ارزیابی آسیب پذیری لرزه‌ای دیوارهای حایل بنایی غیر وزنی

*حسن قاسم‌زاده، حسین علی نوری:

دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

تاریخ: دریافت ۹۰/۸/۱ **پذیرش** ۹۱/۲/۱۱

چکیده

در این مقاله با استفاده از روش مونونوبه و اکابه در مورد یک دیوار حایل بنایی غیروزنی محاط در یک قاب ساختمانی (میان‌قاب)، به محاسبهٔ نیروهای دینامیکی ناشی از زلزله و اثرات آن بر دیوار پرداخته شده است. در روش مونونوبه و اکابه دیوار حایل صلب فرض شده و معمولاً لغزش پای‌دیوار و یا چرخش دیوار حایل حول پاشنه آن بررسی می‌شود. وضعیت غالب خرابی در یک میان‌قاب حایل بنایی غیروزنی، شکست در بدنهٔ دیوار تحت نیروهای عمود بر صفحه است. در چنین حالتی توزیع نیروی لرزه‌ای وارده بر دیوار اهمیت می‌یابد. در این مقاله برای محاسبهٔ نیروهای لرزه‌ای وارد بر میان‌قاب حایل بنایی از روش مونونوبه و اکابه استفاده شده و یک توزیع برای آن پیشنهاد شده است. با بررسی عمل‌کرد عمود بر صفحه میان‌قاب‌های بنایی به لحاظ مقاومت و معیار پذیرش، به تحلیل نحوهٔ خرابی در بدنهٔ دیوار ناشی از بارهای عمود بر صفحه پرداخته شده است. در ادامه روش به‌سازی لرزه‌ای مورد نظر در خصوص میان‌قاب‌های حایل بنایی آسیب‌پذیر ارایه شده و با معرفی یک مثال کاربردی، نتایج روش پیشنهادی با نتایج یک نرم‌افزار عددی کنترل شده است. در انتها نیز برای میان‌قاب‌های حایل بنایی مختلف ، راه‌کار به‌سازی لرزه‌ای به‌صورت کاربردی ارایه شده است.

واژه‌های کلیدی: میان‌قاب حایل بنایی، روش مونونوبه و اکابه، بتن‌پاشی، به‌سازی لرزه‌ای، توزیع نیروی لرزه‌ای

*نویسنده مسئول Ghasemzadeh@kntu.ac.ir

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

مقدمه

موارد متعددی از مسائل مهندسی ژئوتکنیک از قبیل پایداری دیوارهای حایل، سپرهای محافظ، تونل‌ها، آبراهه‌ها، سدهای خاکی، ترانشه‌ها و... در ارتباط مستقیم با رانش خاک قرار دارند. در بسیاری موارد، فشار خاک به‌صورت استاتیکی معین نبوده و مقدار ثابت و مشخص نخواهد داشت. این امر به‌دلیل وابستگی رانش خاک به جنس مصالح و نیز عکس‌العمل ما بین خاک و سازه، گاهی اوقات از پیچیدگی خاصی برخوردار است. در واقع فشار خاک تابعی از تغییر شکل‌های بوقوع پیوسته در سازه‌های مرتبط با خاک است. تئوری‌های کلاسیک رانش خاک توسط کولمب و رانکین پیشنهاد شده است. در حالت بارگذاری دینامیکی تئوری کولمب توسط تحقیقات مونونوبه و اکابه توسعه یافته است و معادلات تعادل برای نیروهای دینامیکی وارده استخراج شده است[1]. بررسی‌ها و تحقیقات سال‌های اخیر نشان می‌دهد که روش مونونوبه و اکابه در مورد زلزله‌های با شدت کم دارای دقت قابل قبولی است و به‌همین علت پایه بسیاری از روش‌ها و تحقیقات انجام شده در این مورد است. فرض اساسی در روش مونونوبه و اکابه آن است که تغییر شکل‌ها در سازه دیوار حایل ناچیز بوده و می‌توان آن را صلب فرض کرد. در چنین شرایطی توزیع نیروهای لرزه‌ای وارد بر دیوار اهمیت نداشته و فقط مقدار و محل اثر آن مهم است. در چنین شرایطی شکست دیوار معمولاً ناشی از لغزش دیوار و یا چرخش آن حول پاشنه است. در حالی‌که در یک میان‌قاب حایل بنایی غیروزنی که در راستای عمود بر صفحه صلب نیست، وضعیت غالب خرابی، شکست در بدنه دیوار است [۲]. وضعیت دیوارهای حایل بنایی غیروزنی، در دیوارهای اطراف طبقه زیرزمین ساختمان‌های متداول بسیار دیده می‌شود. در اکثر این ساختمان‌ها دیوار بنایی در یک قاب بتنی یا فولادی محاط است. در چنین حالاتی توزیع نیروی دینامیکی وارده بر روی سطح دیوار اهمیت زیادی در نحوه خرابی دیوار بنایی دارد.

در گذشته بسیاری از محققان تلاش خود را بر یافتن توزیع نیروی لرزه‌ای وارد بر دیوارهای حایل معطوف داشته‌اند. به‌عنوان نمونه می‌توان به تحقیقات سید و ویتمن در سال

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

۱۹۷۰ اشاره کرد که آن‌ها توزیع یک‌نواختی را برای اضافه بار ناشی از زلزله به‌صورت رابطه (۱) پیشنهاد دادند [۳].

$$P_E = \frac{3}{8}\frac{a_{\max}}{g}\gamma H \qquad (۱)$$

این رابطه به مرور اصلاح گردید. صورت دیگری از این رابطه بعدها در فصل چهارم استاندارد ASCE/SEI41-06 [٤] نیز به‌عنوان اضافه فشار ناشی از زلزله بر بدنهٔ دیوارهای حایل ارایه گردید [۵].

بهرحال توزیع نیروهای زلزله برای دیوارهای حایل میان‌قابی که دارای انعطاف‌پذیری نسبتاً زیاد بوده و اطراف آن‌ها محصور به اسکلت سازه است هنوز دقیقاً مشخص نیست. در این مقاله بر اساس تحقیقات مونونوبه و اکابه، توزیعی سهموی برای نیروی لرزه‌ای وارد بر میان‌قاب حایل بنایی پیشنهاد شده و نتایج آن در مطالعات موردی با نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی کنترل شده است. در ادامه نحوهٔ بررسی کمی خرابی معرفی شده برای دیوارهای بنایی غیروزنی بررسی شده واقع شده و نهایتاً بر اساس اصول پذیرفته شده مقاومت مصالح، طرح به‌سازی لرزه‌ای برای جلوگیری از این حالت خرابی ارایه شده است.

رانش دینامیکی خاک (روش مونونوبه و اکابه)

نظریه فشار محرک کولمب را می‌توان برای در بر گرفتن نیروی ناشی از زلزله توسعه داد. شکل ذیل شرایط فشار محرک را برای خاک‌ریز دانه‌ای با چسبندگی صفر نشان می‌دهد. نیروهای موثر بر گوه گسیختگی خاک در شکل ۱ اساساً با نیروهای وارده بر گوه گسیختگی در حالت فشار محرک یک‌سان هستند و فقط دو نیروی جدید $K_h.W$ و $K_v.W$ به‌ترتیب در امتدادهای افقی و قائم به آن اضافه شده‌اند که همان نیروهای اینرسی ناشی از ارتعاشات افقی و قائم زلزله است. K_h و K_v به‌ترتیب نسبت شتاب افقی و شتاب قائم زمین به شتاب ثقل هستند [۵].

رابطهٔ نیروی موثر بر واحد طول دیوار بدین‌صورت است:

$$P_{ae}=0.5\gamma H^2(1-K_v)K_{ae} \qquad (۲)$$

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

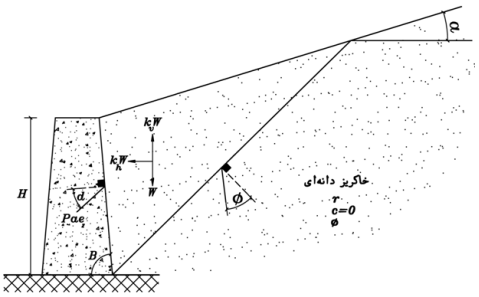
که در آن K_{ae} ضریب فشار جانبی محرک در هنگام زلزله است و از این رابطه به‌دست می‌آید:

$$K_{ae}=\frac{\sin^2(j+\beta-\theta)}{\cos\theta\sin^2\beta\sin(\beta-\theta-\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(j+\delta)\,\sin(j-\theta-\alpha)}{\sin(\beta-\delta-\theta)\sin(\alpha+\beta)}}\right]^2} \quad (۳)$$

که در آن؛

$$\theta=\tan^{-1}\left[\frac{K_h}{1-K_v}\right] \quad (٤)$$

زوایای استفاده شده در رابطهٔ فوق در شکل ۱ نشان داده شده‌اند. زاویهٔ δ زاویهٔ اصطکاک خاک و دیوار است. توجه شود که در شرایط غیر زلزله، یعنی $K_h=0$، $K_v=0$ و $\theta=0$ مقدار $K_a=K_{ae}$ می‌شود.



شکل ۱. فشار دینامیکی خاک پشت دیوار حایل

رابطهٔ معادل P_{ae} به رابطهٔ مونونوبه و اکابه معروف است و بر خلاف حالت نشان داده در حالت فشار محرک کولمب، در فاصلهٔ $H/3$ از پای دیوار اثر نمی‌کند. برای تعیین نقطه اثر این برآیند، از این روش می‌توان استفاده کرد.

۱. نیروی دینامیک ΔP_{ae} بر اساس رابطه (۵) محاسبه شود.

$$\Delta P_{ae}=P_{ae}-P_a \quad (۵)$$

۲. نقطه اثر P_a (نیروی محرک خاک) در ارتفاع $H/3$ از پای دیوار منظور گردد.

۳. نقطه اثر ΔP_{ae} در ارتفاع $0.6H$ از پای دیوار در نظر گرفته شود.

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

٤. محل نقطه اثر برایند از رابطهٔ زیر محاسبه گردد:

$$\overline{z} = \frac{(0.6H)(\Delta P_{ae}) + (H/3)(P_a)}{P_{ae}} \quad (٦)$$

بررسی عمل‌کرد عمود بر صفحه میان‌قاب‌های بنایی

برای محاسبهٔ مقاومت چنان‌چه عمل‌کرد قوسی دیوارها در نظر گرفته نشود، ترک‌های خمشی باید بر حسب تنش کششی مورد انتظار که طبق بند ٤. ۳. محاسبه می‌شود، محدود شوند. عمل‌کرد قوسی[۱] زمانی در نظر گرفته می‌شود که کف، سقف و ستون‌های محاط بر میان‌قاب دارای سختی کافی باشند به‌نحوی که در برابر نیروی وارده بر اثر عمل‌کرد قوسی میان‌قاب بتوانند مقاومت کنند. هم‌چنین هیچ‌گونه ناپیوستگی نباید بین میان‌قاب و المان‌های سازه‌ای محاط بر آن وجود داشته باشد [٤].

در مورد معیارهای پذیرش باید گفت که چنان‌چه سطح عمل‌کرد قابلیت استفاده بی‌وقفه مد نظر باشد، ترک‌های خمشی در دیوارهای بنایی غیرمسلح در اثر بارهای اینرسی عمود بر صفحه نباید سبب ایجاد تنش‌های کششی بیش از تنش‌های کششی مجاز (با توجه به لحاظ کردن یا نکردن عمل‌کرد قوسی بر اساس بند ٤. ۳. به‌دست می‌آید) ایجاد کند. در سطح عمل‌کرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش ترک‌های خمشی در اثر نیروهای اینرسی عمود بر صفحه باید تا حدی که اجزای ترک خورده دیوار در هنگام تحریک دینامیکی پایدار بمانند، محدود شوند. با در نظر گرفتن شتاب‌های تاریخچه زمانی در بالا و پایین میان‌قاب، در سطح عمل‌کرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش، پایداری قطعات دیوار در شرایطی که نسبت ارتفاع به ضخامت دهانهٔ دیوار از مقادیر جدول ۱ تجاوز نکند، لازم نیست کنترل شود. در جدول مذکور s_{x1} شتاب مبنای طرح است [٦].

مقاومت کششی مورد انتظار ناشی از خمش عمود بر صفحه باید به یکی از سه روش ذیل محاسبه شود [٦]:

۱. نمونه‌های آزمایشی به‌دست آمده از یک دیوار موجود تحت خمش حول محور ضعیف به روش بوند-رنچ[۲] استاندارد ASTM C۱۰۷۲-۹۹ [۷].

---

۱. Arching action

۲. Bond-wrench

برای توضیحات بیش‌تر به قسمت ۲.۳.۲ FEMA274 C7 مراجعه شود.

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

۲. نمونه‌های آزمایش شده در محل به‌روش بوند-رنچ.

۳. نمونه‌های به‌دست آمده از میان‌قاب بنایی برای خمش حول محور ضعیف طبق ASTM E۵۱۸-۰۰ [۸].

جدول ۱. مقادیر حدی نسبت ارتفاع به ضخامت دیوار برای کنترل پایداری قطعات دیوار [٦]

نوع دیوار	S_{x1} <0.24g	0.24g< S_{x1} <0.37g	0.37g< S_{x1}
دیوارهای ساختمان‌های یک طبقه	۲۰	۱٦	۱۳
دیوار طبقهٔ اول ساختمان‌های چند طبقه	۲۰	۱۸	۱۵
دیوار بالاترین طبقه ساختمان‌های چند طبقه	۱٤	۱٤	۹
سایر دیوارها	۲۰	۱٦	۱۳

مقاومت کششی ناشی از خمش دیوارهای بنایی قدیمی که با ملات آهک ساخته شده‌اند، اغلب چشم‌پوشی می‌شود. در حالی‌که مقاومت کششی ناشی از خمش دیوارهای بنایی شاتکریت شده دارای مقادیر چشم‌گیر است و نباید چشم‌پوشی شود. برای خمش درون صفحه گرادیان تنش ناشی از خمش که از عرض مقطع عبور می‌کند، خیلی کم‌تر از خمش عمود بر صفحه است. بنا بر این اعدادی که از آزمایش‌ها در این بخش به‌دست می‌آیند، خیلی دست پایین هستند و فقط باید به‌عنوان مقاومت کششی درون صفحه به‌کار برده شوند. مقادیر رایج برای مقاومت کششی ناشی از خمش حتی برای مصالح بنایی خوب به‌علت وابستگی آن به چسبندگی ملات استفاده شده که مقادیر آن خیلی متغیر است، کم است [٦].

معرفی توزیع پیشنهادی برای نیروهای لرزه‌ای وارد بر بدنه دیوار حایل

بر اساس روش مونونوبه و اکابه، نیروهای وارد بر دیوارهای حایل از طرف خاک شامل نیروی فعال P_a و اضافه فشار ناشی از زلزله در خاک ΔP_{ae} است [۱]. در مورد دیوارهای حایل بنایی غیروزنی، توزیع نیروهای جانبی وارد بر این دیوارها دارای اهمیت است. زیرا در این دیوارها بر خلاف دیوارهای حایل بتنی و وزنی که سازهٔ دیوار حالت صلب دارد و خرابی غالب در آن‌ها به‌صورت لغزش در پای دیوار و یا دوران حول پاشنه دیوار است، بدنهٔ این دیوارها حالت انعطاف‌پذیر داشته و وضعیت خرابی در آن‌ها به‌صورت شکست در بدنهٔ دیوار است [۲]. به‌همین سبب باید توزیع نیروهای محاسبه شده در قسمت قبل مشخص شود.

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

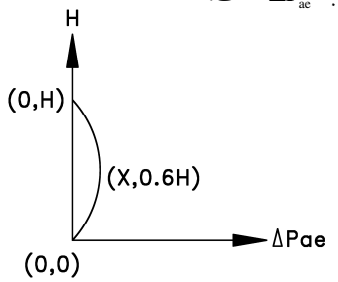
[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

فشار فعال P_a دارای توزیع مثلثی در ارتفاع دیوار حایل است و از مقدار صفر در بالای خاک‌ریز تا $K_a\gamma H$ در پای آن به‌صورت خطی تغییر می‌کند بنا بر این محل برآیند آن در ۰/۳۳ ارتفاع دیوار است.

طبق تحقیقات مونونوبه و اکابه نیروی ΔP_{ae} دارای توزیع سهموی در ارتفاع دیوار حایل بوده به‌طوری‌که محل راس این سهمی در ۰/٦ ارتفاع دیوار است [۵]. آن‌چه دارای اهمیت ویژه است، تعیین معادله‌ای برای توزیع سهموی اضافه فشار دینامیکی ناشی از زلزله در خاک است. در این رابطه ابتدا توزیع فشار دینامیکی ΔP_{ae} را بدین‌صورت کلی فرض می‌کنیم:

$$x = ay^2 + by + c \qquad (۷)$$

هم‌چنین فرض بر آن است که راس سهمی در ارتفاع H ۰/٦ واقع شده است. می‌دانیم که حجم زیر سطح سهمی در واحد طول دیوار برابر با ΔP_{ae} است.



شکل ۲. توزیع ΔP_{ae} در ارتفاع دیوار

مختصات نقاط $(0,0)$ و $(0,H)$ نشان داده شده در شکل ۲ را در معادلهٔ (۷) قرار داده تا ضرایب معادله سهمی به‌دست آید و در پی آن نحوهٔ توزیع ΔP_{ae} در ارتفاع دیوار کاملاً مشخص شود. در نتیجه خواهیم داشت:

$$x = ay^2 - aHy \qquad (۸)$$

چنان‌چه مشاهده می‌شود به ازای دو نقطه معلوم، دو مجهول از سه مجهول موجود به‌دست آمدند. حال برای یافتن a مقدار نیروی ΔP_{ae} را برابر سطح زیر منحنی درجهٔ ۲، در واحد طول دیوار قرار می‌دهیم.

$$\Delta P_{ae} = \int_0^H \int_{ay^2-aHy}^0 dxdy = \int_0^H (aHy - ay^2)dy = \left[\frac{aHy^2}{2} - \frac{ay^3}{3}\right]_0^H = \frac{aH^3}{6} \Rightarrow a = \frac{6\Delta P_{ae}}{H^3} \qquad (۹)$$

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

بدین ترتیب با معلوم بودن ΔP_{ae} می‌توان ضریب a را به‌دست آورد و در نهایت توزیع سهموی اضافه بار ناشی از زلزله در واحد طول دیوار، دقیقا مشخص می‌شود. نیروی لرزه‌ای دیگری که در جهت عمود بر صفحه دیوار به سیستم وارد می‌شود، نیروی اینرسی ناشی از وزن خود دیوار است که باید به‌صورت یک‌نواخت در جهت عمود بر صفحه دیوار لحاظ شود. مقدار این نیرو F_p طبق توصیه بند ۲-۸ استاندارد ۲۸۰۰ ایران طبق این رابطه محاسبه می‌شود[۹]:

$$F_p = A.B_p.I.W_p \qquad (۱۰)$$

که در این رابطه ضرایب برای تحلیل در این مقاله بدین‌صورت در نظر گرفته شده‌اند:

- A نسبت شتاب مبنای طرح که برای منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد ۰/۳۵ در نظر گرفته شده است.
- I ضریب اهمیت ساختمان که برای ساختمان مسکونی برابر با یک فرض شده است.
- W_p وزن جز ساختمان یا قطعه الحاقی مورد نظر است که برای دیوار بنایی با آجر فشاری و ملات ماسه سیمان ۱۹۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب در نظر گرفته شده است.
- B_p ضریبی است که طبق جدول ۷ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم، مقدار آن ۰/۷ است.

حال می‌توان بر اساس توزیع نیروهای به‌دست آمده سه گانه در جهت عمود بر صفحه دیوار (فشار فعال خاک، اضافه فشار ناشی از زلزله در خاک و نیروی عمود بر صفحه ناشی از جرم خود دیوار) میان‌قاب حایل بنایی غیروزنی را تحلیل کرد و مقادیر تنش‌های بحرانی در آن را به‌دست آورد.

بررسی شکست در اثر تنش کششی ناشی از خمش در دیوارهای بنایی

چنان‌که قبلاً اشاره شده است، در دیوارهای حایل بنایی (غیرصلب) وضعیت اصلی خرابی، شکست در بدنه دیوار است. بدین‌صورت که با استفاده از تحلیل خطی در اثر بارگذاری عمود بر صفحه دیوار، لنگرهای خمشی ایجاد شده در سازه دیوار بنایی باعث ایجاد تنش‌های کششی ناشی از خمش در دیوار می‌شود. حال چنان‌چه مقدار این تنش کششی بیش‌تر از تنش مجاز

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

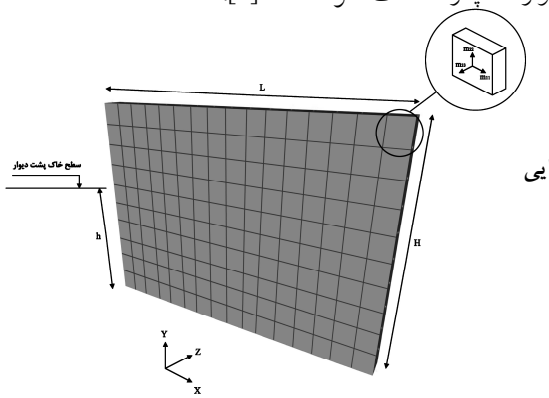
کششی مصالح بنایی شود، به‌عنوان خرابی در دیوار تلقی می‌شود [۲]. به‌منظور بررسی تحلیلی شکست در اثر تنش کششی ناشی از خمش در دیوارهای بنایی بدین‌صورت عمل شده است که چنان‌چه مدل‌سازی اجزاء محدود دیوار بنایی با المان‌های پوسته انجام شود و تحلیل خطی در اثر بار عمود بر صفحه انجام پذیرد، مطابق شکل ۳ در حالت کلی سه مولفهٔ لنگر خمشی در المان پوسته ایجاد می‌شود.

از روی شکل ۳ به‌راحتی قابل مشاهده است که لنگرهای m_{11} و m_{22} باعث خمش عمود بر صفحه المان می‌شوند و لنگر m_{33} تاثیری بر وضعیت شکست عمود بر صفحه میان‌قاب ندارد. تنش ناشی از لنگر خمشی با در نظر گرفتن نواری به عرض واحد، بدین‌صورت محاسبه می‌شود:

$$I = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12}(1)(t^3)$$

$$\sigma = \frac{M.y}{I} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{22} = \dfrac{m_{22}(t/2)}{I} \\ \sigma_{11} = \dfrac{m_{11}(t/2)}{I} - \dfrac{F_{11}}{t} \end{cases} \qquad (۱۱)$$

لازم به ذکر است که تنش فشاری ناشی از وزن دیوار در محل (F_{11}/t) باید از تنش کششی ایجاد شده در اثر m_{11} کاسته شود. σ_{11} , σ_{22} محاسبه شده به روش بالا باید با تنش مجاز کششی دیوار بنایی σ_{all} مقایسه شود. چنان‌چه مقادیر σ_{11} یا σ_{22} بیش‌تر از σ_{all} باشد، میان‌قاب حایل بنایی در زلزله تحت بارهای وارده دچار شکست خواهد شد [۲].



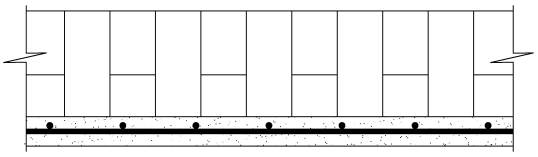
شکل ۳. مدل اجزاء محدود دیوار بنایی با استفاده از المان پوسته

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

روش به‌سازی لرزه‌ای دیوارهای حایل بنایی آسیب پذیر

چنان‌چه در قسمت قبل تنش‌های کششی محاسبه شده تحت بارهای وارده، بیش از مقدار مجاز شود دیوار در هنگام زلزله آسیب پذیر تلقی می‌شود. بنا بر این لازم است که عملیات به‌سازی در مورد این دیوارها قبل از اعمال زلزله انجام شود تا میان‌قاب حایل بنایی در هنگام زلزله دچار آسیب نشود. عملیات به‌سازی به‌صورت اجرای یک دال بتن‌پاشی (شاتکریت) به همراه سفره آرماتورهای متعامد درون آن است. از آن‌جاکه این دیوارها در زیرزمین ساختمان‌ها هستند و یک طرف آن‌ها در دسترس نیست اجرای بتن پاشی تنها در طرف درونی دیوار (داخل ساختمان) درنظر گرفته می‌شود. در چنین حالتی برای محاسبهٔ ظرفیت باربری دیوار تقویت شده از روش مصالح معادل به شرح ذیل استفاده شده است [10]. با توجه به شکل ٤ نواری به عرض واحد از دیوار بنایی یک‌طرف تقویت شده را در نظر می‌گیریم.



شکل ٤. مقطع میان‌قاب حایل بنایی تقویت شده

برای محاسبهٔ ظرفیت خمشی مقطع نشان داده شده چنان‌چه طبق توصیG فصل هفتم ASCE/SEI ٤١-٠٦، مدول الاستیسیته مصالح بنایی متوسط (آجر و ملات) را حدود ٢٠٠٠٠ کیلوگرم برسانتی‌مترمربع فرض کرده و مدول الاستیسیته شاتکریت را با استفاده از رابطهٔ $E = 15100\sqrt{f'_c}$ با فرض $f'_c = 100\,kg/cm^2$ برابر با ١٥١٠٠٠ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع در نظر گرفته شود، نسبت مدول الاستیسیته شاتکریت به مصالح بنایی برابر است با:

$$n = \frac{E_{sh}}{E_m} = \frac{151000}{20000} = 7.55 \qquad (١٢)$$

با تبدیل مصالح شاتکریت به مصالح بنایی و افزایش عرض آن به اندازه n برابر عرض نوار دیوار بنایی، می‌توان به‌جای تحلیل مقطع مرکب به‌صورت شکل ٤، مقطع همگن T شکل توضیح داده شده را تحلیل کرد. در چنین حالتی بر اساس اصول اولیهٔ مقاومت مصالح، ابتدا باید محل تارخنثی مقطع T شکل را یافت و سپس بر اساس آن لنگر دوم مقطع را محاسبه

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

کرد. نهایتاً با استفاده از رابطهٔ $\sigma = M.y / I$ می‌توان تنش‌های کششی ناشی از لنگر خمشی را با مقادیر مجاز آن کنترل کرد.

معرفی یک مثال کاربردی

برای تشریح مراحل ذکر شده در قسمت‌های قبل، میان‌قاب حایل بنایی به طول ۵ متر، به ارتفاع ۳ متر و به ضخامت ۲۲ سانتی‌متر که ارتفاع خاک پشت آن نیز ۳ متر است در نظر گرفته می‌شود. سایر پارامترهای مورد نیاز مطابق جدول ۲ است:

جدول ۲. مشخصات مثال کاربردی

ردیف	مشخصه	نماد	مقدار	واحد
۱	زاویهٔ سطح خاک با افق	α	صفر	درجه
۲	زاویهٔ سطح بدنه دیوار با افق	β	۹۰	درجه
۳	زاویهٔ اصطکاک داخلی خاک دانه‌ای	φ	۳۰	درجه
٤	زاویهٔ اصطکاک بین خاک و دیوار	δ	۱۷/۵	درجه
۵	مؤلفهٔ افقی شتاب	K_h	۰/۲ g	متر بر مجذور ثانیه
٦	مؤلفهٔ قائم شتاب برابر	K_v	صفر	متر بر مجذور ثانیه
۷	زاویهٔ بین مؤلفه‌های شتاب	θ	۱۱/۳	درجه
۸	وزن مخصوص خاک پشت دیوار	γ	۲۰	کیلو نیوتن بر متر مکعب

لازم به ذکر است مؤلفه افقی شتاب طبق توصیه بند ١٤-٤-١ مرجع ۹، برای مناطق با خطر نسبی شدید برابر با ۰/۲ گرم فرض شده است [۱۱]. هم‌چنین زاویهٔ بین مؤلفه‌های شتاب از رابطهٔ (٤) محاسبه شده است. دیوار بنایی ذکر شده، در نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ با استفاده از المان Shell و با خصوصیات مصالح بنایی مدل شده و تحت بارهای ثقلی ناشی از وزن دیوار، فشار عمود بر صفحه ناشی از زلزله در خاک، نیروی اینرسی ناشی از وزن خود دیوار و فشار فعال خاک قرار گرفته است.

در شکل ۳ مدل‌سازی انجام شده در نرم‌افزار و پارامترهای معرفی شده نشان داده شده است. میان‌قاب حایل بنایی مذکور تحت بارهای وارده تحلیل خطی شده است. نتایج تحلیل به شرح جدول ۳ است. در جدول‌های مذکور ضریب R نسبت نیرو به ظرفیت موجود یا تأمین شده است که بدین‌صورت تعریف می‌شود:

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

$$R = \frac{\max \text{ of } (\sigma_{11}, \sigma_{22})}{\sigma_{all}} \times 100\% \qquad (۱۳)$$

جدول ۳. کنترل وضعیت موجود میان‌قاب حایل بنایی

R%	σ all. (کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع)	σ 22 (کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع)	σ11 (کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع)	F22 (کیلوگرم)	M22 (کیلوگرم بر سانتی‌متر)	M11 (کیلوگرم بر سانتی‌متر)	ts (سانتی‌متر)	t (سانتی‌متر)	H (سانتی‌متر)	L (سانتی‌متر)
۳۹٤/۹۰	٤/٤۹	۱۷/۷۳	٦/۱٦	۹/۹۸	۱٤٦۷	٤۹٦	۲۲	۲۲	۳۰۰	٥۰۰

چنان‌که مشاهده می‌شود، میان‌قاب حایل بنایی مذکور تحت بارهای وارده دچار آسیب در بدنه خواهد گشت و نیازمند عملیات به‌سازی است. عملیات به‌سازی میان‌قاب حایل بنایی با تقویت دیوار به‌وسیلهٔ ۵ سانتی‌متر شاتکریت انجام شده است. بررسی‌ها حاکی از آن است که افزودن شاتکریت به‌ضخامت ۵ سانتی‌متر، در ناحیهٔ مرکزی دیوار به‌فاصلهٔ ۳۰ سانتی‌متر از بالای دیوار، ۱۵ سانتی‌متر از پایین دیوار و ۳۰ سانتی‌متر از طرفین دیوار مورد نیاز است. نتایج کنترل در حالت تقویت شده به شرح جدول ٤ است.

جدول ٤. کنترل وضعیت تقویت شده میان‌قاب حایل بنایی

R%	σ all. (کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع)	σ 22 (کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع)	σ11 (کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع)	F22 (کیلوگرم)	M22 (کیلوگرم بر سانتی‌متر)	M11 (کیلوگرم بر سانتی‌متر)	I (cm^4)	ybar (سانتی‌متر)	tm (سانتی‌متر)
۸۸/۸۰	٤/٤۹	۳/۹۹	۱/۷٥	۱۱/۸٥	۱۷٦۹/۷۳	۷۳٥/۷۷	۳۳٤٦/۰۳	۷/۹٥۰	٥

چنان‌چه مشاهده می‌شود، پس از عملیات به‌سازی نسبت نیرو به ظرفیت به کم‌تر از ۱۰۰ درصد کاهش یافته است. جزئیات طرح به‌سازی لرزه‌ای در پیوست ۲ ارایه شده است.

کنترل نتایج روش پیشنهادی با نرم‌افزار (W/کواک) ژئوسلوپ[۱]

در این قسمت که با کمک مطالب مندرج در مراجع [۱۲]، [۱۳] و [۱٤] ، به‌منظور کنترل و بررسی دقت روش پیشنهاد شده، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی خطی، تحت سه شتاب‌نگاشت مربوط به زلزله‌های چی‌چی[۲] (۱۹۹۹)، کوب[۳] (۱۹۹٥) و نورترایج[٤] (۱۹۹٤) که

۱. Geoslope (Quake/W) ۲. Chichi ۳. Kobe ٤. Northridge

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

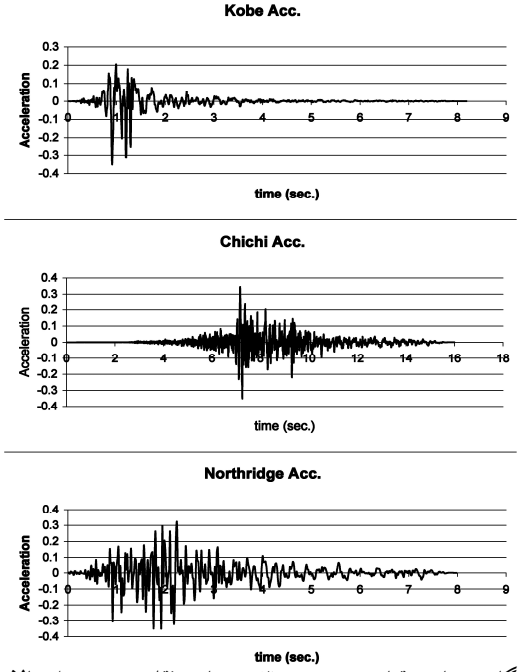
PGA آن‌ها به ۰/۳۵ شتاب ثقل مقیاس شده است، با نرم‌افزار (W/کواک) ژئوسلوپ در مورد پنج میان‌قاب حایل بنایی انجام شده است.

مشخصات الاستیک مصالح بنایی و خاک و سایر مشخصات هندسی دیوارها در مدل‌سازی به شرح جدول ۵ در نظر گرفته شده است [٦]:

جدول ۵. مشخصات در نظرگرفته شده برای حالات مختلف تحلیل عددی

حالت تحلیل	ارتفاع دیوار (cm)	ضخامت دیوار (cm)	مشخصات خاک در تمام حالات	مشخصات مصالح بنایی در تمام حالات
Case1	۳۰۰	٤٥	E =11000 kN/m²	E =2e6 kN/m²
Case2	۳۰۰	۳٥	ν =0.35	ν =0.15
Case3	۲٥۰	۲۲	G =4071.1 kN/m²	G =8.65e5 kN/m²
Case4	۳۰۰	۲۲	γ=17 kN/m³	γ=19 kN/m³
Case5	۳٥۰	۲۲		

در شکل ۵ تاریخچه زمانی شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده نشان داده شده است [۱٥]:

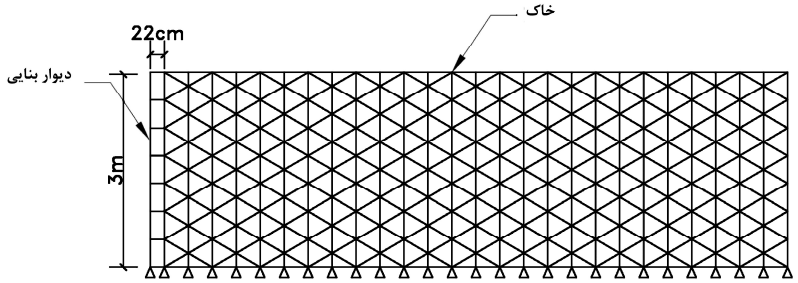


شکل ۵. شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده به ۰/۳۵ شتاب ثقل به‌ترتیب از بالا به پایین: کوب، چی‌چی، نورترایج

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

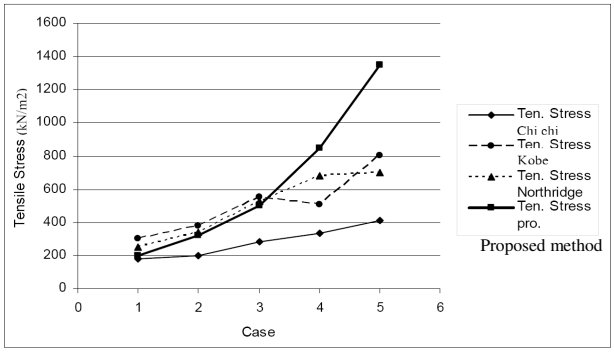
[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

ارتفاع خاک پشت دیوارها در تمامی موارد برابر با ارتفاع دیوار در نظر گرفته شده است. عرض دیوار هم بیش از دو برابر ارتفاع دیوار در نظر گرفته شده است، تا عمل‌کرد دال‌گونه دیوار به‌صورت یک طرفه باشد و تحلیل دوبعدی دارای دقت قابل قبولی باشد. در شکل ٦ به‌عنوان نمونه مدل‌سازی انجام شده در مورد حالت چهارم در نرم‌افزار (W/کواک) ژئوسلوپ نشان داده شده است.



شکل ٦. مدل‌سازی دوبعدی دیوار حایل و خاک پشت آن در نرم افزار Geostudio

پس از تحلیل، تاریخچه زمانی، تنش کششی ایجاد شده در پشت دیوار، در وسط ارتفاع آن ناشی از اثرات اندرکنش دیوار و خاک در هنگام زلزله تحت سه شتاب‌نگاشت یاد شده استخراج شده و مقادیر حداکثر آن‌ها با نتایج روش پیشنهاد شده در نمودار زیر ترسیم شده است. نتایج حاکی از تطابق نسبی در حالات اول تا سوم است. در حالات چهارم و پنجم بین نتایج روش پیشنهادی با نتایج تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی تفاوت وجود دارد ولی نتایج روش پیشنهادی برای اطمینان است.



شکل۷. مقایسه نتایج روش پیشنهادی و روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

انجام پژوهش‌های تحلیلی برای ارزیابی آسیب‌پذیری و به‌سازی میان‌قاب‌های حایل بنایی

توزیع پیشنهادی در مورد اضافه فشار ناشی از زلزله بر میان‌قاب حایل بنایی، ساده و دارای دقت قابل قبولی است. بر اساس توزیع پیشنهادی و با توجه به‌روش به‌سازی ارایه شده که روشی نسبتاً ارزان و قابل اعتماد است، می‌توان برای بسیاری از دیوارهای حایل بنایی موجود در ساختمان‌های متداول شهری طرح به‌سازی ارایه کرد و از وارد آمدن آسیب به آن‌ها در هنگام زمین لرزه جلوگیری کرد.

بر این اساس پژوهش‌های تحلیلی در موارد مختلف میان‌قاب‌های حایل بنایی انجام شده است. در هر مورد مطابق آن‌چه در بخش ۵ پژوهش حاضر ارایه شده است، ابتدا آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوار تحت مجموعه بارهای عمود بر صفحه آن بررسی شده است. در مرحلهٔ بعد بر اساس آن‌چه در بخش ٦ این مقاله ارایه گردیده است، در مورد دیوارهای آسیب‌پذیر اقدام به ارایه طرح به‌سازی لرزه‌ای شده است. پارامترهای متغیر در مدل‌سازی دیوارهای حایل بنایی به شرح جدول ٦ است و به‌گونه‌ای در نظر گرفته شده‌اند که مبین حالات واقعی باشند.

جدول ٦. معرفی و مقادیر پارامترهای مفروض در پژوهش‌های تحلیلی

ردیف	نماد	توضیح	مقادیر در نظر گرفته شده		
۱	L (m)	طول دیوار	٤	٥	٦
۲	H (m)	ارتفاع دیوار	۲/٥	۳	۳/٥
۳	t (cm)	ضخامت دیوار	۲۲	۳٥	٤٥
٤	-	نوع مصالح	خوب	متوسط	ضعیف
٥	h/H	نسبت ارتفاع خاک پشت دیوار به ارتفاع دیوار	۰/٥	۰/۷٥	۱

آن‌چه در ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوارهای حایل بنایی از اهمیت زیادی برخوردار است، نحوهٔ محاسبهٔ مقدار تنش نهایی کششی مصالح بنایی در غیاب اطلاعات دقیق طبق آن‌چه در قسمت ۳.۳ بیان شده، است. بر این اساس ابتدا بر اساس بند ۷.۳.۲.۱۰ FEMA356 مقادیر کرانه پایین مقاومت فشاری مصالح بنایی برای سه نوع مصالح خوب، متوسط و ضعیف به‌ترتیب برابر مقادیر نشان داده شده در جدول ۷ در نظر گرفته شده است. سپس با استفاده از رابطهٔ $E = 550f'_m$ [1] مبادرت به محاسبهٔ مدول الاستیسیتهٔ فشاری مصالح بنایی شده است و در

۱. به جدول ۱-۷ FEMA356 مراجعه شود.

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

نهایت مقاومت کششی نهایی مصالح بنایی حدود ۱۰ درصد مقاومت فشاری کرانه پایین آن منظور شده و محاسبات بر اساس آن انجام شده است [۱۶].

جدول ۷. مشخصات مهندسی مصالح بنایی در پژوهش‌های تحلیلی

مشخصات مصالح	(واحد) نماد	ضعیف	متوسط	خوب
مقاومت فشاری	$f_c'(kg/cm^2)$	۲۲/٤	٤٤/۹	٦۷/۳
مدول الاستیسیته در فشار	$E(kg/cm^2)$	۱۱۵۹۹/۵	۲۳۱۹۹	۳٤۷۹۸/۵
مقاومت کششی	$f_t(kg/cm^2)$	۲/۲٤	٤/٤۹	٦/۷۳

مطلب مهم دیگری که در پژوهش‌های تحلیلی در نظر گرفته شده است این فرض است که دیوار در محل مرزهای خود اتصال مناسبی با قاب محاط بر خود دارد به‌طوری‌که تحت مجموعه بارهای عمود بر صفحه، خرابی در اثر جدایی دیوار از محل اتصال با قاب اتفاق نمی‌افتد. چنان‌چه در وضعیت موجود چنین اتصالی موجود نباشد، باید قبل از اقدام به به‌سازی لرزه‌ای در بدنهٔ دیوار، اتصال مناسب بین دیوار و قاب ایجاد شود. در ادامه روش کار برای بهبود اتصال دیوار به قاب در قاب‌های فولادی و بتنی به‌صورت جداگانه ارایه شده است:

- در مورد قاب‌های فولادی می‌توان در تمامی محیط دیوار غیر از وجه زیرین آن از نبشی استفاده کرد. بدین‌صورت که یک بال نبشی پشت دیوار در سمت داخل ساختمان قرار گرفته و بال دیگر آن به تیر یا ستون فولادی در محل جوش می‌شود. طبق بررسی‌های به‌عمل آمده تحت زلزلهٔ سطح خطر (۱) و در سطح عمل‌کرد ایمنی جانی می‌توان از نبشی L100x10 که در فواصل ۱ متری به قاب جوش گوشه با بعد ۸ میلی‌متر و طول ۱۰ سانتی‌متر شده است، استفاده کرد. به‌عنوان گزینه‌های دیگر می‌توان از نبشی L80x8 با جوش گوشه در فواصل ۸۰ سانتی‌متر به بعد ۷ میلی‌متر و یا از نبشی L60x6 با جوش گوشه در فواصل ۵۰ سانتی‌متر به بعد ۵ میلی‌متر استفاده کرد.
- در مورد قاب‌های بتنی مسلح نیز روش کار همانند قاب‌های فولادی است با این تفاوت که برای اتصال پروفیل نبشی به قاب بتنی از کاشت آرماتور استفاده می‌شود. در مورد نبشی L100x10 کاشت میلگرد نمرهٔ ۱۸ به عمق ۱۲/۵ سانتی‌متر، در مورد نبشی L80x8 کاشت میلگرد نمرهٔ ۱٦ به عمق ۱۰ سانتی‌متر و در مورد نبشی

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

L60x6 کاشت میلگرد نمرهٔ ١٤ به عمق ٨ سانتی‌متر در بتن المان‌های قاب با استفاده از چسب بتن پیشنهاد می‌شود.

- در ادامه نتایج بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ٢٤٣ مورد دیوار حایل بنایی که در اثر ترکیبات مختلف ۵ پارامتر فوق الذکر ایجاد شده است، ارایه گردیده است. در هر مورد چنان‌چه نسبت نیرو به ظرفیت (R طبق رابطهٔ (۹) بیش از ۱۰۰ باشد، میان‌قاب حایل بنایی تحت بارهای وارده آسیب‌پذیر است و نیازمند به‌سازی لرزه‌ای است.

در جدول ۸، نمونه نتایج عددی کنترل آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوارهای حایل بنایی در چند مورد خاص ارایه شده و در پیوست ۱، نتایج کامل کنترل‌های فوق الذکر به‌صورت نمودار ترسیم شده است.

جدول ۸. نمونه نتایج کمی ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای میان‌قاب حایل بنایی

R%	L/H	t/H	h/H	مصالح	R%	L/H	t/H	h/H	مصالح	R%	L/H	t/H	h/H	مصالح
٥٠٩/١	١/١٤	٠/٠٦٣	٠/٥	ضعیف	٢٥٤	١/١٤	٠/٠٦٣	٠/٥	متوسط	١٦٩/٤	١/١٤	٠/٠٦٣	٠/٥	خوب
٣٨١/٤	١/٣٣	٠/٠٧٣	٠/٥	ضعیف	١٩٠/٣	١/٣٣	٠/٠٧٣	٠/٥	متوسط	١٢٧	١/٣٣	٠/٠٧٣	٠/٥	خوب
٣٦١/١	٢	٠/٠٨٨	٠/٥	ضعیف	١٨٠/١	٢	٠/٠٨٨	٠/٥	متوسط	١٢٠/٢	٢	٠/٠٨٨	٠/٥	خوب
٦٠٧/٢	١/١٤	٠/٠٦٣	٠/٧٥	ضعیف	٣٠٢/٩	١/١٤	٠/٠٦٣	٠/٧٥	متوسط	٢٠٢/١	١/١٤	٠/٠٦٣	٠/٧٥	خوب
٤٥٥/٧	١/٣٣	٠/٠٧٣	٠/٧٥	ضعیف	٢٢٧/٤	١/٣٣	٠/٠٧٣	٠/٧٥	متوسط	١٥١/٧	١/٣٣	٠/٠٧٣	٠/٧٥	خوب
٩٤٠/٤	٢	٠/٠٧٣	٠/٧٥	ضعیف	٤٦٩/١	٢	٠/٠٧٣	٠/٧٥	متوسط	٣١٣	٢	٠/٠٧٣	٠/٧٥	خوب
٦٦٨/٥	١/١٤	٠/٠٦٣	١	ضعیف	٣٣٣/٥	١/١٤	٠/٠٦٣	١	متوسط	٢٢٢/٥	١/١٤	٠/٠٦٣	١	خوب
٥٠٢/٢	١/٣٣	٠/٠٧٣	١	ضعیف	٢٥٠/٦	١/٣٣	٠/٠٧٣	١	متوسط	١٦٧/٢	١/٣٣	٠/٠٧٣	١	خوب
١١٢٥/٥	٢	٠/٠٧٣	١	ضعیف	٥٦١/٥	٢	٠/٠٧٣	١	متوسط	٣٧٤/٦	٢	٠/٠٧٣	١	خوب

چنان‌چه از نمودارهای ارایه شده در پیوست ۱ قابل دریافت است، طبق تحلیل‌های انجام شده در موارد متعددی میان‌قاب‌های حایل بنایی تحت بارهای وارده آسیب‌پذیر است و نیازمند عملیات به‌سازی لرزه‌ای است. در حالات بینابین می‌توان از درون‌یابی خطی بین دو وضعیت مشخص طرفین استفاده کرد. نتایج عملیات به‌سازی در موارد آسیب‌پذیر در جدول ۱۰ ارایه شده است. در جدول ۱۰، پنج ستون اول همانند پنج ستون اول جدول ۸ است. سایر ستون‌ها به شرح جدول ۹ هستند:

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

جدول۹. معرفی پارامترهای اجرایی تقویت دیوارهای حائل بنایی با مش و ملات ارائه شده

ردیف	نماد	توضیح
۱	tm/t	ضخامت لایه مش و ملات برای تقویت میان‌قاب حایل بنایی آسیب‌پذیر بخش بر ضخامت دیوار
۲	top (cm)	فاصلهٔ شروع تقویت با مش و ملات تا تکیه‌گاه بالایی میان‌قاب حایل بنایی
۳	bot (cm)	فاصلهٔ شروع تقویت با مش و ملات تا تکیه گاه پایینی میان‌قاب حایل بنایی
٤	lat.(cm)	فاصلهٔ شروع تقویت با مش و ملات تا تکیه گاه کناری میان‌قاب حایل بنایی
٥	R.a.r %	درصد نسبت نیرو به ظرفیت تامین شده در دیوار حایل بنایی پس از تقویت با مش و ملات

در پیوست ۱، نمودارهای نتایج نسبت نیرو به ظرفیت پس از عملیات به‌سازی لرزه‌ای در موارد آسیب‌پذیر ارایه شده است. ضخامت و فواصل ناحیهٔ تقویت دیوار با مش و ملات از کناره‌های دیوار با توجه به جدول ۱۰ حاصل می‌شود. ترتیب قرارگیری داده‌ها در جدول ۱۰ به این‌صورت است که از ستون سمت چپ به راست داده‌ها از مقادیر کوچک‌تر به مقادیر بزرگ‌تر مرتب شده‌اند. لازم به ذکر است که حداقل ضخامت تقویت با مش و ملات به‌دلیل مسایل اجرایی ۵ سانتی‌متر در نظر گرفته است.

نتیجه‌گیری

در این تحقیق بر اساس روش مونونوبه و اکابه در مورد یک میان‌قاب حایل بنایی غیرصلب در امتداد عمود بر صفحه دیوار که محاط در یک قاب ساختمانی فولادی یا بتنی است، به محاسبهٔ نیروهای دینامیکی ناشی از زلزله و ارایه توزیع آن نیروها بر بدنه دیوار پرداخته شده است. در روش مونونوبه واکابه دیوار حایل صلب فرض شده و وضعیت غالب شکست، لغزش دیوار و یا چرخش حول پاشنه آن است، درحالی‌که در مورد یک میان‌قاب حایل بنایی غیروزنی، وضعیت غالب خرابی شکست در بدنه دیوار تحت نیروهای عمود بر صفحه است. در چنین وضعیتی توزیع نیروهای لرزه‌ای وارده بر دیوار اهمیت می‌یابد. در این مقاله با بررسی اثرات نیروهای دینامیکی عمود بر صفحه دیوار حایل بنایی غیروزنی، وضعیت شکست در بدنه دیوار به‌صورت تحلیلی بررسی شده و نتایج حاصل با نتایج تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی با استفاده از نرم‌افزار (W/کواک) ژئوسلوپ نیز کنترل شده است. سپس با انجام پژوهش‌های موردی در ۲٤۳ حالت خاص، جداول و نمودارهای کاربردی برای ارزیابی لرزه‌ای دیوارهای

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

موجود ارایه شده است. بر اساس این نمودارها دیوارهای آسیب‌پذیر مشخص گردیده و در نهایت جدول‌ها و نمودارهای کاربردی برای به‌سازی لرزه‌ای دیوارهای آسیب‌پذیر ارایه گردیده است.

منابع

1. Das B. M., "Principles of Geotechnical Engineering", Fifth Edition, Brooks/Cole, Pacific Grove, California (2002).
2. Hendry A. W., Sinha B. P., Davies S. R., "Design of Masonry Structures", Third Edition of Load Bearing Brickwork Design, Department of Civil Engineering University of Edinburgh, UK (2004).
3. Seed H. B., Whitman R. V., "Design of Earth Retaining Structures for Seismic Loads", ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, New York, June 22–24 (1970).
4. American Society of Civil Engineers (ASCE/SEI 41-06), "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings", Virginia (2006).
5. Prakash, S., “Soil Dynamics”, McGraw-Hill Inc., New York, (1981).
6. Federal Emergency Management Agency (FEMA), "Seismic Rehabilitation Pre-standard", Washington D. C., November (2000).
7. ASTM C1072-99, "Standard Test Method for Measurement of Masonry Flexural Bond Strength", American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania (1999).
8. ASTM E518-00, "Standard Test Measures for Flexural Bond Strength of Masonry", American Society for Testing and Materials, West Conshohoc-ken, Pennsylvania (2000).

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

۹. کمیتهٔ دائمی بازنگری آئین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله،*آئین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله*، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، استاندارد ۸۴-۲۸۰۰، ویرایش۳ (۱۳۸٤).

10. Ferdinand P. B, Johnston, E. R., T. De Wolf, J., "Mechanic of Materials", Fourth Edition in SI Units, McGraw-Hill Inc., New York, (2005).

۱۱. دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطر پذیری ناشی از زلزله، *راهنمای طراحی دیوارهای حایل*، نشریه شماره ۳۰۸، انتشارات سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور (۱۳۸٤).

12. Ghos S., Nandan Dey G., Datta B. "Pseudo static analysis of rigid retaining wall for dynamic active earth pressure", The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG) 1-6 October, Goa, India (2008).

13. Psarropoulos P. N., Klonarisg G., "Seismic earth pressure on rigid and flexible retaining wall", International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, No.11, Berkeley, ETATS-UNIS (2004).

14. Boyd M., "The performance of reinforced earth structure in the vicinity of Kobe during the 1995 earthquake", Australia New Zealand Conference on Geomechanics: Geomechanics in a Changing World, Proceeding (1996).

15. http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html

۱٦. دفتر امورفنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، *دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود*، نشریه شماره ۳٦۰، انتشارات سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور ۸۵/۰۰/۱۷۲، (۱۳۸۵).

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

پیوست‌ها:

جدول ۱۰. نتایج کمی کنترل دیوارهای حایل بنایی تقویت شده با مش و ملات

tm/t	top	bot.	lat.	R.a.r%	مصالح	h/H	t/H	L/H	tm/t	top	bot.	lat.	R.a.r%
0.227	60	35	65	38.45	ضعیف	0.5	0.15	2	0.111	120	60	190	18.49
0.227	45	25	60	44.82	ضعیف	0.75	0.063	1.143	0.227	25	15	20	79.98
0.227	45	25	60	48.5	ضعیف	0.75	0.063	1.429	0.341	17	10	20	92.36
0.143	130	65	75	35.24	ضعیف	0.75	0.063	1.714	0.455	20	10	20	96.19
0.143	90	45	90	47.36	ضعیف	0.75	0.073	1.333	0.227	30	15	25	62.65
0.143	70	35	80	55.48	ضعیف	0.75	0.073	1.667	0.227	20	10	20	79.34
0.143	165	100	165	28.32	ضعیف	0.75	0.073	2	0.227	15	10	20	90.82
0.143	105	60	130	34.47	ضعیف	0.75	0.088	1.6	0.227	25	15	30	43.52
0.143	80	50	120	39.23	ضعیف	0.75	0.088	2	0.227	25	15	30	53.3
0.111	175	105	195	31.75	ضعیف	0.75	0.088	2.4	0.227	25	15	30	57.83
0.111	125	75	160	38.59	ضعیف	0.75	0.1	1.143	0.143	65	30	50	38.68
0.227	35	20	30	90.56	ضعیف	0.75	0.1	1.429	0.143	45	20	45	52.53
0.341	30	20	25	94.3	ضعیف	0.75	0.1	1.714	0.143	35	25	45	63.19
0.455	25	20	20	94.86	ضعیف	0.75	0.117	1.333	0.143	70	35	60	29.85
0.227	60	45	35	73.97	ضعیف	0.75	0.117	1.667	0.143	50	30	60	38.6
0.227	30	15	30	88.8	ضعیف	0.75	0.117	2	0.143	45	25	55	43.28
0.341	25	15	30	80.42	ضعیف	0.75	0.129	1.143	0.111	115	55	90	25.37
0.227	45	25	45	50.8	ضعیف	0.75	0.129	1.429	0.111	75	35	70	35.19
0.227	35	20	45	57.91	ضعیف	0.75	0.129	1.714	0.111	65	35	70	42.63
0.227	30	20	45	63.45	ضعیف	0.75	0.14	1.6	0.143	75	45	90	20.72
0.143	95	40	75	47.14	ضعیف	0.75	0.14	2	0.143	65	40	85	25.3
0.143	70	35	60	63	ضعیف	0.75	0.14	2.4	0.143	55	45	80	26.99
0.143	50	30	60	74.94	ضعیف	0.75	0.15	1.333	0.111	125	70	125	19.1
0.143	105	50	100	37.26	ضعیف	0.75	0.15	1.667	0.111	90	50	105	24.55
0.143	75	45	85	45.65	ضعیف	0.75	0.15	2	0.111	70	45	100	29.1
0.143	60	35	80	51.81	ضعیف	0.75	0.18	2	0.111	135	95	220	17.57
0.111	185	100	160	32.59	ضعیف	0.75	0.18	2.4	0.111	100	75	190	17.49
0.111	110	60	120	43.49	ضعیف	1	0.063	1.143	0.341	25	10	15	91.52
0.111	90	55	110	51.33	ضعیف	1	0.063	1.429	0.568	15	10	10	94.25
0.143	100	70	150	30.48	ضعیف	1	0.063	1.714	0.682	10	8	10	99.14
0.143	85	60	140	32.4	ضعیف	1	0.073	1.333	0.227	20	10	15	83.37
0.111	150	100	195	33.72	ضعیف	1	0.073	1.667	0.341	15	10	15	90.2
0.111	110	75	170	35.98	ضعیف	1	0.073	2	0.455	15	10	15	90.13
0.227	35	20	30	54.11	ضعیف	1	0.088	1.6	0.227	25	15	25	59.09
0.227	30	15	30	73.22	ضعیف	1	0.088	2	0.227	20	15	25	69.89
0.227	25	15	30	89.23	ضعیف	1	0.088	2.4	0.227	15	15	25	76.85
0.227	40	20	40	41.62	ضعیف	1	0.1	1.143	0.143	50	30	35	52.45
0.227	30	20	30	53.78	ضعیف	1	0.1	1.429	0.143	35	20	30	71.07
0.227	25	20	30	61.08	ضعیف	1	0.1	1.714	0.143	25	20	30	85.47
0.227	45	25	50	30.18	ضعیف	1	0.117	1.333	0.143	50	25	45	40.01
0.227	35	20	45	34.76	ضعیف	1	0.117	1.667	0.143	40	25	45	51.12
0.227	30	20	45	38.33	ضعیف	1	0.117	2	0.143	30	20	40	59.28
0.143	100	50	80	24.57	ضعیف	1	0.129	1.143	0.111	50	35	60	35.3
0.143	140	85	150	36.9	ضعیف	1	0.129	1.429	0.111	60	30	60	47.94
0.143	105	70	135	43.51	ضعیف	1	0.129	1.714	0.111	50	30	50	57.39
0.143	105	60	105	19.18	ضعیف	1	0.14	1.6	0.143	55	30	65	28.27
0.143	75	45	90	24.84	ضعیف	1	0.14	2	0.143	45	25	60	33.76
0.143	60	40	90	28.77	ضعیف	1	0.14	2.4	0.143	40	25	60	37.06
0.111	120	70	120	21.96	ضعیف	1	0.15	1.333	0.111	90	50	80	26.63
0.111	95	60	110	26.83	ضعیف	1	0.15	1.667	0.111	60	35	75	34.63
0.143	100	70	160	15.98	ضعیف	1	0.15	2	0.111	50	30	70	40.03
0.143	85	60	150	17.49	ضعیف	1	0.18	2	0.111	80	50	120	22.35
0.111	170	110	225	16.84	ضعیف	1	0.18	2.4	0.111	70	45	110	24.2

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

ادامه جدول ۱۰

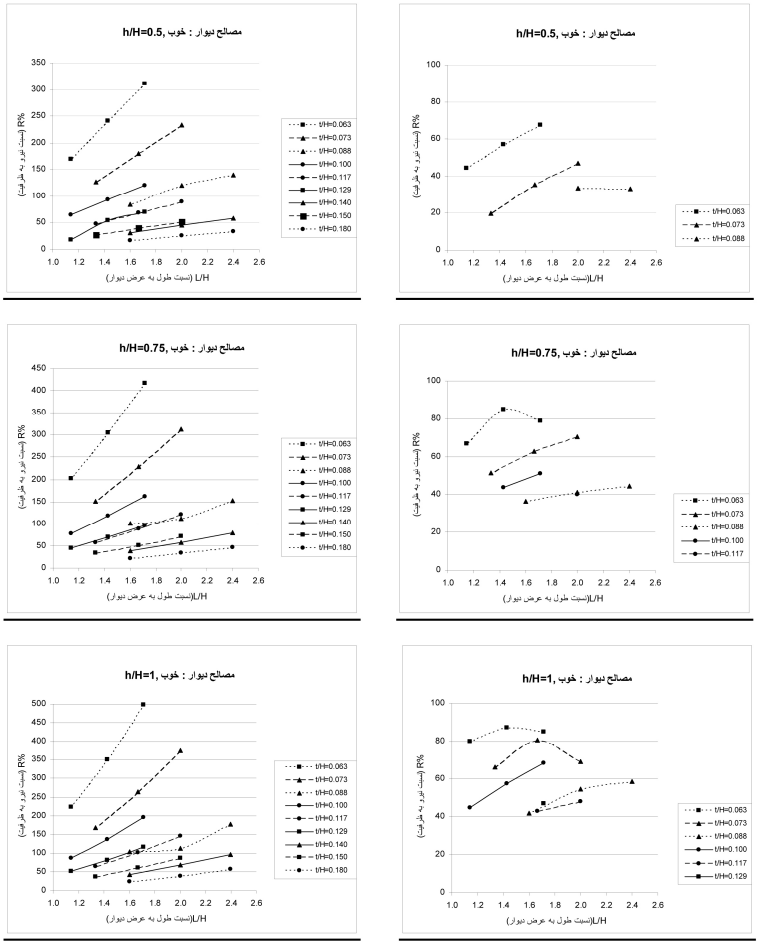
مصالح	h/H	t/H	L/H	tm/t	top	bot.	lat.	R.a.r%	مصالح	h/H	t/H	L/H
خوب	0.5	0.063	1.143	0.227	105	52	90	44.24	متوسط	0.75	0.088	1.6
خوب	0.5	0.063	1.429	0.227	70	35	75	57.04	متوسط	0.75	0.088	2
خوب	0.5	0.063	1.714	0.227	60	35	70	67.45	متوسط	0.75	0.088	2.4
خوب	0.5	0.073	1.333	0.227	120	60	120	19.86	متوسط	0.75	0.1	1.143
خوب	0.5	0.073	1.667	0.227	90	50	105	35.28	متوسط	0.75	0.1	1.429
خوب	0.5	0.073	2	0.227	75	45	100	47.08	متوسط	0.75	0.1	1.714
خوب	0.5	0.088	2	0.227	135	95	225	33.73	متوسط	0.75	0.117	1.333
خوب	0.5	0.088	2.4	0.227	100	75	190	33.05	متوسط	0.75	0.117	1.667
خوب	0.75	0.063	1.143	0.227	70	32	52	66.81	متوسط	0.75	0.117	2
خوب	0.75	0.063	1.429	0.227	52	28	45	84.94	متوسط	0.75	0.129	1.429
خوب	0.75	0.063	1.714	0.341	35	25	45	78.83	متوسط	0.75	0.129	1.714
خوب	0.75	0.073	1.333	0.227	75	40	70	51.41	متوسط	1	0.063	1.143
خوب	0.75	0.073	1.667	0.227	60	30	60	62.8	متوسط	1	0.063	1.429
خوب	0.75	0.073	2	0.227	50	30	60	70.51	متوسط	1	0.063	1.714
خوب	0.75	0.088	1.6	0.227	90	50	110	36.51	متوسط	1	0.073	1.333
خوب	0.75	0.088	2	0.227	70	45	100	41.35	متوسط	1	0.073	1.667
خوب	0.75	0.088	2.4	0.227	63	40	100	44.37	متوسط	1	0.073	2
خوب	0.75	0.1	1.429	0.143	140	87	150	43.91	متوسط	1	0.088	1.6
خوب	0.75	0.1	1.714	0.143	105	65	135	51.26	متوسط	1	0.088	2
خوب	0.75	0.117	2	0.143	135	90	240	40.2	متوسط	1	0.088	2.4
خوب	1	0.063	1.143	0.227	55	40	30	80.01	متوسط	1	0.1	1.143
خوب	1	0.063	1.429	0.341	35	27	34	87.1	متوسط	1	0.1	1.429
خوب	1	0.063	1.714	0.455	25	20	30	85.18	متوسط	1	0.1	1.714
خوب	1	0.073	1.333	0.227	60	30	50	66.04	متوسط	1	0.117	1.333
خوب	1	0.073	1.667	0.227	45	25	45	80.65	متوسط	1	0.117	1.667
خوب	1	0.073	2	0.227	35	25	45	68.98	متوسط	1	0.117	2
خوب	1	0.088	1.6	0.227	63	37	75	41.98	متوسط	1	0.129	1.143
خوب	1	0.088	2	0.227	50	30	70	54.42	متوسط	1	0.129	1.429
خوب	1	0.088	2.4	0.227	50	25	70	58.56	متوسط	1	0.129	1.714
خوب	1	0.1	1.143	0.143	150	70	120	44.72	متوسط	1	0.14	2
خوب	1	0.1	1.429	0.143	95	55	100	57.4	متوسط	1	0.14	2.4
خوب	1	0.1	1.714	0.143	90	75	47	68.35	متوسط	1	0.15	1.667
خوب	1	0.117	1.667	0.143	120	75	150	43.07	متوسط	1	0.15	2
خوب	1	0.117	2	0.143	90	60	140	47.82	ضعیف	0.5	0.063	1.143
خوب	1	0.129	1.714	0.111	140	95	190	46.81	ضعیف	0.5	0.063	1.429
متوسط	0.5	0.063	1.143	0.227	70	35	60	47.53	ضعیف	0.5	0.063	1.714
متوسط	0.5	0.063	1.429	0.227	50	30	50	62.59	ضعیف	0.5	0.073	1.333
متوسط	0.5	0.063	1.714	0.227	40	30	50	72.06	ضعیف	0.5	0.073	1.667
متوسط	0.5	0.073	1.333	0.227	75	40	60	37.35	ضعیف	0.5	0.073	2
متوسط	0.5	0.073	1.667	0.227	60	30	60	46.06	ضعیف	0.5	0.088	1.6
متوسط	0.5	0.073	2	0.227	45	30	60	51.91	ضعیف	0.5	0.088	2
متوسط	0.5	0.088	1.6	0.227	90	50	110	26.49	ضعیف	0.5	0.088	2.4
متوسط	0.5	0.088	2	0.227	70	45	100	30.24	ضعیف	0.5	0.1	1.143
متوسط	0.5	0.088	2.4	0.227	60	40	100	32.47	ضعیف	0.5	0.1	1.429
متوسط	0.5	0.1	1.429	0.143	140	85	150	31.55	ضعیف	0.5	0.1	1.714
متوسط	0.5	0.1	1.714	0.143	105	70	135	37.09	ضعیف	0.5	0.117	1.333
متوسط	0.5	0.117	2	0.143	150	110	260	28.13	ضعیف	0.5	0.117	1.667
متوسط	0.75	0.063	1.143	0.227	50	25	35	69.47	ضعیف	0.5	0.117	2
متوسط	0.75	0.063	1.429	0.227	20	10	20	87.96	ضعیف	0.5	0.129	1.429
متوسط	0.75	0.063	1.714	0.341	30	10	30	86.38	ضعیف	0.5	0.129	1.714
متوسط	0.75	0.073	1.333	0.227	50	25	45	54.48	ضعیف	0.5	0.14	2
متوسط	0.75	0.073	1.667	0.227	40	20	40	66.08	ضعیف	0.5	0.14	2.4
متوسط	0.75	0.073	2	0.227	30	20	40	75.75	ضعیف	0.5	0.15	1.667

برای به‌سازی لرزه‌ای در حالات بینابین، می‌توان از درون‌یابی خطی بین دو وضعیت مشخص طرفین استفاده کرد.

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

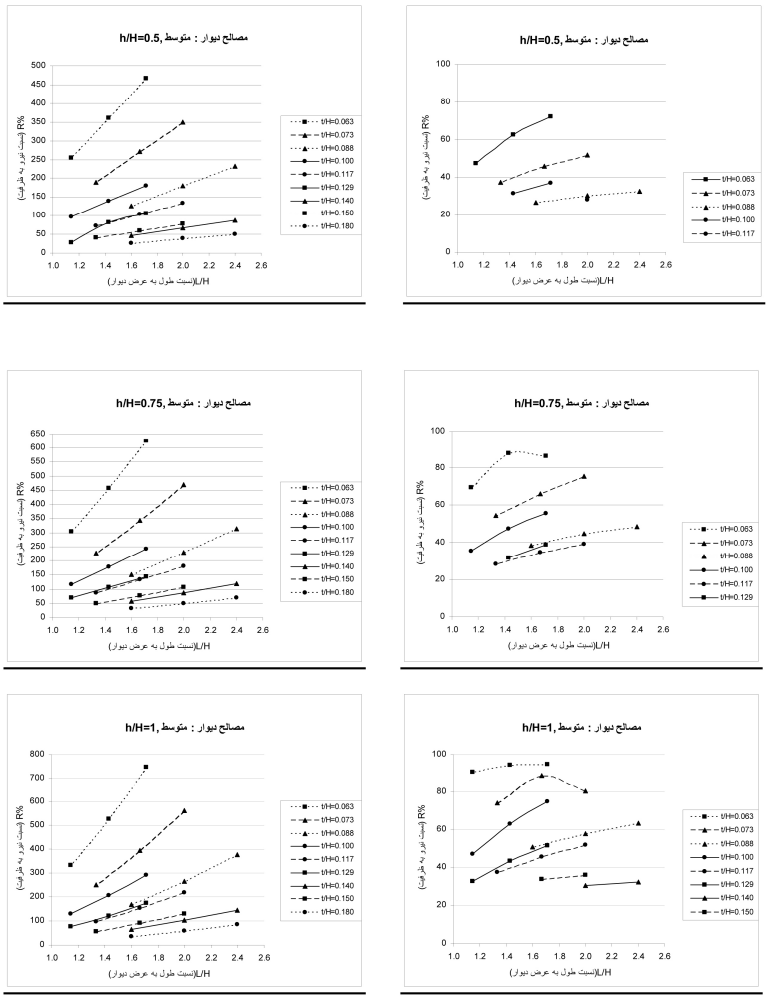
پیوست ۱ نمودارهای نیرو به ظرفیت دیوارهای حایل بنایی در وضعیت موجود و پس از تقویت



شکل ۸. مقادیر R برای دیوارهای با مصالح خوب تقویت شده به ازای مقادیر مختلف h/H، t/H و L/H (سمت چپ: وضعیت موجود، سمت راست: پس از تقویت)

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

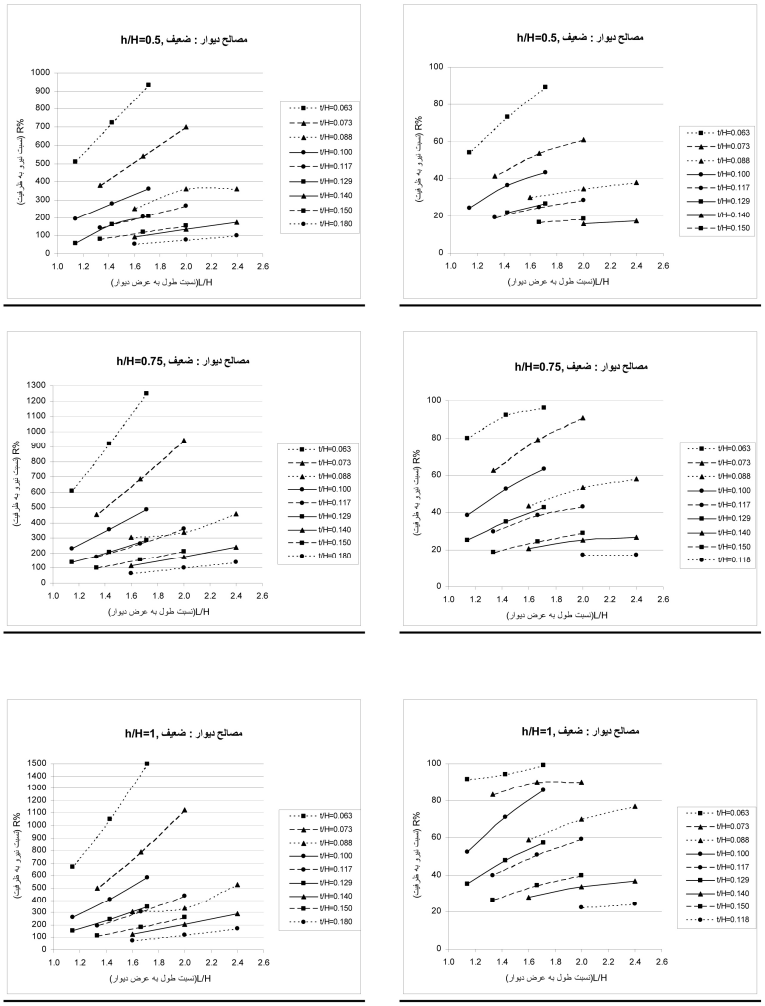
[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]



شکل ۹. مقادیر R برای دیوارهای با مصالح متوسط تقویت شده به ازای مقادیر مختلف h/H، t/H و L/H (سمت چپ: وضعیت موجود، سمت راست: پس از تقویت)

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

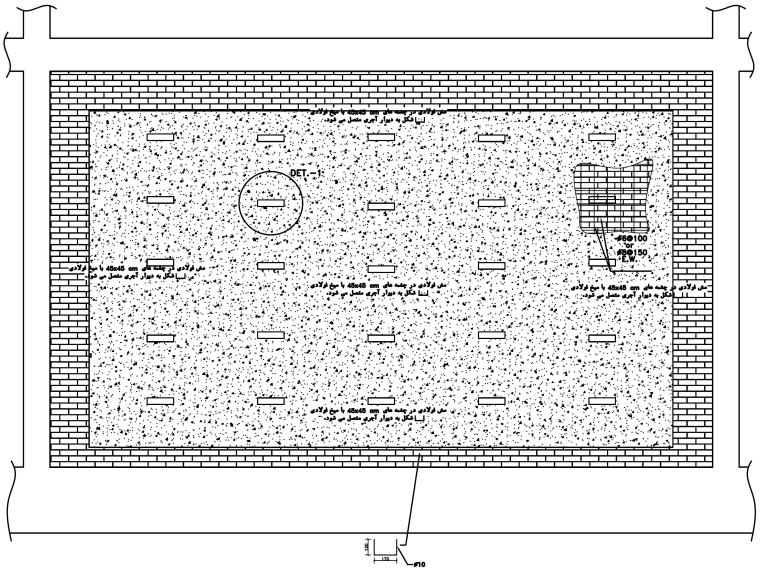


شکل ۱۰. مقادیر R برای دیوارهای با مصالح ضعیف تقویت شده به ازای مقادیر مختلف h/H، t/H و L/H (سمت چپ: وضعیت موجود، سمت راست: پس از تقویت)

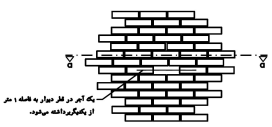
[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

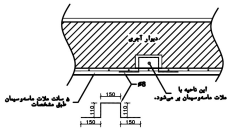
[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]

پیوست ۲. جزئیات اجرایی تقویت دیوارهای حایل بنایی با مش فولادی و ملات ماسه سیمان



اتصال برشی به دیوار موجود
Sc: 1/20





SEC. a-a
Sc: 1/20

[Downloaded from jeg.khu.ac.ir on 2024-04-27]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1390.5.2.6.3]