌اند (شکل ۱۱). عرض و ارتفاع هر دو جزء به ترتیب به هفت و دو قسمت شبکه بندی می‌شود. متناسب با آن، هفت المان اتصالاتی بین جزء بالایی و پایینی قرار داده می‌شود.



شکل ۱۱ مدل ob۲

در هر دو مدل، از مدلسازی ملات قائم صرف نظر شده (فرض اول) و آجرها، ارتجاعی و خطی مدل می‌شوند (فرض دوم). در هر دو مدل بر طبق آزمایش، بارگذاری قائم به طور گام به گام بر گره‌های بالایی جزء بالایی وارد می‌شود و به علت آزاد بودن حرکت قائم نمونه دوجزیی،

دارد؛ اما این مدل با آزمایش بر سطوح مجزای ترک خورده بتن به دست آمده است. اگر المان اتصالاتی در سطح ترک خوردگی احتمالی قرار داده شود، این مبنا غیرفعال است تا اینکه شرایط ترک خوردگی ارضا شود. مدل چگالی اتصالاتی اساساً قصد مدلسازی ترک واقعی را دارد؛ یعنی قاعدتاً باید در مدل ناهمگن پر جزئیات کاربرد داشته باشد؛ اما به دو دلیل از ایده مدلسازی ناهمگن ساده سازی شده استفاده می‌شود.

دلیل اول: این شبیه سازی، حکم مقیاس کردن مدل اتصالاتی را دارد همچنان که در ادامه مقاله استفاده می‌شود. مدلسازی ملات با المانهای مسطح در مدل ناهمگن پر جزئیات، حجم محاسبات را بالا می‌برد [۵].

دلیل دوم: در مدل ناهمگن پر جزئیات، مدل رفتاری مربوط به المان مسطح ملات و نیز المان اتصالاتی باید به طور همزمان اصلاح شود که این موضوع مسأله را پیچیده تر می‌کند. مشخصات ملات در آزمایش برشی، در واقع میانگینی از مشخصات ملات و صفحه ضعیفتر اتصال ملات - واحد بنایی است و این دو تفکیک نشده‌اند. با وجود این در مدل ناهمگن پر جزئیات، اصلاح مدل رفتاری المان مسطح ملات اهمیت کمتری دارد زیرا بیشتر جابه جایی برشی در المان اتصالاتی اتفاق می‌افتد [۵]. یکی از معایب مدلسازی ناهمگن ساده شده بدین روش، این است که تحت فشار خالص نمی‌تواند تنش جانبی کششی ایجاد شده در واحد بنایی را مدلسازی کند. این پدیده به دلیل اختلاف مدول ارتجاعی ملات و واحد بنایی و مقید بودن واحد بنایی و ملات در محل تماس ایجاد می‌شود. البته با اصلاح مشخصات المان سطحی واحد بنایی این مشکل را می‌توان برطرف کرد. از آنجاکه هدف این مقاله مقیاس المان اتصالاتی در برش است، این موضوع می‌تواند ایده‌ای برای کارهای بعدی باشد.

به ویژه چهارم). (۳) در اصل مقاله [۷] هیچ تأکیدی بر مکان جابه‌جایی - سنج افقی بر روی هر یک از دو جزء نمی‌شود (توجیهی بر فرض چهارم). (۴) در مجموعه سوم، هیچ ملات قائمی وجود ندارد. هیچ تأکیدی به این تفاوت نمی‌شود و آزمایش انجام شده در هر سه مجموعه «آزمایش برشی بر ملات افقی» قلمداد شده است (توجیهی بر فرض اول).

۵- مقیاس المان اتصالی بنایی، مطالعه پارامتریک و بحث درباره نتایج

مدل base-ob₂ و base-ob₁ مدل‌های اولیه‌ای هستند که مشخصات المان اتصالی آنها منطبق بر مشخصات ملات در جدول ۱ است یعنی $f_t = 7/6, f_c' = 43/9$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و هیچ ضریب اصلاحی نیز بر آن اعمال نمی‌شود یعنی $a_1 = a_2 = a_3 = a_4 = 1$.

در شکل ۱۱ جابه‌جایی برشی و قائم واقعی المان اتصالی (u_n^0, u_s^0) و جابه‌جایی برشی و قائم ثابت شده در ریزآزمایش برشی (u_n, u_s) می‌تواند این‌گونه تعریف شود:

$$u_n^0 = u^{j(\varepsilon)}_n - u^{j(\nu)}_n, u_s^0 = u^{j(\varepsilon)}_s - u^{j(\nu)}_s$$

$$u_n = u^{j(\nu)}_n, u_s = u^{j(\varepsilon)}_s - u^{j(\nu)}_s$$

تفاوت جابه‌جایی آزمایشگاهی ملات با جابه‌جایی واقعی المان اتصالی از همان چند گام اول به شدت کاهش می‌یابد.

نمودار تنش برشی - جابه‌جایی برشی $(\tau - u_s)$ مهمترین نموداری است که در مقیاس المان اتصالی از آن استفاده می‌شود. با شرایطی که بر این مسأله حاکم است (مدلسازی نشدن بار دوره‌ای و منحصر شدن

همه گره‌ها به جز گره‌های تکیه‌گاهی پایینی در این راستا آزاد هستند.

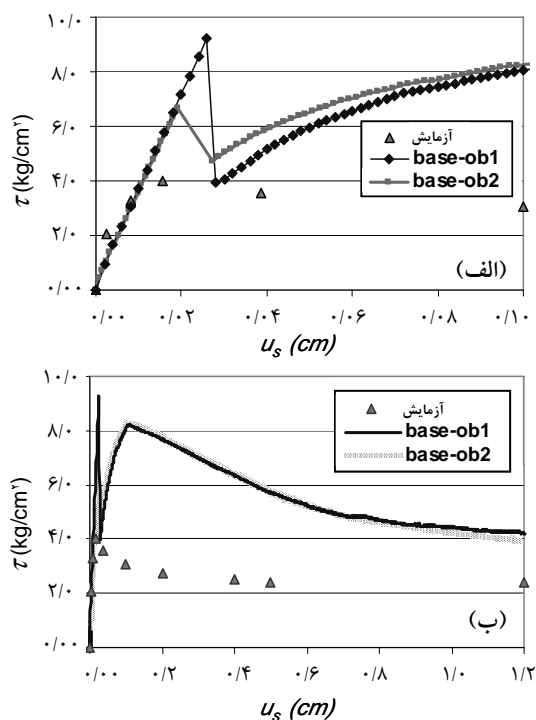
در مدل ob₂، تکیه‌گاهها به صورت واقعی مدل و نیروی برشی در تکیه‌گاهی جانبی تعیین می‌شود و در امتداد دیگر المان اتصالی، جابه‌جایی برشی با نمو برشی $cm 0/002$ اعمال می‌شود (شکل ۱۱).

در مدل ob₁، در بار قائم هیچ یک از گره‌ها، جابه‌جایی عرضی ندارند در نتیجه نیروی جانبی به گره‌های کناری وارد می‌شود (فرض سوم). این فرض، فرض دقیقی نیست.

همچنین در مدل ob₁، تمامی گره‌های جزء پایینی - از جمله گره‌های پایینی المان اتصالی - به‌طور یکسان جابه‌جایی برشی (در ششصد گام با نموهایی $cm 0/002$) می‌یابند و تمامی گره‌های جزء بالایی - از جمله گره‌های بالای المان اتصالی - در راستای برش همچنان مقید هستند (فرض چهارم). نیروی برشی با توجه به مجموع نیروی برشی ایجاد شده در این قیودها به دست می‌آید.

در مدل ob₁ با توجه به فرض سوم و چهارم، رفتار منحنی نیروی برشی - جابه‌جایی برشی تنظیم می‌شود یعنی فرض اول و دوم می‌تواند حذف شود و در مدل ob₁، ابعاد طولی المان اتصالی و ارتفاع آجر تأثیری بر نتایج منحنی برشی ندارد.

(د) **توجیه فرضها:** (۱) چندین برابر بودن مدول ارتجاعی و مقاومت فشاری و کششی آجرها نسبت به ملات توجیهی برای فرض چهارم و به ویژه فرض دوم است. (۲) در این آزمایش سطوح آجر به کناره‌های قالب نگهدارنده - علاوه بر بالا و پایین آن - چسبیده می‌شود و قالبهای نگهدارنده به صفحه‌های سخت‌کننده تکیه‌گاهی (توجیهی بر فرض سوم و



شکل ۱۲ منحنی $\tau - u_s$ به ازای $\sigma_n = 3/25 \text{ kgf/cm}^2$ در مدل 'base-ob1' و 'base-ob2' (الف) در جابه‌جایی‌های برشی کوچک، (ب) در جابه‌جایی‌های برشی بزرگ

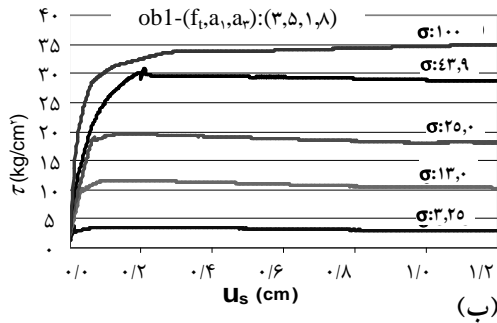
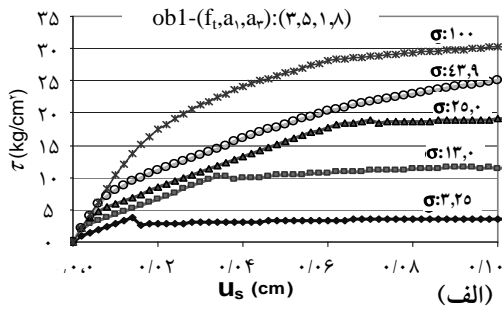
در هر دو مدل به علت بازشدگی ناگهانی المان اتصالی، تنش برشی کاهش چشمگیری می‌یابد. در مدل 'ob2' به علت مدلسازی دقیقتر این کاهش ناگهانی کمی تعدیل می‌شود. برطبق انتظار، جابه‌جایی برشی توأم با بازشدگی است. در این مدل در گامهای ابتدایی بارگذاری برشی، بسته‌شدگی ناشی از بارگذاری قائم از بین می‌رود و مدل به مرحله بازشدگی وارد می‌شود. سپس شیب منحنی $\tau - u_s$ کمی کوچکتر می‌شود. این پدیده در تنشهای فشاری بالاتر شکل ۱۴ کاملاً ملموس است.

اگر در هر دو مدل، ضریب سختی و زبری به ترتیب ۵ و ۱/۸ باشد و مقاومت کششی المان اتصالی در مدل 'ob1' و 'ob2' به ترتیب ۴ و ۳ کیلوگرم

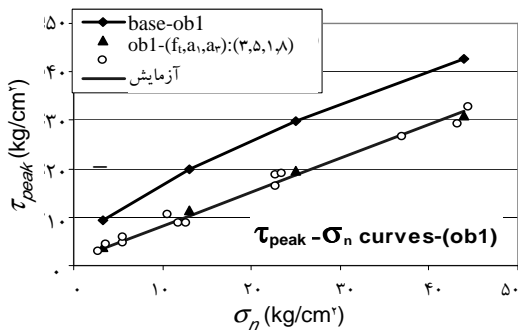
مقیاس در برش)، این امر فقط با یک نمودار دقیق برشی امکان‌پذیر است. فایده جانبی این مقیاس کردن، کاهش تعداد ریزآزمایشهای برشی انجام شده و به دنبال آن کاهش هزینه آزمایشگاهی است. البته نباید فراموش شود که به دلیل عدم قطعیت‌های آزمایشگاهی، برای دستیابی به یک نمودار دقیق برشی (در یک سطح تنش فشاری) باید چندین آزمایش انجام شود. برای اعتبارسنجی نتایج به دست آمده می‌توان از منحنی $\tau - u_s$ (در سطوح دیگر تنش فشاری)، ضرایب اصطکاک و چسبندگی متناظر با قانون مور-کولمب در تنش بیشینه ($C_p, tg\phi_p$) و همین ضرایب در تنش پسماند ($C_r, tg\phi_r$) و نیز منحنی $u_n - u_s$ استفاده کرد.

برای تعیین $C_p, tg\phi_p$ یا $C_r, tg\phi_r$ در مجموعه اول (با ضخامت ۱۳ میلی‌متری ملات)، ۱۴ ریزآزمایش برشی انجام شده است؛ اما فقط یک منحنی $\tau - u_s$ در یک تنش فشاری بسیار پایین ($\sigma_n = 3/25 \text{ kgf/cm}^2$) آورده شده است. در نتیجه مقیاس کردن اندکی غیردقیق بوده و مقادیر $C_p, tg\phi_p$ و $C_r, tg\phi_r$ عمده‌ترین معیار برای اعتبارسنجی این فرایند است.

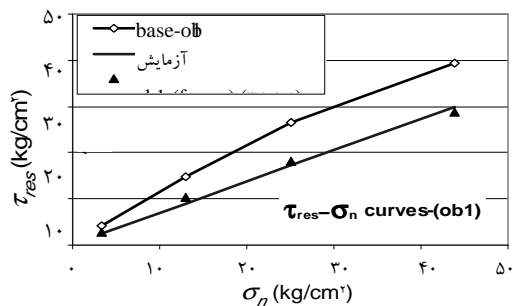
شکل ۱۲ نشان می‌دهد که مدل 'base-ob1' در مقایسه با مدل 'base-ob2' نتایج مشابهی دارد. البته محدوده مهم در نزدیکی بیشینه برش باید از این نتیجه‌گیری مستثنی شود. تفاوت رفتار در محدوده بیشینه موجب تغییر اندک در نتایج $C_p, tg\phi_p$ می‌شود اما نتایج $C_r, tg\phi_r$ تغییر نمی‌کند. البته در تنشهای فشاری بالاتر تقریباً هیچ تفاوتی بین این دو مدل دیده نمی‌شود. این مشابهت نشان می‌دهد که رفتار این المان اتصالی فارغ از شرایط مرزی، نتایج برشی را تنظیم می‌کند و فرضهای ضمنی مدل 'ob1' خطای زیادی ندارند.



شکل ۱۴ مدل ob1 مقیاس شده به ازای مقادیر متفاوت تنش فشاری، الف) در جابه‌جایی‌های برشی کوچک، ب) در جابه‌جایی‌های برشی بزرگ

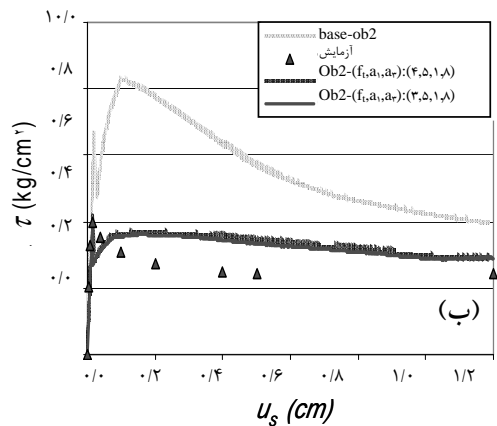
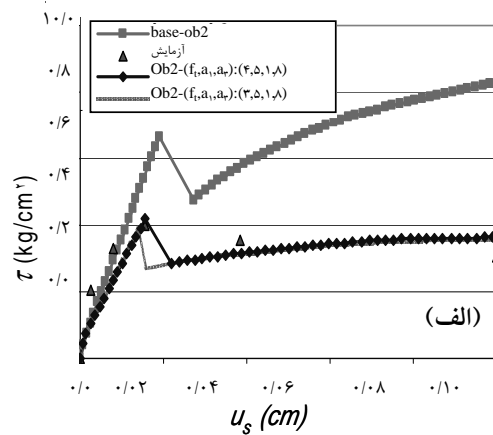


شکل ۱۵ منحنی $\tau_{peak} - \sigma_n$ در مدل ob1



شکل ۱۶ منحنی $\tau_{res} - \sigma_n$ در مدل ob1

بر سانتیمتر مربع اختیار شود، مدل‌های فوق تا حدودی با نتایج آزمایشگاهی همخوانی دارد یعنی با این سه ضریب، رفتار المان اتصالی بنایی در مدل ناهمگن ساده‌سازی شده اصلاح می‌شود (شکل ۱۳). بنابراین اصلاح مدل رفتاری المان اتصالی یا مقیاس المان اتصالی معادل می‌شود با انتخاب بهترین ضرایبی که همخوانی بیشتری با یک نتیجه آزمایشگاهی برشی دارد.

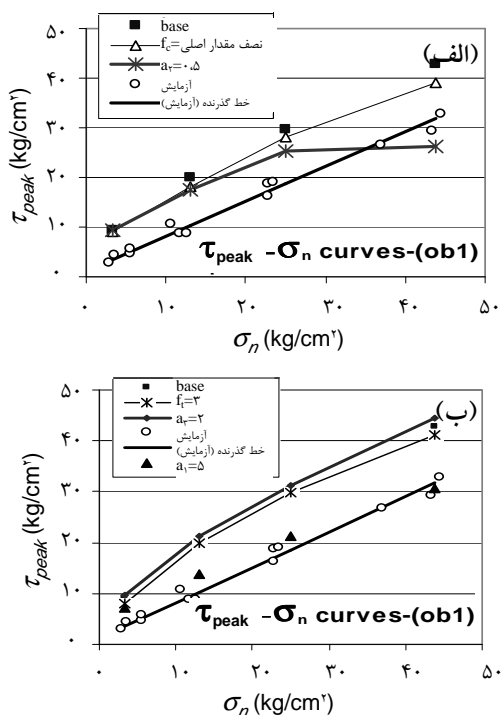


شکل ۱۳ مقیاس المان اتصالی بنایی با توجه به منحنی $\tau - u_s$ به ازای $\sigma_n = 3/20 \text{ kgf/cm}^2$ در الف) در جابه‌جایی‌های برشی کوچک، ب) در جابه‌جایی‌های برشی بزرگ

اتصال‌ی اصلاح شده بتواند مانند نتایج آزمایشگاهی [۶]، در منطقه قبل از بیشینه، دو منطقه ارتجاعی و خمیری را شبیه‌سازی کند. همچنین مطابق نتایج آزمایشگاهی اشاره شده در [۶، ۱۱] بتواند این پدیده را شبیه‌سازی کند که با اضافه شدن جابه‌جایی برشی، شیب فرایند ارتجاعی باربرداری کاهش نیابد. البته از آنجاکه در این مقاله فقط بار یکنوا مدلسازی شده، این موضوع بررسی نشد.

همچنین برای مشاهده تأثیر هر یک پارامترها f_c' ، f_t و نیز a_1, a_2, a_3, a_4 بر منحنی $\tau_{peak} - \sigma_n$ و $\tau_{res} - \sigma_n$ مطالعه پارامتریکی انجام شده است. با توجه به شکل ۱۷ و ۱۸ نتایج زیر استنتاج می‌شود:

- الف) ضریب زبری ($a_1 > 1$) موجب کاهش مقاومت برشی بیشینه و پسماند می‌شود.
- ب) ضریب سختی ($a_3 > 1$) تأثیر چندانی بر مقاومت برشی بیشینه و پسماند ندارد.



شکل ۱۷ تأثیر پارامترهای مؤثر بر منحنی $\tau_{peak} - \sigma_n$ (الف) تأثیر f_c و a_2 ، (ب) تأثیر f_t ، a_1 و a_3

با توجه به شباهت کامل مدل ob1 و ob2 اصلاح‌شده از تکرار نتایج ob2 اصلاح‌شده صرف‌نظر می‌شود و جزئیات بیشتر در [۵] آورده شده است. شکل ۱۴، تأثیر تنش فشاری بر منحنی برشی را نشان می‌دهد. شکل ۱۵، ۱۶ به ترتیب قابلیت مدل ob1 مقیاس شده را در پیش‌بینی مقاومت برشی بیشینه (τ_p) و مقاومت برشی پسماند (τ_r) نشان می‌دهد. حال با توجه به شکل‌های ۱۴ تا ۱۶ نتایج زیر استنتاج می‌شود:

- ۱- با بالا رفتن تنش فشاری (σ_n)، علاوه بر بالا رفتن مقاومت برشی، سختی برشی اضافه می‌شود. با استناد به نتایج آزمایشگاهی [۷، ۱۰] این پدیده در مورد آجرهای رسی گزارش شده است.
- ۲- با بالا رفتن تنش فشاری، رفتار نرم‌شونده کاهش می‌یابد شکل ۱۴.

۳- با بالا رفتن تنش فشاری (به‌عنوان نمونه در $\sigma_n = 13.0 \text{ kgf/cm}^2$ در شکل ۱۴)، پدیده افت ناگهانی تنش از بین می‌رود و منحنی $\tau - u_s$ به‌طور واقعی تری شبیه‌سازی می‌شود.

۴- مطابق با نتایج این آزمایش تا $\sigma_n = 43.9 \text{ kgf/cm}^2$ معیار مور-کولمب (در تنش برشی بیشینه و نیز پسماند) صادق است. شکل‌های ۱۵ و ۱۶ شبیه‌سازی این پدیده را نشان می‌دهند.

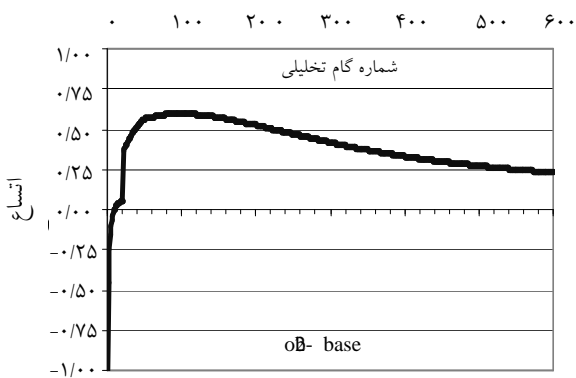
۵- به تدریج با بالا رفتن تنش فشاری، ترک‌های قطری ایجاد شده در واحد بنایی به حدی می‌رسد که دقت معیار مور-کولمب اولیه کم می‌شود. این مدل تحلیلی مانند نتایج آزمایشگاهی ارائه شده در [۱] می‌تواند این پدیده را شبیه‌سازی کند. به‌عنوان نمونه در شکل ۱۴ آهنگ افزایش مقاومت برشی با تغییر تنش فشاری از $43/9$ به 100 کندتر می‌شود.

۶- واضح است که به‌ازای $\sigma_n = 100 \text{ kgf/cm}^2$ نمونه دوجزئی فوق در فشار گسیخته می‌شود و المان اتصال‌ی فوق رفتار درستی را مدل نمی‌کند.

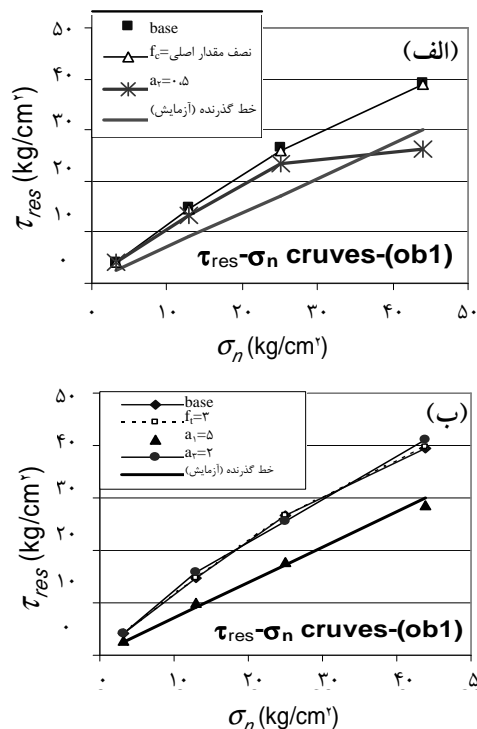
به‌نظر می‌رسد با توجه به قابلیت شبیه‌سازی تاریخچه بارگذاری در مدل الاستوپلاستیک که در بخش ۲ اشاره شد، المان

یکی از مهمترین پارامترهای ریزآزمایش برشی، اتساع (u_n / u_s) است. این مدل می تواند با بالا رفتن تنش فشاری، کاهش اتساع و با افزایش جابه جایی برشی مانند نتایج آزمایشگاهی [۲]، کاهش آهنگ اتساع و به صفر نزدیک شدن آن را شبیه سازی کند. به عنوان نمونه در شکل ۱۹، آهنگ اتساع (مشتق اتساع) در گامهای آخر برشی به صفر میل می کند. این نتایج به مجموعه اول و مدل Ob2-base به ازای $\sigma_n = 3/20 \text{ kgf/cm}^2$ تعلق دارد.

با وجود این با استناد به [۷] در آزمایشی که در مجموعه اول مبنای مقیاس مدل قرار گرفته است، در آخرین گام برشی $u_n / u_s = 0/01$ است در حالی که مطابق شکل، $u_n / u_s \approx 0/25$ است. به هر حال این اشکال بر مدل اولیه المان اتصالی وارد است زیرا این مدل به طور اختصاصی برای المانهای اتصالی بتن نوشته شده است که با تعدادی آرماتور، سطح ترک را به یکدیگر می دوزند. همچنین عملاً منحنی اتساع به تغییر پارامترهای اصلاحی حساس نیست. به هر حال این موضوع، موضوعی مهم برای اصلاحات بعدی این مدل توسعه یافته المان اتصالی است.



شکل ۱۹ تغییرات اتساع در گامهای تحلیلی برشی



شکل ۱۸ تأثیر پارامترهای مؤثر بر منحنی $\tau_{res} - \sigma_n$ (الف) تأثیر f_c و a_3 (ب) تأثیر f_c ، a_1 و a_3

پ) ضریب $a_3 < 1$ علاوه بر کم کردن مقاومت برشی بیشینه و پسماند موجب می شود که معیار خطی مور-کولمب (در هر دو حالت تنش برشی بیشینه و پسماند) در تنشی فشاری با مقدار اندک نقض شود. به همین دلیل تغییر ندادن این پارامتر ترجیح داده شد.
ت) تغییر G_{max} به $a_4 \times G_{max}$ (که نشان داده نشده) و تغییر پارامتر f_c' تأثیر چندانی بر نتایج ندارد.
ث) مقاومت برشی بیشینه فقط در تنشهای فشاری پایین با کمتر کردن f_t کاهش می یابد و مقاومت برشی پسماند حتی در تنشهای فشاری پایین، به تغییر این پارامتر حساس نیست.

مجموعه دوم در [۵] مدلسازی و اعتبارسنجی شده است که بررسی آن در حوصله این مقاله نیست.

۶- مدلسازی دیوار برشی با سه رویکرد

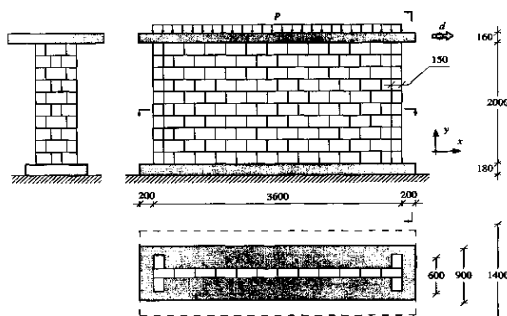
به منظور سنجش کارایی مدل اصلاح شده المان اتصالی، دو دیوار برشی با سه سطح دقت در نرم افزار المان محدودی و غیرخطی WCOMD شبیه سازی و اعتبارسنجی می شود.

در سال ۱۹۸۴ تعدادی آزمایش بر روی دیوار برشی در دانشگاه زوریخ آلمان توسط گنز و تورلیمان انجام شد [۳، ۱۲]. این دیوار برشی با مقیاس کامل ساخته شده بود که دو لبه بنایی و دو صفحه بتنی آن را محصور کرده بود (شکل ۲۰). مطابق آزمایشهای مرسوم برشی، ابتدا بار یکنواخت قائم (P) و سپس بار برشی با اعمال جابه جایی (d) اعمال می شود. در آزمایش W1، بارگذاری فشاری یکنواخت و نسبتاً پایینی به میزان $0.61N/mm^2$ و در آزمایش W2 بارگذاری فشاری یکنواخت و نسبتاً بالایی به میزان $1.91N/mm^2$ اعمال می شود (P = 128kN).

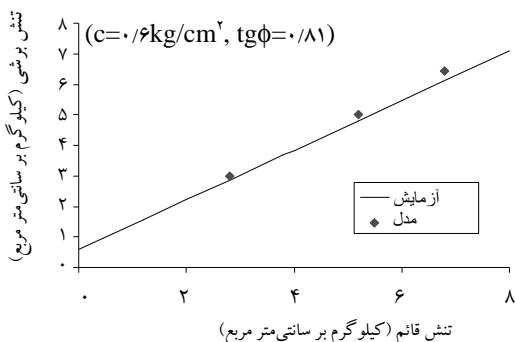
رویکرد اول: در این مدل همگن، دیوار و لبه های بنایی قبل از ترک خوردگی با المانهای همگن و همسانگرد با تکیه بر مدل «الاستوپلاستیک و شکست» و پس از ترک خوردگی با مدل های یک بُعدی ارتوتروپ و با توجه به ایده ترک پخشی ثابت چهارجهته مدلسازی می شود. جزئیات بیشتر در [۵] آورده شده است. رفتار المانهای مسطح، دو بُعدی و تنش مسطح فرض شده و از المانهای مستطیلی هشت گرهی استفاده می شود.

رویکرد دوم: مانند رویکرد اول است با این تفاوت که به جای مدلسازی ملات افقی و قائم، المانهای اتصالی در دور تا دور دیوار که سختی دیوار تغییر می کند و نیز در دو لایه ممتد افقی در فواصل یک سوم و دو سوم از ارتفاع دیوار قرار داده می شود.

در این قسمت مشخصات المان اتصالی بنایی با تکیه بر مدل چگالی اتصالی و اعمال ضرایب اصلاحی شرح داده شده مقیاس می شود. مطابق شکل ۲۱، با اعمال ضرایب زبری و سختی که به ترتیب معادل با ۶ و ۳ است، رابطه خطی مور-کولمب آزمایشگاهی در تنش برشی بیشینه ارضا می شود [۱۲]. رویکرد سوم: این رویکرد دقیقاً بر ایده مدلسازی ناهمگن ساده شده منطبق بوده و دقیقتر از بقیه رویکردها است. بدین معنا که ملات و نیز صفحه اتصال ملات - واحد بنایی با المان اتصالی مقیاس شده تقریب زده شده و ابعاد بلوک بنایی از دو طرف اصلاح می شود. هر واحد بنایی با دو المان مسطح همگن و همسانگرد مدلسازی می شود. شبکه بندی المان محدودی محیط پیوسته سازه در کلیه رویکردها به یک اندازه است.

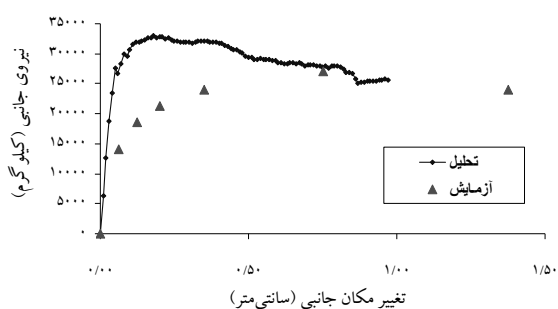


شکل ۲۰ مشخصات هندسی دیوار برشی و دو لبه بنایی و صفحه های بتنی بالا و پایینی [۳]

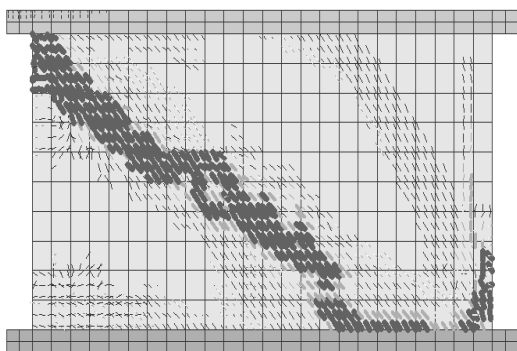


شکل ۲۱ مقیاس المان اتصالی بنایی

در شکل ۲۲ مقایسه نتایج تحلیل در رویکرد اول با نتایج آزمایشگاهی دیوار W1 ارائه شده است. همانطور که دیده می‌شود سختی و نیروی برشی بیشینه دیوار W1 بیش از مقادیر آزمایشگاهی پیش‌بینی شده است، زیرا مشخصات جهت ضعیفتر (امتداد x) در مدلسازی همگن و همسانگرد قبل از ترک خوردن دیده نشده است. در شکل ۲۳ الگوی ترک خوردگی دیوار (توزیع ترک پخشی و امتداد آن) ارائه شده است.



شکل ۲۲ منحنی نیرو - جابه‌جایی برشی دیوار W1 در مدلسازی اول



شکل ۲۳ الگوی ترک خوردگی دیوار W1 در مدلسازی اول

در رویکرد دوم نسبت به رویکرد قبلی منحنی نیرو - جابه‌جایی برشی دیوار W2 دقیقتر محاسبه شده

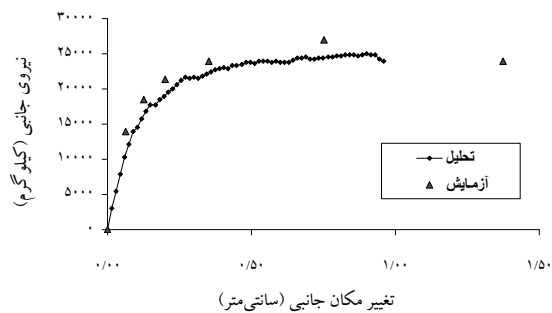
در کنار آزمایشهای صورت گرفته بر روی دیوار برشی، گنز و تورلیمان، ۱۰ آزمایش دومحوره با اعمال تنش یکنواخت بر صفحه‌های بنایی به ابعاد $1200 \times 1200 \times 150 \text{ mm}^3$ انجام دادند. در این آزمایشها دو تنش اصلی متعامد σ_1, σ_2 با زاویه θ به صورت متناسب وارد می‌شود. در [۳] با اتکا بر نتایج مقاومتی این ۱۰ صفحه بنایی، پارامترهای لازم برای تعریف سطح تسلیم ارتوتروپ این مرجع معرفی شده که مقادیر مورد نیاز به شرح زیر است: $f_{tx} = 0.05$ ، $f_{my} = 7/81 \text{ N/mm}^2$ ، $f_{ty} = 0.28$ ، $f_{mx} = 1/87$.

این نتایج ناهمسانگردی بالایی را به نمایش می‌گذارد. از محاسن ویژه این آزمایشها بالا بودن خواص ارتوتوپ است که می‌تواند ارزش رویکرد سوم را در برابر رویکرد اول به وضوح نشان دهد.

در رویکرد دوم و سوم، مشخصات واحد بنایی دقیقاً مشابه با المان همگن رویکرد اول است، زیرا تمامی مشخصات واحد بنایی داده نشده است. به همین دلیل مشخصات مقاومت فشاری و کششی و مدول ارتجاعی دیوار در رویکرد اول، دوم و سوم مطابق با مشخصات امتداد قائم صفحات بنایی اختیار شده است. همچنین مشخصات لبه بنایی در جهت قائم مانند مشخصات دیوار اختیار شده است. برای مدلسازی صفحه‌های بتنی مقادیری معقول فرض شده زیرا مشخصات دقیق آن داده نشده است. همچنین برای اعمال جابه‌جایی افقی، المانی الاستیک در محل اعمال جابه‌جایی تعبیه شده است.

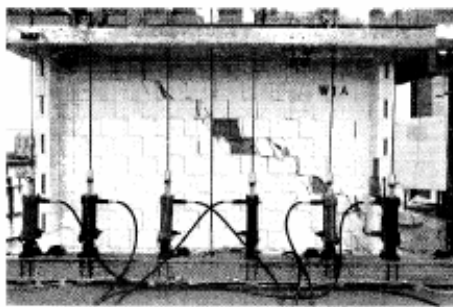
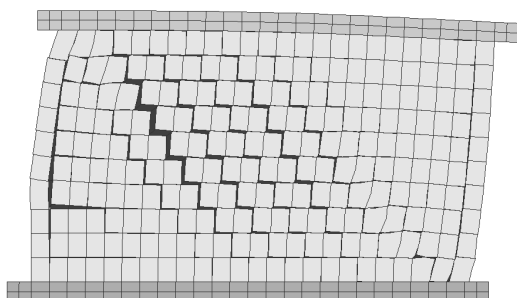
۷- بحث درباره نتایج سه رویکرد مدلسازی همراه با مقایسه با نتایج آزمایشگاهی

انتظار می‌رود که دقت مدلسازی به ترتیب از رویکرد اول و دوم به سوم افزایش بیابد.



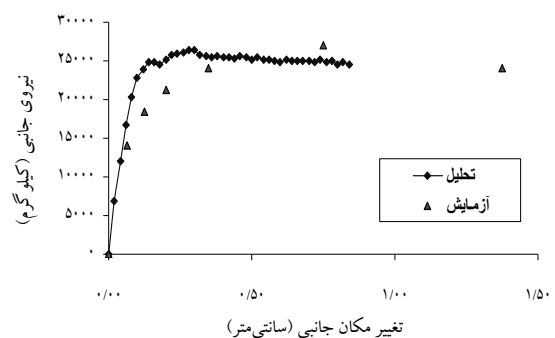
شکل ۲۶ منحنی نیرو - جابه‌جایی برشی دیوار W1 در مدلسازی سوم

شبیه‌سازی دقیقتری که در رویکرد سوم به‌عنوان مدل ناهمگن ساده‌سازی شده ارائه شد، در منحنی نیروی - جابه‌جایی برشی دیوار W1 که در شکل ۲۶ ارائه شده به‌خوبی بازتاب یافته است. همچنین ترک خوردگی قطری دیوار W1 در آزمایش، با توجه به بازشدگی قائم و برشی المان اتصالی به‌خوبی مدل شده است (شکل ۲۷).

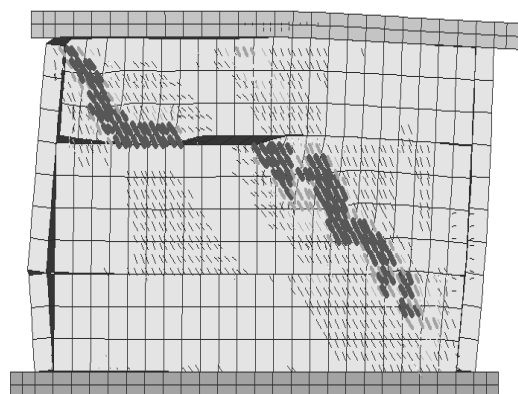


شکل ۲۷ مدلسازی ترک خوردگی قطری دیوار W1 در رویکرد سوم [۳]

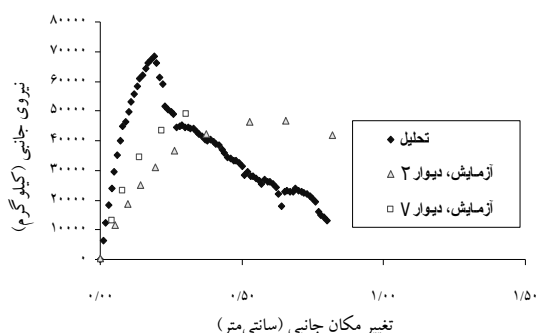
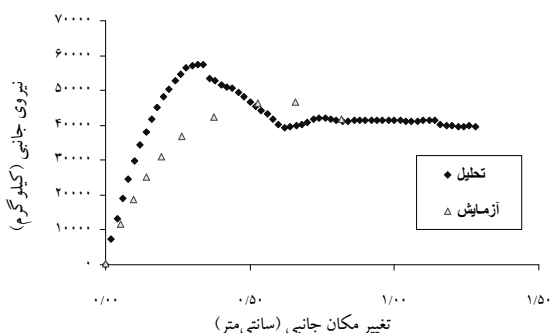
است (شکل ۲۴). شکل ۲۵ نشان می‌دهد که جابه‌جایی برشی و قائم چند المان اتصالی فرضی تعیبه شده نقش مهمی را در این شبیه‌سازی ایفا می‌کند. البته توزیع ترکها و نیز مقدار کرنش کششی ترک پخشی (که در مقادیر بزرگتر، پررنگتر است) نمی‌تواند دقیق ارزیابی شود؛ اما دقت پیش‌بینی رفتار کلی دیوار برشی به‌وضوح بهبود یافته است. در شکل ۲۵ به دلیل کشش ناشی از خمش، بازشدگی در المان اتصالی واقع در کنار سمت چپ مشاهده می‌شود.



شکل ۲۴ منحنی نیرو - جابه‌جایی برشی دیوار W1 در مدلسازی دوم

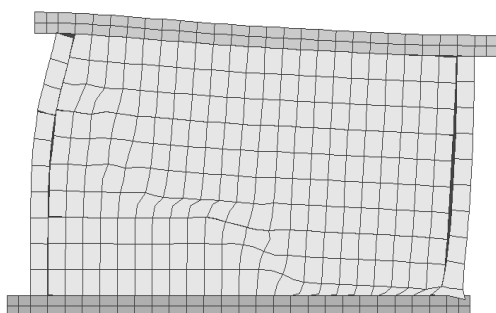


شکل ۲۵ الگوی ترک خوردگی و منحنی تغییرشکل یافته در دیوار W1 در مدلسازی دوم



شکل ۲۸ منحنی نیرو - جابه‌جایی برشی دیوار W2 در مدلسازی دوم

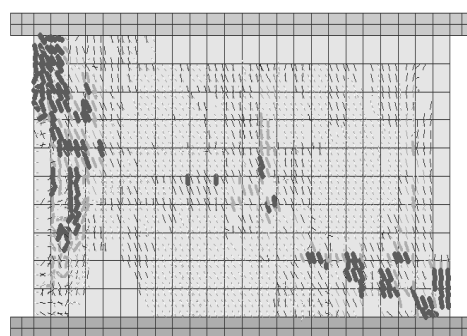
شکل ۲۹ منحنی نیرو - جابه‌جایی برشی دیوار W2 در مدلسازی اول



شکل ۳۰ منحنی تغییر شکل یافته دیوار W2 در مدلسازی دوم

در شکل ۲۸ مقایسه نتایج تحلیل در رویکرد اول با نتایج آزمایشگاهی دیوار W2 ارائه شده است، همانطور که دیده می‌شود در این حالت نیز رویکرد اول سختی و نیروی بیشینه برشی دیوار را بیش از مقادیر آزمایشگاه ارائه کرده است. اما در این دیوار پس از مقاومت بیشینه برشی، نیروی برشی به شدت دچار افت شده است (شکل ۲۸). با مقایسه شکل ۲۹ با شکل ۲۳ درک می‌شود که زاویه ترک خوردگی یا زاویه کرنش کششی در ترک پخشی به زاویه قائمه نزدیک‌تر شده است. در واقع مطابق انتظار، دیوار W2 رفتاری با مکانیسم غالب فشاری و دیوار W1 رفتاری با مکانیسم غالب کششی را ارائه داده‌اند.

شکل ۳۱ منحنی تغییر شکل یافته دیوار W2 در مدلسازی دوم در شکل ۳۰ نتایج حاصل از مدلسازی دیوار W2 در رویکرد دوم ارائه شده است. همانطور که دیده می‌شود دقت مدلسازی شامل سختی اولیه و مقاومت برشی نسبت به رویکرد اول بهبود یافته است. به دلیل سازوکار غالب فشاری دیوار، المانهای اتصالی افقی فعال نشده‌اند. دیوار W2 به‌ویژه در گوشه راست و پایینی دیوار، تحت فشار زیادی قرار می‌گیرد (شکل ۳۱).



نتیجه تحلیل بر طبق رویکرد سوم برای دیوار W2 در شکل ۳۲ ارائه شده است. همان‌طور که دیده می‌شود رویکرد سوم دقت تحلیل را نسبت به رویکرد اول و دوم به‌وضوح افزایش می‌دهد. رویکرد سوم تلویحاً بر این نکته صحنه می‌گذارد که مدلسازی دقیق المان اتصالی، تأثیر زیادی بر دقت مدلسازی دارد به‌طوری‌که پیش‌فرضهای

شکل ۳۱ الگوی ترک‌خوردگی دیوار W2 در مدلسازی اول

۲- با اتکا به یک منحنی تنش برشی - جابه‌جایی برشی در یک سطح فشاری که از ریزآزمایش برشی به‌دست آمده، این مدل مقیاس می‌شود و ضرایب چسبندگی و ضریب اصطکاک ریزآزمایش برشی (در دو حالت بیشینه و پسماند) می‌تواند مبین اعتبار این نوع شبیه‌سازی باشد. نتیجه جانبی این مدل اصلاح شده، کم شدن تعداد ریزآزمایشهای برشی انجام شده و پایین آوردن هزینه آزمایشگاهی است.

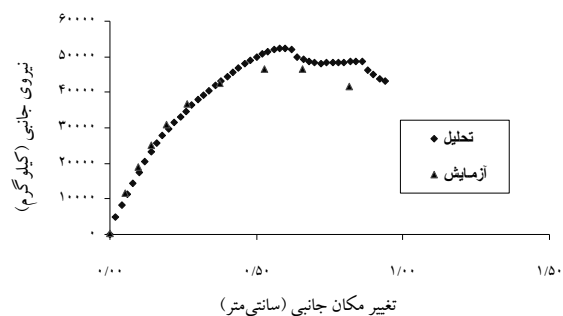
۳- در نهایت با تعیین a_1 و a_3 و نیز تغییر رفتار المان اتصالی بنایی در برش اصلاح می‌شود و می‌توان از آن در مدل ناهمگن ساده شده استفاده کرد. با شبیه‌سازی نتایج آزمایشگاهی ارائه شده در [۷] دقت این فرایند تأیید شد. همچنین این مدل می‌تواند با افزایش تنش فشاری، بالا رفتن سختی برشی، کاهش رفتار نرم‌شونده و نیز معیار مور-کولمب و نقص شدن به‌هنگام آن را شبیه‌سازی کند؛ این چهار پدیده در مطالعات آزمایشگاهی گزارش شده است. البته این مدل در تنشهای فشاری بالا به اصلاحاتی نیاز دارد.

۴- مدل ناهمگن ساده شده که برای شبیه‌سازی دیوار برشی [۳] در دو سطح از تنش فشاری، از مدل توسعه یافته المان اتصالی بهره می‌برد، به پاسخ بسیار دقیقی منتهی شد. حتی تعبیه چند المان اتصالی در مدل همگن و همسانگرد نیز رفتار کلی را با دقت قابل توجهی شبیه‌سازی کرد. در این مسأله دیده شد که مدل‌سازی دقیق المان اتصالی تأثیر بسیار زیادی بر دقت مدل‌سازی دارد به‌طوری‌که پیش‌فرضهای نادقیق مدل‌سازی واحد بنایی را کم اهمیت می‌کند.

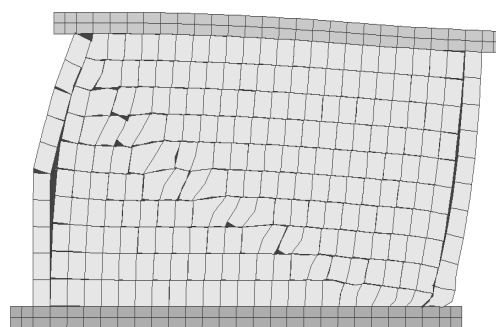
۹- منابع

- [1] Lourenco, P. B.; "Analysis of masonry structures with interface elements, Theory and Application", Delft University of Technology, report no. 03-21-22-0-01, 1994.

نادقیق مدل‌سازی واحد بنایی را کم‌اهمیت می‌کند. در شکل ۳۳ نحوه جدایش آجرها و گسترش خرابی تطابق خوبی را با واقعیت نشان می‌دهد.



شکل ۳۲ منحنی نیرو - جابه‌جایی برشی دیوار W2 در مدل‌سازی سوم



شکل ۳۳ منحنی تغییر شکل یافته دیوار W2 در مدل‌سازی سوم

۸- نتیجه‌گیری

۱- $\Omega(\theta)$, f' , R_s و G_{max} چهار پارامتر مواد در مدل چگالی اتصالی (ویژه سطوح ترک‌خورده بتنی) است و سطح ترک‌خورده واحد بنایی - ملات به‌ترتیب با تعریف چهار پارامتر a_1, a_2, a_3, a_4 می‌تواند اصلاح شود. علاوه بر آن به این دلیل که عموماً f_t و f' با آزمایش بر نمونه مجزای ملات به‌دست آمده، امکان تغییر آنها نیز برای اصلاح مدل رفتاری المان اتصالی بنایی وجود دارد. پیاده‌سازی این ضرایب اصلاحی از طریق نرم‌افزار WCOMD انجام شده است.

- [7] Atkinson, R. H., Amadei, B. P., Saeb, S. and Sture, S.; "Response of masonry bed joints in direct shear", *Journal of Structural Engineering*; 115(9), 1989, pp. 2276-96.
- [8] Maekawa, K., Pimanmas, A., Okamura, H.; *Nonlinear mechanics of reinforced concrete*, university of Tokyo, Japan.
- [9] Okamura, H. and Maekawa, K.; *User Guide for WCOMD-SJ version 7.2*, university of Tokyo, Japan, 1998.
- [10] Stockel, S. and Hofmann, P.; "Tests on shear bond behavior in the bed-joints of masonry", *Masonry Int.*; 9, Dec. 1986, pp. 1-15.
- [11] Oliveria, D. W., and Lourenco, P. B.; "Implementation and validation of a constitutive model for the cyclice behaviour of interface elements", *Computers and Structures*; 82, 2004, pp. 1451-1461.
- [12] Ganz, H. R., and Thurlimann, B.; "Shear Design of Masonry Walls", proceeding of "New analysis techniques for structural masonry"; ASCE, Chicago, Illinois, 1985, pp. 56-70.
- [2] Lotfi, H. R. and Shing, P. B.; "Interface model applied to fracture of masonry structures", *Journal of Structural Engineering*; 120 (1), 1994, pp. 63-79.
- [3] Lourenço, P .B., Rots, J. G. and Blaauwendraad, J.; "Continuum model for masonry: Parameter estimation and validation", *Journal of Structural Engineering*; 1998, pp. 642-52.
- [4] Okamura, H. and Maekawa, K.; *Nonlinear analysis and constitutive models of reinforced concrete*, university of Tokyo, Japan, 1991.
- [5] صالحی دلارستانی، ایمان؛ «تعیین مدل‌های تنش - کرنش متوسط و شکست المانهای مصالح بنایی با ریزمدلسازی رفتار و اندرکنش اجزا آن»؛ پایان‌نامه دوره کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، تابستان ۱۳۸۵، صص ۱ تا ۳۲ و ۷۰ تا ۱۳۱.
- [6] Abdou, L., Ami Saada, R., Meftah, F. and Mebarki, A.; "Experimental investigation of brick-mortar interface behaviour, Experimental investigation of the mortar joint in masonry structures", *Mechanics Research Communication*, 2005.