

ارزیابی عددی ضریب لرزه‌ای افقی برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده

صابر کریمی^۱، محمد حاذقیان^{۲*}، کاظم برخوردار

۱- دانشجوی کارشناسی‌ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد، یزد، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد، یزد، ایران

۳- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد، یزد، ایران

پست الکترونیکی نویسندگان:

۱- saberkarimi@stu.yazd.ac.ir

۲- m.hazeghian@yazd.ac.ir

۳- kbarkhordari@yazd.ac.ir

چکیده:

مطالعه حاضر یک روش عددی مبتنی بر تحلیل دینامیکی غیرخطی برای محاسبه ضریب لرزه‌ای افقی برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده ارائه می‌دهد. ابتدا روش مدل‌سازی عددی در دو فاز استاتیکی و دینامیکی صحت‌سنجی شد. سپس در چارچوب یک مطالعه پارامتری جامع تأثیر عوامل مختلف بر ضریب لرزه‌ای افقی بررسی شد. نتایج مطالعه حاضر نشان داد که به‌طور کلی نسبت ضریب لرزه‌ای افقی حداکثر به حداکثر شتاب سطح زمین (k_{hmax}/PGA) با افزایش ارتفاع دیواره میخ‌گذاری شده، افزایش فرکانس غالب تاریخچه زلزله و افزایش حداکثر شتاب سطح زمین کاهش می‌یابد. علاوه بر این، نتایج نشان داد که تقویت طرح میخ‌گذاری با افزایش قطر، کاهش فاصله افقی و افزایش طول میخ تأثیر قابل‌توجهی بر نسبت k_{hmax}/PGA ندارد. در مجموع، محدوده ضریب لرزه‌ای افقی طراحی برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده ۰/۱۸ تا ۰/۴۶ حداکثر شتاب سطح زمین به دست آمد که کمتر از محدوده متداول ۰/۳۳ تا ۰/۵ هست که معمولاً در طراحی در نظر گرفته می‌شود.

واژگان کلیدی:

دیواره میخ‌گذاری شده، ضریب لرزه‌ای افقی، مدل‌سازی عددی، تحلیل دینامیکی و $FLAC^{3D}$

* محمد حاذقیان، استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد، یزد، ایران

ایمیل: m.hazeghian@yazd.ac.ir (نویسنده مسئول مقاله)

A numerical assessment of the horizontal seismic coefficient for soil-nailed walls

Saber Karimi ^۱, Mohammad Hazeghian ^۲, Kazem Barkhordari

^۱- MS student, Department of Civil Engineering, Yazd University, Yazd, Iran

^۲- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Yazd University, Yazd, Iran

^۳- Associate Professor, Department of Civil Engineering, Yazd University, Yazd, Iran

Abstract:

It is the objective of the present study to present a methodology for determining the horizontal seismic coefficient for soil-nailed walls based on numerical non-linear dynamic analysis. As a first step, two verification tests were simulated in order to validate the numerical modeling methodology and assumptions both in static and dynamic modes. The static validation phase involved simulating the soil-nailed wall in the Clouterre project and comparing numerical and measured profiles of horizontal displacement after excavation. The dynamic validation phase included a shaking table test on a soil-nailed wall, followed by a comparison of numerical and experimental profiles of the horizontal displacement of the wall at the end of the seismic loading. Afterwards, an in-depth explanation of the numerical modeling methodology used to calculate the seismic coefficient for soil-nailed walls was provided. Thereafter, an extensive parametric study was conducted to examine the effects of various factors on the horizontal seismic coefficient, including the wall height, soil relative density, soil cohesion, earthquake frequency content, ground surface acceleration, and altering the soil nailing design. In the parametric study, three earthquake acceleration records were used: Kocaeli, Avaj and Chi-Chi. The results of the parametric study showed that the ratio of the maximum horizontal seismic coefficient to the maximum ground surface acceleration (k_{hmax}/PGA) decreased on average with the increase in the wall height, the predominant frequency of earthquake motion and the maximum ground surface acceleration. Furthermore, the results indicated that the k_{hmax}/PGA ratio increased with an increase in soil relative density. Moreover, the ratio increased slightly as soil cohesion increased. Additionally, it was found that modifying the soil nailing design by increasing the diameter, reducing the horizontal spacing, and increasing the length of nails did not significantly alter the k_{hmax}/PGA ratio. The calculated horizontal seismic coefficients ($k_{ndesign}$) resulted from the parametric study ranged from ۰,۱۸ to ۰,۴۶ of the maximum ground acceleration (PGA), which is less than the commonly used range of ۰,۳۳ to ۰,۵ PGA.

Keywords: Soil-nailed walls, Horizontal seismic coefficient, Numerical modelling, Dynamic analysis and FLAC^{۳D}

میخکوبی شده و ضریب تشدید تأثیر می‌گذارد. دشتارا و همکاران [۵] با استفاده از یک مدل المان محدود سه‌بعدی به مقایسه نتایج عددی و داده‌های تجربی حاصل از تست سانتریفیوژ که توسط ویونستک انجام شده بود پرداختند و نشان دادند که مدل المان محدود توسعه‌یافته می‌تواند رفتار لرزه‌ای سیستم میخکوبی شده را به‌درستی شبیه‌سازی کند. زمیران و همکاران [۲۱] شبیه‌سازی عددی دیوارهای میخ‌گذاری شده تحت ورودی ارتعاشی را انجام داده‌اند. تجزیه و تحلیل با نرم‌افزار فلک انجام شد. مقایسه بین نتایج روش اجزای محدود و تفاضل محدود همگرایی قابل اعتمادی را بین این دو روش نشان داد. نتایج حاصل از این تحقیق نشان داد که نرم‌افزار فلک می‌تواند رفتار متقابل خاک - دوغاب - میخ را به طور مناسب شبیه‌سازی کند. همچنین مشخص شد که زلزله تأثیر زیادی بر جابه‌جایی جانبی دیوارهای میخکوبی شده می‌گذارد و در هنگام زلزله در ردیف میخ‌های پایین و بالا نیروی محوری بیشتری نسبت به ردیف‌های میخ میانی ایجاد می‌شود. ایرج رحمانی و امیر نجاتی [۱۴] به بررسی رفتار پایدارسازی دیوار میخکوبی شده دائمی تحت بار دینامیکی پرداخته‌اند و با استفاده از ابزارگذاری صورت‌گرفته در گود هتل نرگس ۲ و مدل‌سازی این گود با نرم‌افزار فلک به تأیید صحت این نرم‌افزار پرداخته‌اند. سینگ^۴ و همکاران [۱۵] به بررسی برخی از شیب‌های معمولی که عموماً در راه‌آهن هند با آن مواجه می‌شوند، به‌صورت عددی برای تعیین پایداری آن از نظر ضریب ایمنی^۵ تحت شرایط استاتیکی و لرزه‌ای با استفاده از روش تفاضل محدود^۶ و روش تعادل حدی^۷ پرداخته‌اند. نتایج نشان داد که شیب و طول میخ تأثیر قابل توجهی بر ضریب ایمنی، نیروی محوری میخ و نیروی برشی دارد. همچنین مشخص شد که نتایج هر دو رویکرد قابل مقایسه هستند، اگرچه، ضریب ایمنی به‌دست‌آمده از روش تعادل حدی کمی بالاتر از روش تفاضل محدود بود. مجید یزدان دوست و همکاران [۲۰] به بررسی اثر روش تقویت خاک بر خواص دینامیکی، مقادیر مدول برشی، نسبت میرایی برای دیوارهای نیلینگ شده و

امروزه به دلیل تراکم زیاد در بافت شهری و افزایش روزافزون قیمت زمین، تمایل به ایجاد طبقات زیر زمین و به‌تبع آن افزایش عمق گود افزایش یافته است. همچنین به دلیل گسترش و توسعه زیاد شهرها نیاز به خطوط ارتباطی مانند جاده‌ها، راه‌آهن و پل‌ها افزایش یافته است که نیاز به استفاده از روش‌های پایدارسازی برای حفظ پایداری دیواره گودها و شیب کنار راه‌ها را افزایش داده است. روش‌های مختلفی برای پایدارسازی گود مانند مسلح کردن خاک با تسمه‌های فولادی، ژئوسنتتیک‌ها، انکرها و ... وجود دارد. یکی از این روش‌ها نیلینگ یا میخ‌گذاری خاک است. این روش دارای مزایایی زیادی است. یکی از این مزایا انعطاف‌پذیری بالا و عملکرد لرزه‌ای مناسب است. در ادامه خلاصه‌ای از مطالعات انجام شده در ارتباط با عملکرد لرزه‌ای سیستم میخ‌گذاری ارائه می‌شود.

ویوستیک^۲ و همکاران [۱۷] نشان دادند که سازه‌های میخکوبی شده عملکرد خوبی را در هنگام زلزله از خود نشان می‌دهند و مکانیزم گسیختگی آن‌ها شامل دو بلوک لغزنده و سه سطح گسیختگی است. هانگ^۳ و همکاران [۸] با استفاده از آزمایش‌های میز لرزان به این نتیجه رسیدند که شیب‌های میخکوبی شده رفتار انعطاف‌پذیری را در هنگام لرزش به نمایش می‌گذارند. همچنین سطح گسیختگی با سطح گسیختگی به‌دست‌آمده از آزمایش ویوستیک و تفنکجیان کمی متفاوت است و سطح مقعر به‌صورت خطی دیده می‌شود. فرخزاد و همکاران [۶] به بررسی اثرات طول و زاویه میلگردهای نصب شده بر رفتار لرزه‌ای خاک‌های میخکوب شده پرداخته‌اند. برای این منظور از رکوردهای زلزله طیس و منجیل استفاده شده است. نتایج بررسی نشان داد که طول و زاویه میخ بر پاسخ شتاب و همچنین جابه‌جایی‌های عمودی و افقی در سطح گودبرداری در طول زلزله تأثیر می‌گذارد. علاوه بر این نشان داده شد که وزن سربار، نوع خاک و شتاب زلزله بر پایداری لرزه‌ای دیوارهای

۵. Factor Of Safety (FOS)

۶. Finite Difference Method (FDM)

۷. Limit Equilibrium Analysis Method (LEM)

۲. Vucetic

۳. Hong

۴. Singh

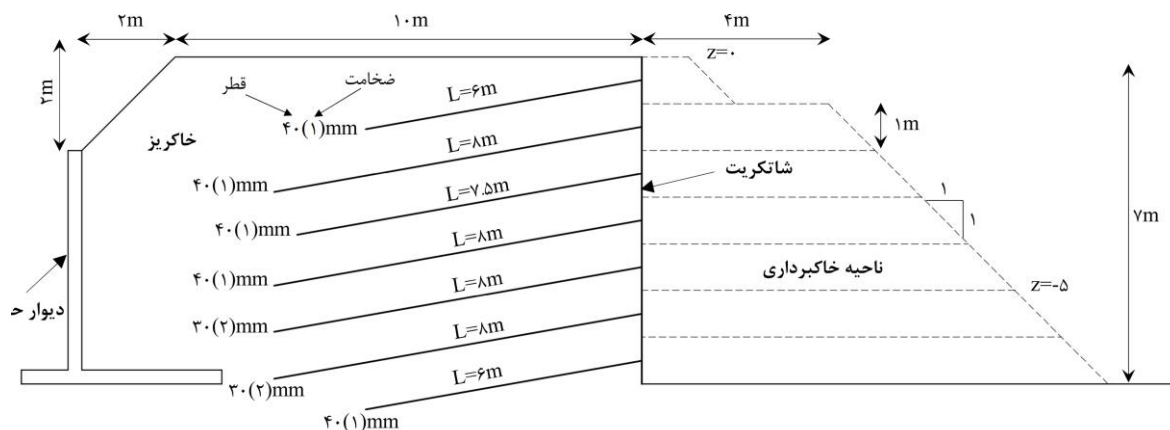
دیوارهای مسلح شده با تسمه فولادی با استفاده از تست‌های میز لرزان پرداختند. نتایج نشان داد که روند تغییرات مدول برشی و نسبت میرایی در مقابل کرنش برشی به شدت تحت تأثیر روش تقویت و فشار همه‌جانبه است. متوکومار^۸ و همکاران [۱۳] از روش شبه‌استاتیک برای تجزیه و تحلیل پایداری دیوار عمودی میخ شده با خاک تحت شرایط لرزه‌ای استفاده کردند. آن‌ها نشان دادند که روش شبه‌استاتیک یک رابطه خطی با پارامترهای لرزه‌ای نشان می‌دهد و تغییرات نسبت به زمان را نادیده می‌گیرد. مجید یزدان دوست [۱۸] ضریب شبه‌استاتیکی را به عنوان تابعی از پارامترهای اصلی زلزله، ویژگی‌های ژئوتکنیکی ساختگاه و سطوح عملکرد دیوار بیان کرده است. در این پژوهش ابتدا با انجام آزمایش‌های میز لرزان به تعیین مرزهای سطوح عملکرد در شرایط لرزه‌ای و هندسه مختلف پرداخته شد. سپس با نتایج مدل‌سازی عددی در قالب تغییر شکل‌های ماندگار و تعیین ضریب شبه‌استاتیکی معادل با استفاده از آنالیزهای تعادل حدی پرداخته شد. مجید یزدان دوست و همکاران [۱۹] با استفاده از مجموعه‌ای از مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی بر روی دیوار خاک مسلح شده با نوار فولادی، دیوار میخکوبی شده و دیوار حائل مرکب و با در نظر گرفتن اثر توزیع غیریکنواخت شتاب در طول ارتفاع دیوار به تعیین ضریب شبه‌استاتیک در امتداد ارتفاع دیوار پرداختند و در انتها میانگین ضریب شبه‌استاتیک برای هر سه سازه خاک مسلح به طور جداگانه به عنوان تابعی از مقادیر حداکثر شتاب افقی متناظر با شکست در مکان‌های مختلف معرفی شد. بابو^۹ و همکاران [۲] با استفاده از تحلیل شبه‌استاتیکی و دینامیکی به بررسی عملکرد دیوار میخکوبی شده به ارتفاع هشت متر در شرایط لرزه‌ای پرداخته‌اند. در این مطالعه مشخص شد که مقادیر ضریب ایمنی به دست آمده از روش شبه‌استاتیکی در مقایسه با روش دینامیکی کمتر است. این به دلیل فرض نیروی زلزله به صورت مداوم بر روی دیوار است. همچنین مشخص شد که مدت زمان حرکت زمین می‌تواند تأثیر زیادی بر آسیب‌های ناشی از زلزله داشته باشد. بازیار و همکاران [۳] به بررسی تأثیر اضافه بار بر روی حرکت دیوارها تحت

بار لرزه‌ای با استفاده از تست‌های سانتریفیوژ پرداخته‌اند. مشخص شد که محل اضافه بار روی سطح زمین یک فاکتور مهم و تأثیرگذار بر حرکات ناشی از زلزله است و بدترین حالت قرارگیری بار در پشت دیوار است. همچنین مشاهده توزیع غیریکنواخت شتاب، فرض طراحی شبه‌استاتیک مبنی بر فرض یک ضریب لرزه ثابت در تمام ارتفاع را زیر سؤال می‌برد. علی کمک پناه و مجید یزدان دوست [۱۰] ضریب شبه‌استاتیک را به صورت تابعی از پارامترهای اصلی زلزله مانند دوره تناوب غالب و هندسه گود نظیر ارتفاع سازه بیان کردند. آن‌ها برای انتخاب ضریب شبه‌استاتیک مناسب جابه‌جایی‌های افقی رویه در دو حالت دینامیکی و شبه‌استاتیک را با یکدیگر برابر قرار داده و ضریب شتاب شبه‌استاتیک را به صورت تابعی از دوره تناوب غالب و ارتفاع سازه بیان کردند. نتایج تأثیر زیاد ارتفاع گود و دوره تناوب غالب زلزله بر روی ضریب شبه‌استاتیک را نشان می‌دهد به گونه‌ای که افزایش ارتفاع منجر به کاهش ضریب شبه‌استاتیک می‌گردد و بیشترین ضریب شبه‌استاتیک و عمده تغییرات آن در محدوده دوره تناوب طبیعی سازه است.

بر اساس مطالعات صورت گرفته مشخص می‌شود که سیستم میخکوبی خاک دارای عملکرد خوبی در هنگام زلزله است و انعطاف‌پذیری بالایی دارد. همچنین با وجود استفاده زیاد از روش شبه‌استاتیک در پژوهش‌ها برای محاسبه ضریب اطمینان دیوار، مطالعه عددی کمی بر روی ضریب لرزه‌ای در دیوارهای میخکوبی شده صورت گرفته است و مطالعات انجام شده عمدتاً به صورت آزمایشگاهی بوده است. هدف اصلی مطالعه حاضر ارائه یک روش عددی مبتنی بر تحلیل دینامیکی غیرخطی برای محاسبه ضریب لرزه‌ای افقی برای دیوارهای میخ‌گذاری شده است. در ابتدا روش عددی ارائه شده صحت سنجی می‌شود. سپس در چارچوب یک مطالعه پارامتری تأثیر عوامل مختلف مانند نوع خاک، حداکثر شتاب سطح زمین، محتوای فرکانسی تاریخچه زلزله، ارتفاع دیواره و طرح میخ‌گذاری بر ضریب لرزه‌ای افقی بررسی می‌شود. در پایان محدوده

^۹. Babu

^۸. Muthukumar



خاک فونداسیون

شکل ۱: هندسه دیواره میخ‌گذاری شده در پروژه کلوتره [۷]

افقی بترتیب ۱ m و ۱/۱۵ m است. جزئیات این صحت‌سنجی توسط حاذقیان [۷] بیان شده است. در ادامه خلاصه این صحت‌سنجی بیان می‌شود.

برای تحلیل تغییرشکل استاتیکی از مدل رفتاری CYSOIL^۱ استفاده شده است. پارامترهای اصلی این مدل رفتاری شامل زاویه اصطکاک داخلی (ϕ)، زاویه اتساع (ψ)، چسبندگی (c)، ضریب پواسون (ν)، توان باربرداری (m) که مطابق با پیش‌فرض آن در نرم‌افزار FLAC^{۳D}، ۰/۵ فرض شد، ضریب پیش‌تحکیمی (OCR) که یک فرض شد (خاک عادی تحکیم‌یافته)، فشار مرجع که برابر با فشار هوا ($P_{ref}=100$ kPa) فرض شد و پارامترهای G_{ref} و R می‌شوند. پارامترهای G_{ref} و R بترتیب از روابط (۱) و (۲) محاسبه می‌شوند.

$$G_{ref} = \frac{E_{50}}{P_{ref}} \cdot \frac{(1-2\nu)}{2(1-\nu)} \quad (1)$$

$$R = \frac{E_{ur}}{E_{50}} \cdot \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} - 1 \quad (2)$$

که E_{50} و E_{ur} بترتیب مدول بارگذاری سکانت در ۵۰٪ مقاومت برشی نهایی و مدول باربرداری- بارگذاری مجدد است. برای

ضرایب لرزه‌ای به‌دست‌آمده با محدوده‌ای که در آیین‌نامه‌ها و مراجع معتبر پیشنهاد شده است، مقایسه می‌شود.

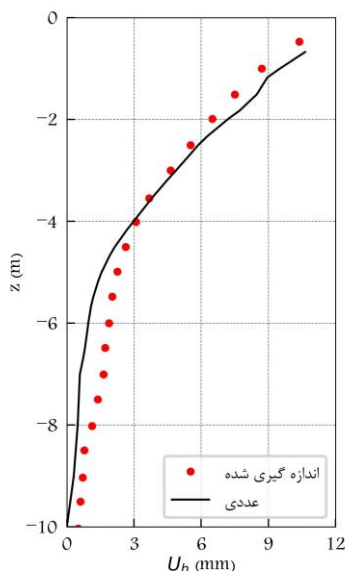
ساختار مقاله حاضر به صورتی است که در ادامه توضیح داده می‌شود. ابتدا در بخش دوم و سوم، روش مدل‌سازی عددی با دو آزمون معتبر در فازهای استاتیکی و دینامیکی صحت‌سنجی می‌شود. سپس در بخش چهارم متدولوژی عددی مبتنی بر تحلیل دینامیکی غیرخطی برای محاسبه ضریب لرزه‌ای به‌صورت کامل و مرحله‌به‌مرحله توضیح داده می‌شود. در ادامه در بخش پنجم فرضیات مطالعه پارامتری بیان می‌شود. در بخش ششم نتایج به‌دست‌آمده از مطالعه پارامتری تفسیر و با نتایج مطالعات گذشته مقایسه می‌شود. در انتها در بخش هفتم نیز یک جمع‌بندی از مقاله ارائه می‌شود.

۲. صحت‌سنجی استاتیکی

صحت‌سنجی بخش تحلیل استاتیکی مطالعه حاضر با مدل‌سازی دیواره میخ‌گذاری شده در پروژه کلوتره انجام شد [۱۶]. همانطور که در شکل ۱ نشان داده شده است، دیواره میخ‌گذاری شده در این پروژه شامل ۷ ردیف میخ توخالی آلومینیومی با فاصله قائم و

^۱: Cap-Yield (CYSoil) Model

قرار دارد را مقایسه می‌کند. همانطور که مشاهده می‌شود، پروفیل‌های اندازه‌گیری شده و عددی سازگار خوبی با یکدیگر دارند. مقادیر جابجایی افقی اندازه‌گیری شده و عددی در تاج دیواره بترتیب حدود $10/6$ mm و $10/4$ mm است که اختلافی حدود ۲٪ دارند.



شکل ۲: مقایسه پروفیل‌های عددی و اندازه‌گیری شده جابجایی افقی در امتداد محور A-A [۷]

۳. صحت‌سنجی دینامیکی

به علت عدم دسترسی به اطلاعات پایش شده از رفتار لرزه‌ای دیوارهای خاکی میخ‌کوبی شده در حالت واقعی، از یک آزمایش کوچک مقیاس میز لرزان که توسط هانگ و همکاران [۸] انجام شده است، برای صحت‌سنجی مدل در مرحله بارگذاری دینامیکی استفاده شد. شکل ۴ (الف) هندسه مدل فیزیکی دیواره میخ‌گذاری شده برای آزمایش میز لرزان را نشان می‌دهد. از یکی از رکوردهای زلزله ۱۹۹۹

تمامی مدل‌های مطالعه حاضر $E_{ur}=3E_s$ فرض شده است. جدول ۱ مشخصات خاکریز و خاک فونداسیون در مدل‌سازی عددی را نشان می‌دهد.

جدول ۱: مشخصات خاک خاکریز و فونداسیون [۷]

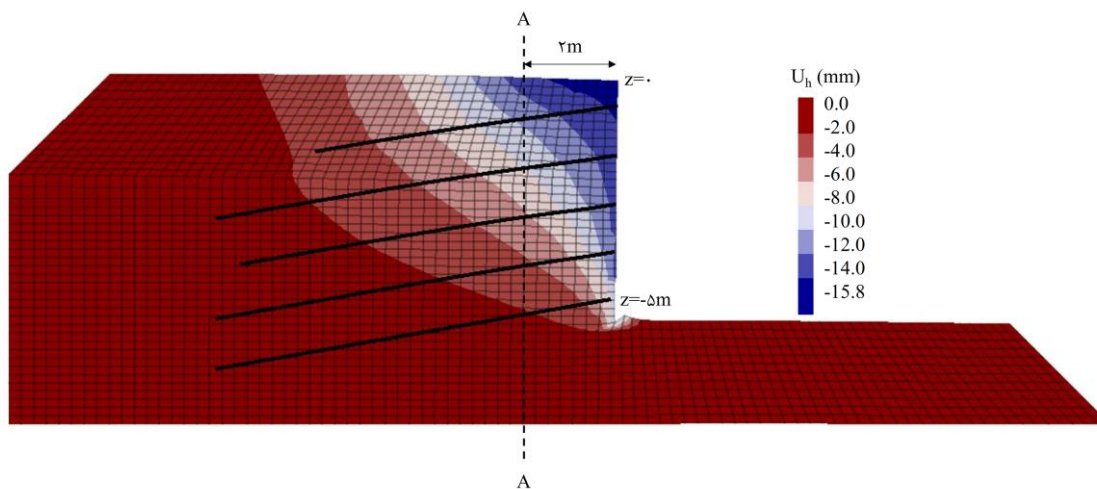
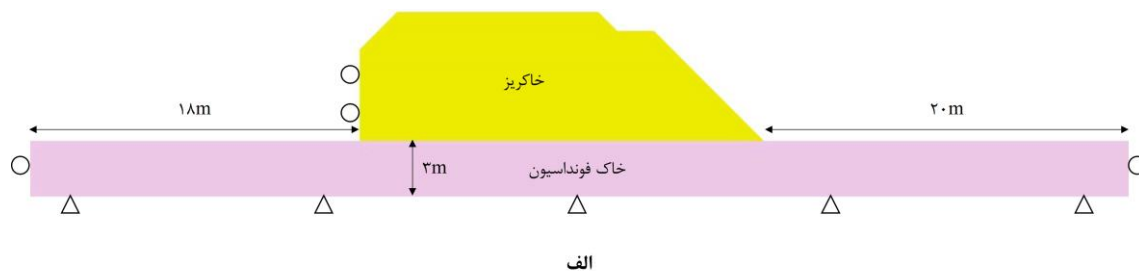
| خاک فونداسیون | خاکریز | |
|---------------|--------|---|
| ۱۷/۰ | ۱۶/۱ | وزن مخصوص γ (kN/m^3) |
| ۷۰ | ۲۰ | مدول بارگذاری سکانت در ۵۰٪ |
| ۰/۳۳ | ۰/۳۳ | مقاومت برشی نهایی E_s (MPa) |
| ۰ | ۳ | ضریب پواسون، ν |
| ۳۸ | ۳۸ | چسبندگی c (kPa) |
| ۲۰ | ۲۵ | زاویه اصطکاک داخلی (درجه)، ϕ |
| ۰/۳۸۴ | ۰/۳۸۴ | زاویه اتساع (درجه)، ψ |
| | | ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون، K_0 |

برای مدل‌سازی میخ‌ها و شاتکریت بترتیب از المان‌های الاستیک کابل^{۱۱} و پوسته^{۱۲} استفاده شد. مشخصات ردیف‌های میخ شامل طول، قطر و ضخامت در شکل ۱ نشان داده شده است. شکل ۳ (الف) مدل عددی پروژه کلوتره و شرایط مرزی را نشان می‌دهد. با فرض ناچیز و بی‌تاثیر بودن جابجایی دیوار حائل بر نتایج مدل‌سازی، از مدل‌سازی دیوار حائل اجتناب و در عوض حرکت عمود بر صفحه خاکریز در محل دیوار حائل بسته شد. تنش‌های برجا با در نظر گرفتن ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون در مدل ایجاد شد. در ادامه عملیات خاکبرداری، نصب شاتکریت و میخ‌ها بصورت گام‌به‌گام تا عمق $z=-5$ m (شکل ۱) انجام شد. شکل ۳ (ب) کانتور جابجایی افقی (U_h) خاکریز در انتهای مرحله پنجم خاکبرداری را نشان می‌دهد.

شکل ۲ پروفیل‌های جابجایی افقی اندازه‌گیری شده و عددی در امتداد محور A-A (شکل ۳، ب) که در فاصله ۲ m از شاتکریت

^{۱۲}. Shell

^{۱۱}. Cable



شکل ۳: الف) مدل عددی پروژه کلوتره، ب) کانتور جابجایی افقی خاکریز در انتهای مرحله پنجم خاکبرداری [۷]

گرفته شد. ضریب میرایی خاک ۰.۵ فرض شد. قطر و مدول الاستیسته میخها بترتیب ۶ mm و ۳/۲۷ GPa در نظر گرفته شد. ضخامت و مدول الاستیسته شاتکریت بترتیب ۳ mm و ۳/۲۷ GPa فرض شد. بعد از ساخت مدل و نصب میخها و شاتکریت، تنشهای اولیه در مدل ایجاد شد. سپس گرههای مرزهای دو طرف مدل به کف مدل همبند شدند. در ادامه تاریخچه شتاب به کف مدل اعمال شد.

شکل ۵ جابجایی افقی پلاستیک بر حسب ارتفاع از پاشنه دیواره پس از اعمال بار لرزه‌ای را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، پروفیل‌های اندازه‌گیری شده و عددی سازگاری خوبی با

چی-چی^{۱۳} تایوان که در ایستگاه TCU۰۷۴ در جهت شرقی- غربی ثبت شده است به عنوان شتاب ورودی در این آزمایش استفاده شده است. شکل ۴ (ب) رکورد زلزله ورودی پس از اصلاحات مربوط به مقیاس را نشان می‌دهد.

تمامی اطلاعات مربوط به پارامترهای مقاومتی خاک، میخ و شاتکریت در مرجع [۸] به صورت کامل و دقیق ذکر شده است که در مدل عددی ساخته شده از همین پارامترها استفاده شده است. در تحلیل دینامیکی دیواره میخ‌گذاری شده از مدل رفتاری موهر کولمب استفاده شد. چگالی، زاویه اصطکاک، مدول الاستیسته و چسبندگی خاک بترتیب 1535 kg/m^3 ، $43/7$ درجه، 45 MPa و 5 kPa در نظر

^{۱۳}. Chi-Chi

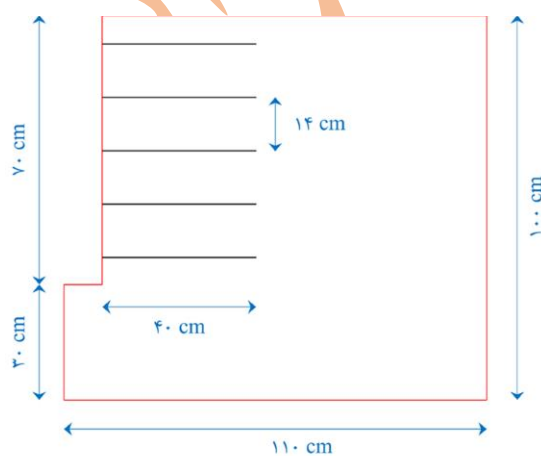
شکل ۴: الف) هندسه مدل فیزیکی دیواره میخ‌گذاری شده برای آزمایش میز لرزان، ب) رکورد استفاده شده برای آزمایش میز لرزان [۸]

تعیین گوه گسیختگی بحرانی، ۴) محاسبه فرکانس طبیعی، ۵) تحلیل ساختگاه، ۶) تحلیل دینامیکی و محاسبه ضریب لرزه‌ای حداکثر. شایان ذکر است که مرحله اول با استفاده از نرم‌افزار GEOSLOPE و سایر مراحل با استفاده از نرم‌افزار FLAC^{3D} انجام شده است. شکل ۶ مدل در نظر گرفته شده برای تحلیل یک دیواره میخ‌گذاری شده در نرم‌افزار FLAC^{3D} را نشان می‌دهد. تحلیل‌های مربوط به مراحل دوم تا ششم بصورت دویبعدی با فرض کرنش مسطح انجام شده است. براین اساس، لایه خاک با ضخامت ۱ متر (یک المان عمود بر صفحه) در تمامی مدل‌ها در نظر گرفته و جابجایی‌های عمود بر صفحه بسته شد. برای تعیین ابعاد مدل در نرم‌افزار FLAC^{3D} یک آنالیز حساسیت انجام شد. از نتایج این آنالیز حساسیت ابعاد مدل به اندازه کافی بزرگ در نظر گرفته شد تا شرایط مرزی تاثیری بر روی نتایج تحلیل‌ها نداشته باشد. در بخش حاضر، شش مرحله ذکر شده برای مدل مرجع که یک دیواره با ارتفاع $H=15$ m، خاک متوسط (جدول ۲) و چسبندگی 5 kPa است، توضیح داده می‌شود. تاریخچه شتاب ورودی برای مدل مرجع تاریخچه زلزله کوکائلی^{۱۴} (شکل ۱۲) با فرکانس غالب 0.3 Hz و حداکثر شتاب سطح زمین^{۱۵} $PGA=0.25g$ فرض شده است.

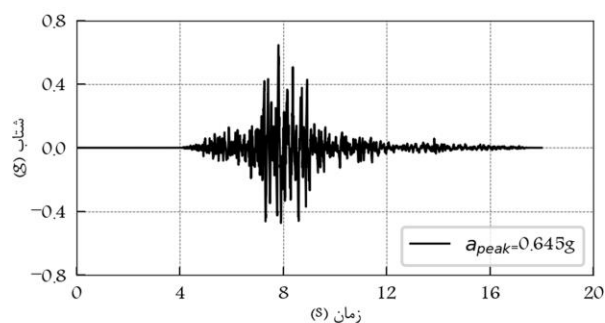
یکدیگر دارند. ماکزیمم جابجایی افقی اندازه‌گیری شده حدود 97 mm است که در ارتفاع 300 mm رخ می‌دهد. اما ماکزیمم جابجایی افقی عددی حدود 98 mm است که در ارتفاع 175 mm رخ می‌دهد.

۴. مراحل تحلیل یک دیواره میخ‌گذاری شده

در مطالعه حاضر تحلیل یک دیواره میخ‌گذاری شامل ۶ مرحله اصلی است: ۱) طراحی دیواره میخ‌گذاری شده و محاسبه ضریب لرزه‌ای بحرانی، ۲) تحلیل استاتیکی و کنترل جابه‌جایی‌ها، ۳)



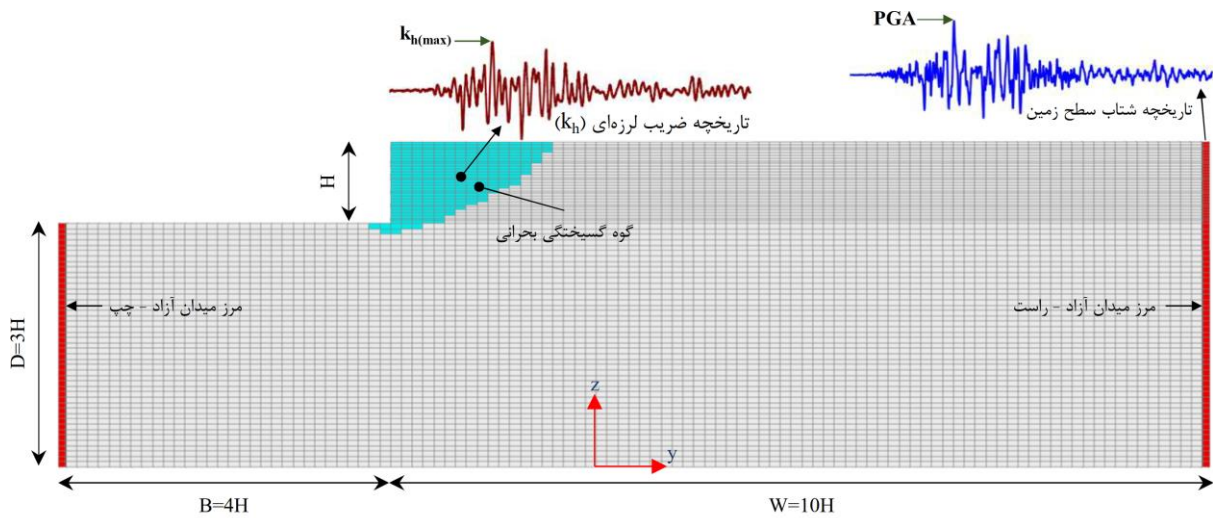
الف



ب

^{۱۵}. Peak Ground Acceleration (PGA)

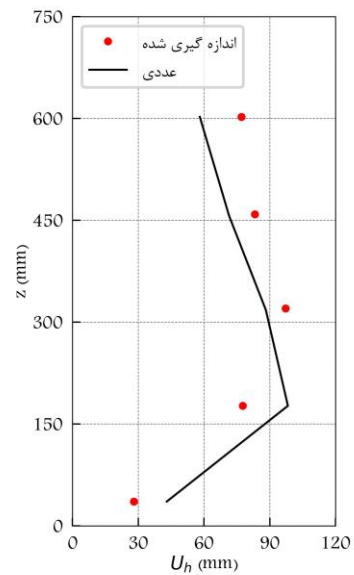
^{۱۴}. Kocaeli



شکل ۶: مدل دیواره گود در نرم افزار $FLAC^{3D}$

۱.۴. طراحی دیواره میخ گذاری شده و محاسبه شتاب بحرانی

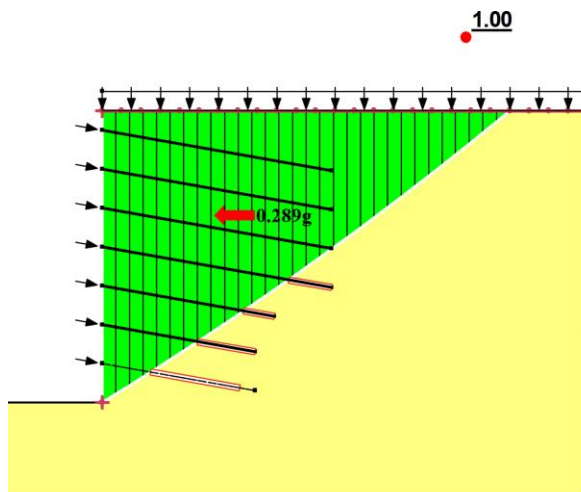
طراحی دیواره میخ گذاری با استفاده از نرم افزار GEOSLOPE و براساس روش پیشنهادی که حاذقیان [۹, ۷] ارائه کرده است، انجام شد. حداکثر و حداقل طول میخ ها در طراحی بترتیب ۰/۸ ارتفاع گود و ۶ m فرض شد. مقدار سربار ۱۰ kPa و ضریب اطمینان طراحی دیواره ۱/۵ فرض شد. برای تعیین ضریب اطمینان از روش اسپنسر^{۱۶} استفاده شد. علاوه بر این، مطابق با راهنمای FHWA^{۱۷}، ضریب اطمینان های جزئی برای مقاومت بیرون کشش و مقاومت کششی میلگرد برای تعیین ضریب اطمینان استاتیکی بترتیب ۲ و ۱/۸ و برای تعیین ضریب لرزه ای بحرانی بترتیب ۱/۵ و ۱/۳۵ فرض شد. ضریب لرزه ای بحرانی، مقدار ضریب لرزه ای افقی است که اگر به گوه گسیختگی اعمال شود، ضریب



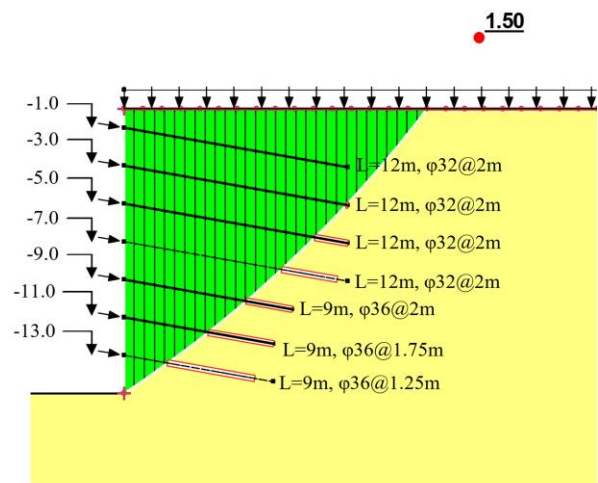
شکل ۵: مقایسه تغییر شکل جانبی دیوار عددی (مطالعه حاضر) و اندازه گیری شده [۸] در انتهای اعمال بار لرزه ای

^{۱۷}. Federal Highway Administration (FHWA)

^{۱۶}. Spencer



ب

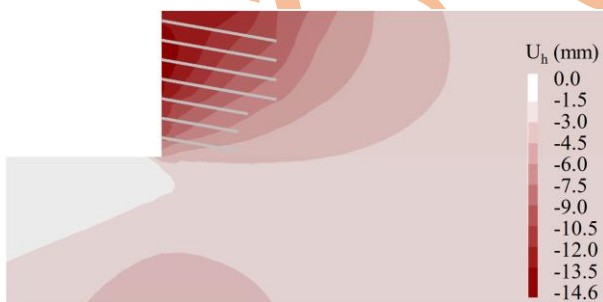


الف

شکل ۸: الف) طرح میخ‌گذاری مدل مرجع به همراه ضریب اطمینان پایداری، ب) ضریب اطمینان مدل مرجع با اعمال ضریب لرزه‌ای بحرانی

چگالی، مدول الاستیسته و ضریب پواسون شاتکریت (میخ) بترتیب 2500 kg/m^3 ، (7850) ، 20 GPa و (200) و 0.15 و (0.2) فرض شد. ضخامت شاتکریت و تنش تسلیم میخ‌ها بترتیب 10 cm و 420 Mpa فرض شد.

شکل ۷ کانتور تغییرشکل افقی مدل مرجع در انتهای تحلیل استاتیکی را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، جابجایی افقی تاج گود حدود $1/46 \text{ cm}$ است که در محدوده مجاز قرار دارد (کمتر از $0.002 H$ براساس راهنمای FHWA [۱۱]).



شکل ۷: کانتور تغییرشکل افقی مدل مرجع در انتهای تحلیل استاتیکی

۳.۴. تعیین گوه گسیختگی بحرانی

بمنظور تعیین هندسه گوه گسیختگی بحرانی، یک آنالیز ضریب اطمینان در نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ با استفاده از روش کاهش مقاومت انجام شد. برای انجام آنالیز ضریب اطمینان، ابتدا مدل

اطمینان پایداری دیواره گود را به یک می‌رساند. شکل ۸ الف) طرح میخ‌گذاری برای مدل مرجع به همراه گوه گسیختگی را نشان می‌دهد. شکل ۸ ب) ضریب اطمینان دیواره با اعمال ضریب لرزه‌ای بحرانی را نشان می‌دهد که به مقدار واحد کاهش یافته است. ضریب لرزه‌ای بحرانی برای مدل مرجع $0.189 g$ بدست آمد.

۲.۴. تحلیل استاتیکی و کنترل جابه‌جایی‌ها

شکل ۶ ابعاد مدل در نظر گرفته شده برای تحلیل استاتیکی را نشان می‌دهد. فرضیات تحلیل استاتیکی به شرحی است که در ادامه بیان می‌شود. مدل رفتاری خاک CYSOIL در نظر گرفته شده است. مشخصات خاک مدل مرجع (خاک متوسط) در جدول ۲ آورده شده است. فرضیات انجام شده در مورد مدول باربرداری (بارگذاری مجدد)، توان باربرداری، ضریب پیش تحکیمی و فشار مرجع مشابه مواردی است که در بخش صحت‌سنجی استاتیکی مقاله حاضر بیان شد. برای تحلیل استاتیکی، ابتدا شرایط مرزی اعمال شد: کف مدل در هر دو جهت y و z و مرزهای چپ و راست در راستای عمود بر صفحه (y) بسته شد. سپس تنش‌های برجا در مدل ایجاد شد: $\sigma_y = K_0 \sigma_z$. در ادامه خاکبرداری، نصب شاتکریت و میخ‌ها بصورت گام‌به‌گام تا رسیدن به کف گود انجام شد. برای مدل‌سازی شاتکریت بتنی و میخ فولادی از المان صفحه‌ای شل و المان خطی کابل استفاده شد.

برای خاک مدل مرجع (خاک متوسط)، مقادیر K_{2max} و ν بترتیب ۵۵ و ۰/۳ فرض شده است.

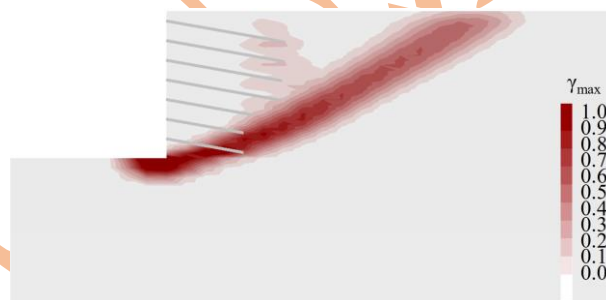
تحلیل استاتیکی مدل با فرضیات جدید انجام شد تا مدل به تعادل برسد. سپس جابه‌جایی‌ها و سرعت‌های مربوط به حالت استاتیکی صفر شد. در ادامه شرایط مرزی استاتیکی حذف و مرزهای چپ و راست مدل به مرزهای میدان آزاد^{۱۹} تغییر یافت. مرز کف مدل در راستای قائم (z) بسته و در راستای افقی (y) تحت شتاب دینامیکی هارمونیک مطابق با رابطه (۴) قرار گرفت.

$$a(t) = \sqrt{\beta e^{-\alpha t}} \sin(2\pi ft) \quad (4)$$

این نوع بارگذاری دارای دو خصوصیت عمده است: اول اینکه تا حد زیادی شبیه به شتاب‌نگاشت‌های تولید شده در حین زلزله واقعی است، یعنی به تدریج بر دامنه آن افزوده می‌شود و سپس کاهش می‌یابد. دوم اینکه دارای پارامترهای اساسی زلزله است که می‌توان به راحتی آن‌ها را تغییر داد. در رابطه بالا f و t به ترتیب فرکانس و زمان بارگذاری است. همچنین α ، β و λ متغیرهای بارگذاری هستند که مقادیر آن‌ها با توجه به دستیابی به یک شتاب بیشینه مشخص انتخاب می‌شود. در مطالعه حاضر پارامترهای α و λ بترتیب ۵ و ۱۵ و مدت زمان اعمال بار دینامیکی ۱۰ ثانیه فرض شد. پارامتر β طوری تعیین شد که شتاب حداکثر ورودی ۰/۲۵g شود.

تحلیل دینامیکی مدل مرجع برای فرکانس‌های (f) متفاوت با گام ۰/۱ Hz انجام و جابجایی افقی حداکثر تاج دیواره در طول مدت زمان اعمال شتاب هارمونیک برای هر تحلیل ثبت شد. شکل ۱۰ نمودار جابجایی افقی حداکثر برحسب فرکانس شتاب هارمونیک ورودی برای مدل مرجع را نشان می‌دهد. فرکانسی که بیشترین جابجایی افقی حداکثر را در مدل ایجاد می‌کند بعنوان فرکانس طبیعی دیواره در نظر گرفته شد که برای مدل مرجع ۱/۶ Hz بدست آمد.

تحلیل شده در مرحله دوم (تحلیل استاتیکی) فراخوانی و سپس ضریب لرزه‌ای بحرانی بدست آمده از مرحله اول (۰/۲۸۹ g) به مدل اعمال شد. شکل ۹ کانتور کرنش برشی حداکثر و هندسه گوه گسیختگی بحرانی برای مدل مرجع را نشان می‌دهد. هندسه بدست آمده برای گوه گسیختگی بحرانی در شکل ۶ نیز نشان داده شده است. قابل توجه است که تاریخچه ضریب لرزه‌ای بعداً با متوسط‌گیری شتاب در محدوده گوه گسیختگی بحرانی بدست می‌آید.



شکل ۹: کانتور کرنشی برشی حداکثر در انتهای تحلیل ضریب اطمینان برای مدل مرجع (هندسه گوه گسیختگی بحرانی)

۴.۴. محاسبه فرکانس طبیعی

به منظور محاسبه پارامترهای میرایی رایلی^{۱۸} نیاز هست که فرکانس طبیعی دیواره تعیین شود. برای محاسبه فرکانس طبیعی، ابتدا مدل استاتیکی بازبایی شد. در ادامه مدول یانگ حداکثر (E_{max}) براساس رابطه (۳) در المان‌های مدل مقاردهی شد.

$$E_{max} = 2(1+\nu)G_{max} \quad (3)$$

$$G_{max} = 220K_{2max}\sqrt{p}$$

که در رابطه بالا G_{max} مدول برشی دینامیکی حداکثر، پارامتر تجربی رابطه که به تراکم و نوع خاک بستگی دارد (جدول ۲)، ν ضریب پواسون و p فشار همه‌جانبه در المان هست.

^{۱۹}. Free-field

^{۱۸}. Rayleigh

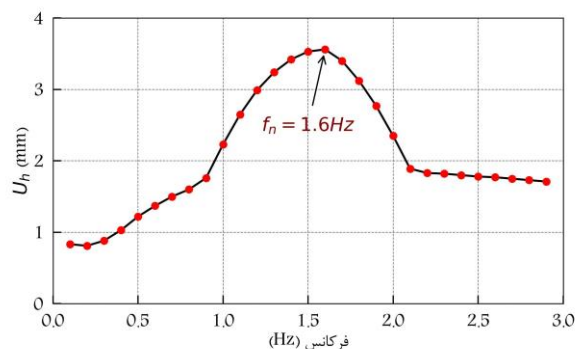
تحلیل استاتیکی ستون خاک، کف مدل در هر دو جهت افقی و قائم و مرزهای دو طرف مدل در جهت افقی بسته شد. بعد از انجام تحلیل استاتیکی، جابه‌جایی‌ها و سرعت گره‌های مدل صفر شد. در ادامه تحلیل دینامیکی فعال و پارامترهای میرایی رایلی براساس رابطه (۵) به ستون خاک اختصاص یافت. سپس شرایط مرزی استاتیکی حذف و مرزهای میدان آزاد برای ستون خاک فعال شد. کف مدل در جهت قائم Z بسته و در راستای افق تحت تاریخچه زلزله ورودی با حداکثر شتاب A قرار گرفت. تاریخچه زلزله ورودی برای مدل مرجع تاریخچه زلزله کوکائلی (شکل ۱۲) در نظر گرفته شده بود. تاریخچه شتاب دریافتی در سطح زمین در حین تحلیل دینامیکی ثبت شد. با چند بار آزمون و خطا و تکرار تحلیل ساختگاه، حداکثر شتاب تاریخچه زلزله ورودی (A) به میزانی تعیین شد که حداکثر شتاب تاریخچه دریافتی در سطح زمین برابر با حداکثر شتاب مورد نظر (PGA) شود. برای مدل مرجع مقدار $PGA=0.25g$ فرض شده بود که با انجام تحلیل ساختگاه، مقدار $A=0.081g$ تعیین شد.

۴.۶. تحلیل دینامیکی و محاسبه ضریب لرزه‌ای

حداکثر

برای انجام تحلیل دینامیکی، ابتدا نتیجه تحلیل استاتیکی مدل (مرحله دوم) بازیابی شد. مدل رفتاری خاک از CYSOIL به موهركولمب تغییر داده شد و مدول یانگ حداکثر دینامیکی مطابق با رابطه (۳) در مدل مقداردهی شد. سپس یک تحلیل استاتیکی با شرایط جدید انجام و در انتها جابه‌جایی‌ها و سرعت‌های گره‌های مدل صفر شد. در ادامه پارامترهای میرایی رایلی براساس رابطه (۵) محاسبه و به خاک اختصاص یافت. همچنین هندسه گوه گسیختگی بدست آمده از مرحله سوم در مدل تعریف شد (شکل ۶).

قبل از شروع تحلیل دینامیکی، تراکم مش مدل کنترل شد. به‌طورکلی برای انتقال مناسب امواج دینامیکی در شبکه المان‌های مدل، ابعاد تمامی المان‌ها باید حداقل بین یک‌هشتم تا یک‌دهم



شکل ۱۰: جابجایی افقی حداکثر تاج دیواره برحسب فرکانس شتاب هارمونیک ورودی برای مدل مرجع

بعد از محاسبه فرکانس طبیعی مدل، ضرایب میرایی رایلی (α_r و β_r) با استفاده از روش بیان شده در راهنمای نرم‌افزار آباکوس^{۲۰} مطابق با رابطه (۵) تعیین شد.

$$\alpha_r = 4\pi\zeta f_n \quad \beta_r = \Delta t \quad (۵)$$

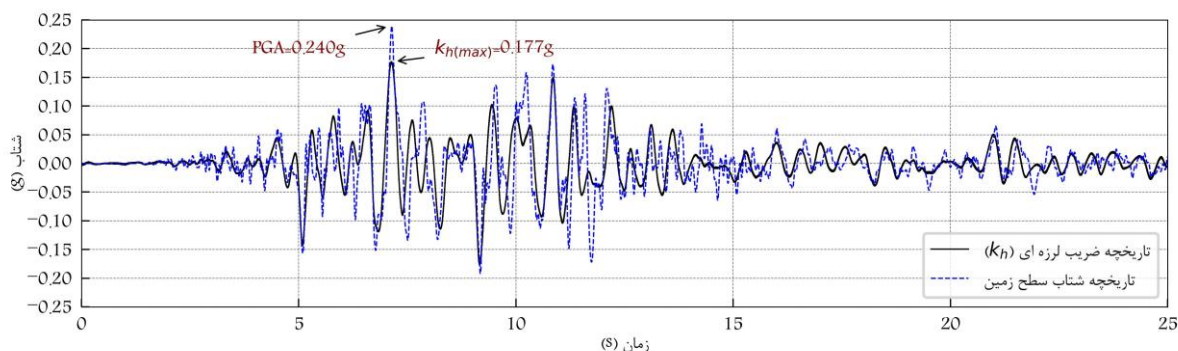
که در رابطه بالا، Δt گام زمانی تحلیل دینامیکی با روش صریح^{۲۱} بدون در نظر گرفتن میرایی است که برای مدل مرجع^۵ $3/8 \times 10^{-5}$ ثانیه تعیین شد، ζ ضریب میرایی که 0.05 فرض شد و f_n فرکانس طبیعی مدل است که برای مدل مرجع $1/6$ Hz بدست آمد. ضرایب α_r و β_r برای مدل مرجع بترتیب $1/10$ و $3/8 \times 10^{-5}$ محاسبه شد.

۴.۵. تحلیل ساختگاه

حداکثر شتاب تاریخچه‌های زلزله ورودی و دریافتی در سطح زمین بترتیب با A و PGA در شکل ۶ نشان داده شده است. هدف از تحلیل ساختگاه این است که مقدار A برای رسیدن به PGA مورد نظر با در نظر گرفتن اثر شرایط ساختگاهی یافت شود. در تحلیل ساختگاه، ستونی از خاک با ارتفاعی برابر با ارتفاع مدل اصلی (۴H) در نظر گرفته شد. مدول یانگ حداکثر دینامیکی مطابق با رابطه (۳) در عمق مقداردهی شد. سپس تنش‌های برجا در مدل اعمال شد. در

^{۲۱}. Explicit

^{۲۰}. Abaqus



شکل ۱۱: تاریخچه‌های شتاب سطح زمین و ضریب لرزه‌ای برای مدل مرجع

بحرانی که در مرحله سوم تعیین شده بود، ثبت شد. از لحاظ مفهومی، تاریخچه متوسط شتاب در محدوده گوه گسیختگی بحرانی همان تاریخچه ضریب لرزه‌ای است که در حین زلزله به گوه گسیختگی اعمال می‌شود. شکل ۱۱ تاریخچه‌های شتاب سطح زمین و ضریب لرزه‌ای برای مدل مرجع را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، حداکثر شتاب سطح زمین و ضریب لرزه‌ای حداکثر بترتیب برابر با $PGA=0.240g$ و $K_h(max)=0.177g$ هستند.

۵. فرضیات مطالعه پارامتری

بمنظور مطالعه تاثیر عوامل مختلف شامل ارتفاع دیواره، نوع خاک، چسبندگی خاک، قطر میخ‌ها، فاصله میخ‌ها، طول میخ‌ها، حداکثر شتاب و فرکانس غالب تاریخچه زلزله ورودی بر مقدار ضریب لرزه‌ای حداکثر برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده، یک مطالعه پارامتری جامع شامل ۳۱ آنالیز مطابق با مراحل توضیح داده شده در بخش قبل انجام شد. جدول ۲ مشخصات انواع خاک مورد استفاده در مطالعه پارامتری را نشان می‌دهد. علاوه بر این، شکل ۱۲ (الف) تاریخچه‌های شتاب زلزله مورد استفاده در مطالعه پارامتری شامل

طول موج زلزله باشد. بدین ترتیب ابعاد المان در مدل بر اساس رابطه (۶) کنترل شد.

$$AES = \sqrt{S/n} \leq \frac{\lambda_{\min}}{8} \square \frac{\lambda_{\min}}{10} \quad (6)$$

$$\lambda_{\min} = \frac{V_{s(ave)}}{f_{\max}} = \frac{\sqrt{G_{\max(ave)}/\rho}}{f_{\max}}$$

که در رابطه بالا AES بعد متوسط المان‌ها در شبکه مش، S مساحت مدل، n تعداد المان‌ها در شبکه مش، λ_{\min} طول موج مولفه‌ای از زلزله است که دارای بیشترین فرکانس هست، $V_{s(ave)}$ سرعت موج برشی متوسط در مدل، f_{\max} حداکثر فرکانس ناشی از تاریخچه زلزله که در مطالعه ۱۵ Hz فرض شده است چراکه فرکانس‌های بالاتر از آن از تاریخچه زلزله ورودی فیلتر شده‌اند، $G_{\max(ave)}$ متوسط مدول برشی حداکثر در مدل و ρ چگالی خاک است. برای مدل مرجع، $\lambda_{\min} = 22m$ و بعد متوسط المان‌ها $AES = 1.3m$ محاسبه شد که شرط رابطه بالا را برآورده می‌کند.

در ادامه، شرایط مرزی استاتیکی حذف و مرزهای میدان آزاد در سمت چپ و راست مدل فعال شد (شکل ۶). کف مدل در جهت قائم بسته و در جهت افقی تحت تاریخچه شتاب زلزله ورودی قرار گرفت که برای مدل مرجع تاریخچه شتاب زلزله کوکائلی بود (شکل ۱۲). تاریخچه شتاب ورودی مقیاس شد بطوریکه حداکثر شتاب آن برابر با $A=0.081g$ باشد که قبلاً در بخش تحلیل ساختگاه (مرحله پنجم) تعیین شده بود. در حین تحلیل دینامیکی، تاریخچه شتاب دریافتی در سطح زمین در بالای مرز میدان آزاد سمت راست مدل و همچنین میانگین شتاب گره‌های مدل در محدوده گوه گسیختگی

۴۰ فرض شد. در این تحلیل‌ها، تاریخچه زلزله کوکائلی و g و $PGA=0/25$ فرض شد.

فاصله افقی میخ: در مدل M10، فاصله افقی تمامی ردیف‌های میخ در طراحی ۲ m تعیین شده بود. برای بررسی تأثیر کاهش فاصله افقی میخ، دو تحلیل دیگر انجام شد که در آنها فاصله تمامی میخ‌ها به ترتیب ۱/۵ m و ۱ در نظر گرفته شد. در این تحلیل‌ها، سایر فرضیات مشابه مدل M10 فرض شد. در این تحلیل‌ها، تاریخچه زلزله کوکائلی و $PGA=0/25$ فرض شد.

کوکائلی، آوج^{۲۲} و چی-چی را نشان می‌دهد. شکل ۱۲ (ب) طیف دامنه فوریه این تاریخچه‌ها را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، محتوای فرکانسی این زلزله‌ها متفاوت بوده و فرکانس‌های غالب برای تاریخچه‌های زلزله کوکائلی، آوج و چی-چی بترتیب حدود $0/3, 1$ و 3 Hz هستند. شایان ذکر است که فرکانس‌های بالاتر از 15 Hz از تاریخچه‌های زلزله فیلتر شدند.

در ادامه خلاصه‌ای از مطالعه پارامتری انجام شده و فرضیات آن توضیح داده می‌شود:

ارتفاع دیواره: تحلیل ۹ مدل با سه ارتفاع ۱۰، ۱۵ و ۲۰ m و سه نوع خاک شل (L)، متوسط (M) و متراکم (D) با تاریخچه زلزله کوکائلی و g و $PGA=0/25$ برای بررسی تأثیر ارتفاع و نوع خاک انجام شد. این مدل‌ها به صورت ۱۰L، ۱۵L، ۲۰L، ۱۰M، ۱۵M، ۲۰M، ۱۰D، ۱۵D و ۲۰D نام‌گذاری می‌شوند که در این نام‌گذاری عدد نشان‌دهنده عمق گود و حرف نشان‌دهنده نوع خاک است. قابل توجه است که مدل ۱۵M همان مدل مرجع است که مراحل مدل‌سازی آن به صورت کامل در بخش قبل توضیح داده شد.

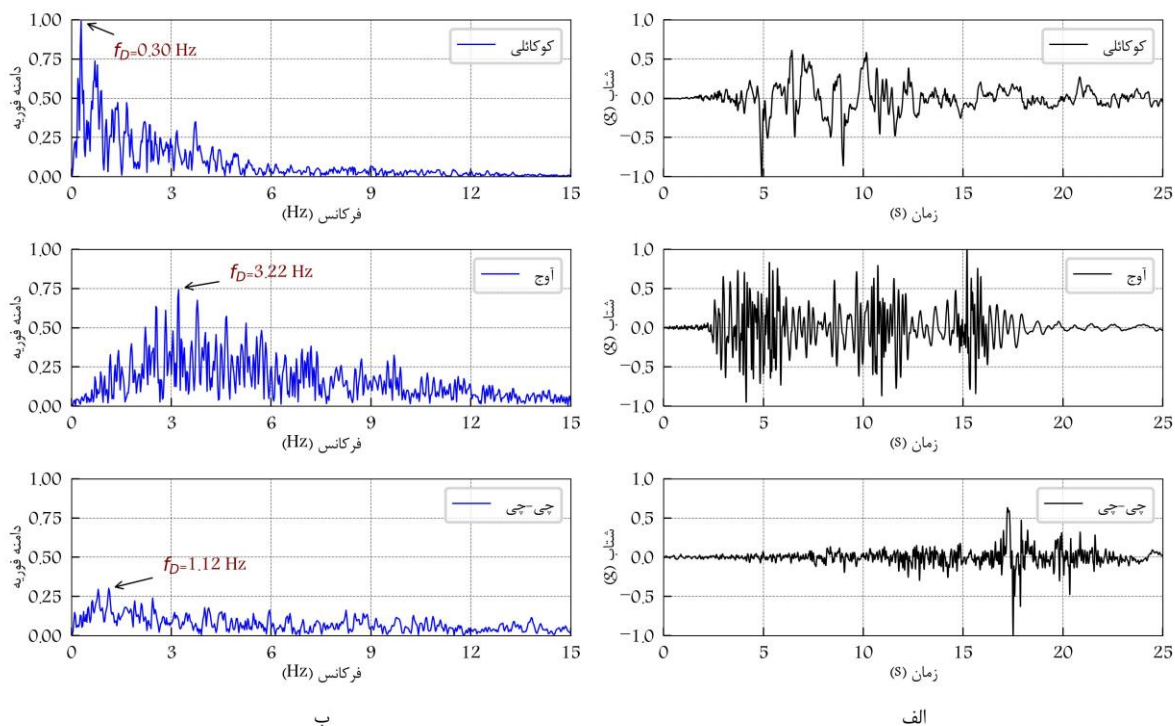
تاریخچه زلزله: برای بررسی تأثیر تاریخچه زلزله و فرکانس غالب آن، مدل‌های ۱۵L، ۱۵M و ۱۵D برای تاریخچه‌های کوکائلی، آوج و چی-چی با حداکثر شتاب g و $PGA=0/25$ تحلیل شدند.

حداکثر شتاب سطح زمین (PGA): برای بررسی تأثیر PGA، مدل‌های ۱۵L، ۱۵M و ۱۵D با تاریخچه زلزله کوکائلی و برای سه حداکثر شتاب g و $0/75$ ، $0/5$ و $PGA=0/25$ تحلیل شدند.

چسبندگی خاک: برای بررسی تأثیر چسبندگی خاک، مدل ۱۵M (مدل مرجع) با چسبندگی‌های ۲۰، ۱۰ و ۵ kPa تحلیل شد. در این تحلیل‌ها، تاریخچه زلزله کوکائلی و g و $PGA=0/25$ فرض شد.

قطر میخ: در مدل ۱۰M، قطر تمامی میخ‌ها در طراحی mm ۳۲ تعیین شده بود. برای بررسی تأثیر افزایش قطر میخ، دو تحلیل دیگر انجام شد که در آنها قطر تمامی میخ‌ها به ترتیب ۳۶ mm و

^{۲۲}. Avaj



شکل ۱۲: الف) تاریخچه شتاب و ب) دامنه فوریه زلزله‌های کواکلی، آوج و چی-چی

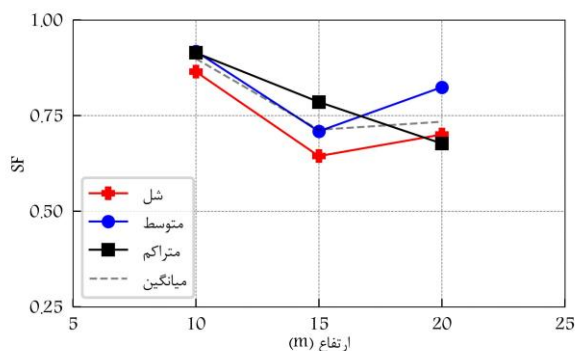
جدول ۲: مشخصات انواع خاک

| مقاومت باند (kPa) | پارامتر K_{vmax} رابطه (۳) | مدول الاستیسیته، E_s | ضریب پواسون | زاویه اتساع (درجه) | چسبندگی (kPa) | زاویه اصطکاک (درجه) | وزن مخصوص (kN/m^3) | نسبت تخلخل | تراکم نسبی، D_r | نوع خاک |
|-------------------|------------------------------|------------------------|-------------|--------------------|---------------|---------------------|------------------------|------------|-------------------|---------|
| ۲۰۰ | ۴۰ | ۳۰ | ۰/۳ | ۰ | ۵ | ۳۰ | ۱۶/۶ | ۰/۷۶ | ۳۵ | شل |
| ۴۰۰ | ۵۵ | ۵۷ | ۰/۳ | ۶ | ۵ | ۳۶ | ۱۷/۸ | ۰/۶۴ | ۶۵ | متوسط |
| ۶۰۰ | ۷۰ | ۹۰ | ۰/۳ | ۱۱ | ۵ | ۴۱ | ۱۸/۷ | ۰/۵۶ | ۸۵ | متراکم |

نظر گرفته شد. در آرایش L_4 ، طول ردیف‌های میانی سوم، چهارم و پنجم ۱۸ m و سایر ردیف‌ها ۱۲ m در نظر گرفته شد. در آرایش L_5 ، طول ردیف‌های پایینی ششم و هفتم ۱۸ m و سایر ردیف‌ها ۱۲ m در نظر گرفته شد. در این تحلیل‌ها، سایر فرضیات مشابه مدل ۱۵M در نظر گرفته شد. در این تحلیل‌ها، تاریخچه زلزله کواکلی و g و $PGA=0/25$ فرض شد.

طول میخ: طول ردیف‌های میخ برای مدل ۱۵M (مدل مرجع) که از طراحی به دست آمد در شکل ۸ نشان داده شده است. این آرایش از طول میخ‌ها با نام L_1 نام‌گذاری می‌شود. برای بررسی اثر افزایش طول میخ‌ها، ۴ آرایش دیگر با نام‌های L_2 ، L_3 ، L_4 و L_5 بر روی مدل مرجع مورد تحلیل قرار گرفت (مجموعاً ۵ تحلیل). در آرایش L_2 ، طول تمامی ردیف‌های میخ ۱۲ m در نظر گرفته شد. در آرایش L_3 ، طول ردیف‌های بالایی اول و دوم ۱۸ m و سایر ردیف‌ها ۱۲ m در

۶. نتایج و بحث



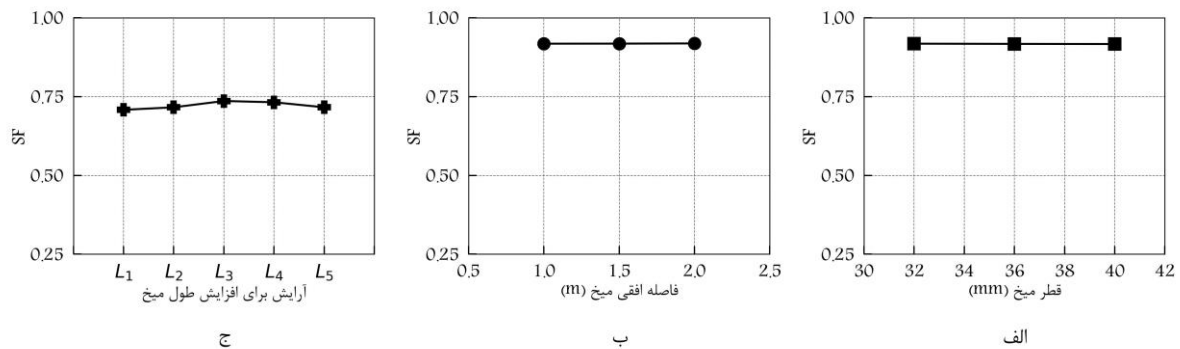
شکل ۱۳: تغییرات SF با افزایش ارتفاع دیواره برای انواع خاک (تاریخچه زلزله: کوکائلی و $PGA=0.25g$)

به منظور بررسی تأثیر پارامترهای مختلف شامل ارتفاع دیواره، فرکانس غالب تاریخچه زلزله، حداکثر شتاب سطح زمین (PGA)، چسبندگی خاک، قطر میخ، فاصله افقی میخ و طول میخ بر ضریب لرزه‌ای افقی بیشینه (k_{hmax})، از پارامتری با نام ضریب مقیاس^{۲۳} استفاده می‌شود. پارامتر SF برای هر تحلیل به صورت نسبت k_{hmax} به PGA مطابق با رابطه (۷) تعریف می‌شود.

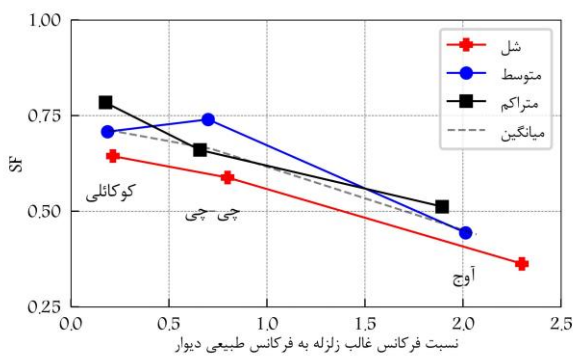
$$SF = \frac{k_{hmax}}{PGA} \quad (7)$$

شکل ۱۳ تغییرات SF با افزایش ارتفاع دیواره را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، نحوه تغییرات برای انواع خاک متفاوت است. برای خاک متراکم، با افزایش ارتفاع دیواره از ۱۰ m به ۲۰ m، مقدار SF از ۰/۹۱ به ۰/۶۸ (حدود ۲۶٪) کاهش می‌یابد. اما برای خاک‌های شل و متوسط، ابتدا با افزایش ارتفاع دیواره از ۱۰ m به ۱۵ m، بترتیب مقدار SF از ۰/۸۶ به ۰/۶۴ (حدود ۲۶٪) و از ۰/۹۲ به ۰/۷۱ (حدود ۲۳٪) کاهش و سپس با افزایش از ۱۵ m به ۲۰ m، بترتیب مقدار SF به ۰/۷ (حدود ۹٪) و به ۰/۸۲ (حدود ۱۶٪) افزایش می‌یابد. بطور متوسط، صرف‌نظر از نوع خاک، با افزایش ارتفاع دیواره از ۱۰ m به ۱۵ m، مقدار SF از ۰/۹ به ۰/۷۱ (حدود ۲۱٪) کاهش و سپس تقریباً ثابت می‌ماند. علاوه بر این، مشاهده می‌شود که برای ارتفاع ۱۰ m و ۱۵ m، مقدار SF با افزایش تراکم نسبی خاک (شل ← متراکم) افزایش می‌یابد، اما برای ارتفاع ۲۰ m، ابتدا با افزایش تراکم نسبی از شل به متوسط، مقدار SF افزایش و سپس با تغییر تراکم نسبی از متوسط به متراکم، مقدار SF با نرخ زیادی کاهش می‌یابد بطوری که مقدار SF برای خاک متراکم از خاک شل کمتر می‌شود.

^{۲۳}. Scaling Factor



شکل ۱۴: تغییرات SF با افزایش قطر میخ (تاریخچه زلزله: کوکائلی، ارتفاع دیواره: ۱۰ m، $PGA=0.25\text{ g}$ و تراکم خاک: متوسط)، (ب) کاهش فاصله افقی میخ (تاریخچه زلزله: کوکائلی، ارتفاع دیواره: ۱۰ m، $PGA=0.25\text{ g}$ و تراکم خاک: متوسط) و (ج) افزایش طول میخ (تاریخچه زلزله: کوکائلی، ارتفاع دیواره: ۱۵ m، $PGA=0.25\text{ g}$ و تراکم خاک: متوسط)



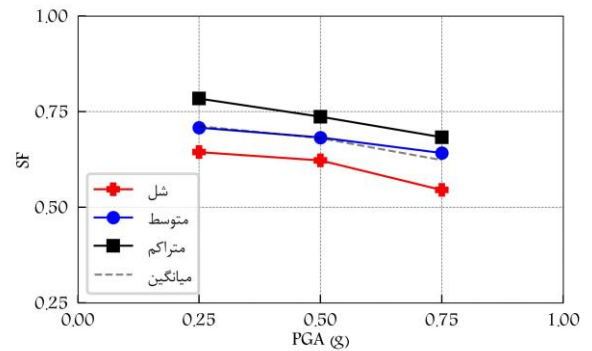
شکل ۱۵: تغییرات SF با افزایش فرکانس غالب زلزله برای انواع خاک (ارتفاع دیواره: ۱۵ m و $PGA=0.25\text{ g}$)

شکل ۱۶ تغییرات SF با افزایش حداکثر شتاب سطح زمین را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، با افزایش PGA از 0.25 g به 0.75 g ، مقدار SF برای خاک‌های شل، متوسط و متراکم بترتیب از 0.64 به 0.55 (حدود 0.15)، 0.71 به 0.64 (حدود 0.9) و 0.78 به 0.68 (حدود 0.13) و بطور متوسط از 0.71 به 0.62 (حدود 0.12) کاهش می‌یابد. علاوه بر این، همانطور که مشاهده می‌شود، برای یک PGA مشخص، مقدار SF با افزایش تراکم نسبی خاک افزایش می‌یابد.

شکل ۱۵ تغییرات SF با افزایش فرکانس غالب تاریخچه زلزله را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، برای خاک‌های شل و متراکم، با افزایش فرکانس غالب زلزله از 0.3 Hz (تاریخچه زلزله کوکائلی) به 3.22 Hz (تاریخچه زلزله آوج)، مقدار SF بترتیب از 0.64 به 0.36 (حدود 0.44) و از 0.51 به 0.35 (حدود 0.35) کاهش می‌یابد. اما برای خاک متوسط، با افزایش فرکانس غالب زلزله تا 1.12 Hz (تاریخچه زلزله چی-چی)، مقدار SF به مقدار جزئی از 0.71 به 0.74 (حدود 0.5) افزایش و سپس با افزایش بیشتر فرکانس تا 3.22 Hz مقدار آن به 0.44 (حدود 0.40) کاهش می‌یابد. بطور متوسط، صرف‌نظر از نوع خاک، با افزایش فرکانس از 0.3 Hz به 3.22 Hz مقدار SF از 0.71 به 0.44 (حدود 0.38) کاهش می‌یابد. علاوه بر این، مشاهده می‌شود که برای تاریخچه‌های زلزله کوکائلی و آوج، مقدار SF با افزایش تراکم خاک افزایش می‌یابد. اما برای تاریخچه زلزله چی-چی، ابتدا با افزایش تراکم نسبی از شل به متوسط افزایش و سپس با افزایش تراکم نسبی از متوسط به متراکم کاهش می‌یابد.

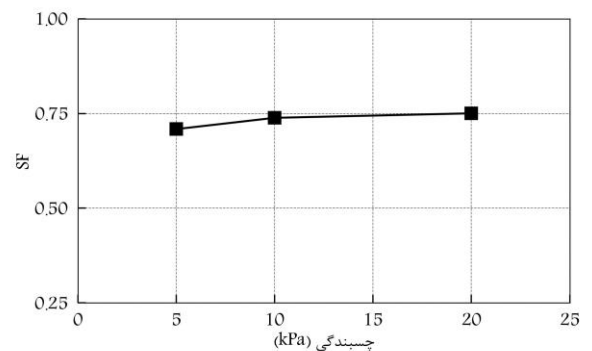
همانطور که مشاهده می‌شود، تقویت طرح میخ‌گذاری تاثیر چندانی بر روی مقدار SF ندارد.

روش استفاده شده در مطالعه حاضر تقریباً مشابه روشی است که در گزارش ۶۱۱ NCHRP^{۲۴} [۱] برای محاسبه ضریب لرزه‌ای برای شیروانی‌های خاکی مورد استفاده قرار گرفته است. البته در این گزارش تحلیل‌های دینامیکی بصورت الاستیک خطی انجام شده است و شیروانی‌ها بدون مسلح‌کننده بودند. بصورت خلاصه روش انجام کار در گزارش NCHRP بدین‌گونه بوده است که ابتدا تعداد زیادی تاریخچه زلزله با محتواهای فرکانسی متفاوت در نظر گرفته شده است. این تاریخچه‌های زلزله برحسب محتوای فرکانسی طیف پاسخشان به سه دسته کران بالا، کران میانی و کران پایین دسته‌بندی شدند. سپس مقادیر SF برای شیروانی‌های خاکی با عمق‌ها، زاویه‌ها و خاک‌های متفاوت برای تاریخچه‌های زلزله انتخابی محاسبه شده است. در ادامه مقادیر SF بدست آمده برای تاریخچه‌های زلزله با دسته مشابه میانگین‌گیری و بصورت سه نمودار کران بالا، کران متوسط و کران پایین ارائه شده است. شکل ۱۸ نمودارهای SF برای کران‌های بالا، میانی و پایین برحسب عمق شیروانی را نشان می‌دهد که در گزارش NCHRP ارائه شده است. تمامی مقادیر SF محاسبه شده برای مدل‌های مختلف در مطالعه حاضر نیز بصورت نقاط توپر مشکی‌رنگ در شکل ۱۸ نشان داده شده‌اند. هرچند فرضیات مورداستفاده مانند نوع خاک، نوع مدل رفتاری خاک، تاریخچه‌های زلزله و ... در مطالعه حاضر متفاوت از آن‌های فرض شده در گزارش NCHRP هست، اما مقایسه نتایج نشان می‌دهد که تقریباً تمامی مقادیر SF محاسبه‌شده در مطالعه حاضر در محدوده بین کران‌های پایین و بالای محاسبه‌شده در گزارش NCHRP قرار می‌گیرند. محدوده مقادیر SF محاسبه شده در مطالعه حاضر و در گزارش NCHRP بترتیب ۰/۳۶-۰/۹۲ و ۰/۴۴-۰/۹۴ هستند که سازگاری خوبی با یکدیگر دارند.



شکل ۱۶: تغییرات SF با افزایش حداکثر شتاب سطح زمین برای انواع خاک (تاریخچه زلزله: کوکائلی و ارتفاع دیواره: ۱۵ m)

شکل ۱۷ تغییرات SF با افزایش چسبندگی خاک را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، با افزایش چسبندگی از kPa ۵ به ۱۰، مقدار SF به مقدار جزئی از ۰/۷۱ به ۰/۷۵ (حدود ۰/۶٪) افزایش می‌یابد.



شکل ۱۷: تغییرات SF با افزایش چسبندگی خاک (تاریخچه زلزله: کوکائلی، ارتفاع دیواره: ۱۵ m، PGA=۰/۲۵ g و تراکم خاک: متوسط)

شکل ۱۴ تغییرات SF با افزایش قطر میخ از ۳۲ mm به ۴۰، کاهش فاصله افقی میخ از ۲ m به ۱ و همچنین افزایش طول میخ (پنج آرایش L_۱ تا L_۵ که قبلاً توضیح داده شد) را نشان می‌دهد.

ارتفاع تقریباً ثابت ماند. قابل توجه است که ضریب مقیاس (SF) بصورت نسبت k_{hmax} به PGA تعریف می‌شود ($SF=k_{hmax}/PGA$).

(۲) با افزایش فرکانس غالب زلزله از حدود ۰/۳ Hz به ۰/۳، مقدار SF بطور میانگین حدود ۰/۳۸ کاهش می‌یابد.

(۳) با افزایش حداکثر شتاب سطح زمین (PGA) از ۰/۲۵ g به ۰/۷۵، مقدار SF بطور میانگین حدود ۰/۱۲ کاهش می‌یابد.

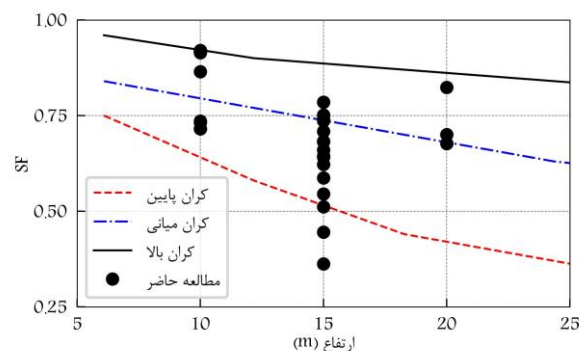
(۴) با افزایش چسبندگی خاک از ۵ kPa به ۲۰، مقدار SF به مقدار جزئی (حدود ۰/۶) افزایش می‌یابد.

(۵) تقویت طرح میخ‌گذاری با افزایش قطر، کاهش فاصله افقی یا افزایش طول میخ‌ها تاثیری بر مقدار SF ندارد.

(۶) مقدار SF در محدوده ۰/۳۶ تا ۰/۹۲ متغیر است که بستگی به نوع خاک، تاریخچه زلزله، ارتفاع دیواره و حداکثر شتاب سطح زمین دارد. نتایج مطالعه حاضر با محدوده ۰/۴۴ تا ۰/۹۴ که در گزارش NCHRP [۱] ارائه شده است همخوانی دارد.

در انتها، میتوان یک جمع‌بندی کاربردی از نتایج مطالعه حاضر به‌صورتی که در ادامه توضیح داده می‌شود، ارائه داد. روش مرسوم برای تعیین ضریب لرزه‌ای افقی طراحی ($k_{hdesign}$) در آیین‌نامه‌ها این است که این ضریب به‌صورت درصدی از ضریب لرزه‌ای افقی حداکثر (k_{hmax}) در نظر گرفته می‌شود. از طرف دیگر، مقدار k_{hmax} برابر با PGA واقعی سطح زمین با در نظر گرفتن اثرات ساختگاه فرض می‌شود ($k_{hmax}=PGA$). بعنوان مثال، راهنمای FHWA [۱۱] و آیین‌نامه اروپا [۴]، ضریب لرزه‌ای افقی طراحی را ۵۰٪ ضریب لرزه‌ای حداکثر (حداکثر شتاب سطح زمین) در نظر می‌گیرند ($k_{hdesign}=0.5 \cdot k_{hmax}=0.5 \cdot PGA$). فلسفه کاهش ضریب لرزه‌ای حداکثر به انعطاف‌پذیری گوه گسیختگی در حین زلزله و همچنین به این حقیقت باز می‌گردد که ضریب لرزه‌ای حداکثر در یک مدت زمان کوتاهی به گوه گسیختگی اعمال می‌شود، اما ضریب لرزه‌ای طراحی به‌صورت یک نیروی استاتیکی دائم به گوه گسیختگی اعمال می‌شود.

اما نتایج مطالعه حاضر نشان داد که عوامل دیگر مانند ارتفاع دیواره، فرکانس غالب زلزله، تراکم خاک و حداکثر شتاب سطح زمین



شکل ۱۸: مقایسه مقادیر SF محاسبه شده در مطالعه حاضر و گزارش NCHRP [۱]

۷. جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

تمرکز اصلی مطالعه حاضر ارزیابی ضریب لرزه‌ای حداکثر برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده با استفاده از مدل‌سازی دینامیکی عددی بود. برای مدل‌سازی عددی از نرم‌افزارهای GEOSLOPE و FLAC^{3D} استفاده شد. ابتدا روش و فرضیات مدل‌سازی عددی با شبیه‌سازی دو آزمون استاتیکی و دینامیکی صحت‌سنجی شد. صحت‌سنجی استاتیکی با شبیه‌سازی دیواره میخ‌گذاری شده در پروژه کلوتره انجام و پروفیل‌های عددی و اندازه‌گیری شده تغییر شکل افقی دیوار در انتهای خاک‌برداری مقایسه شد. صحت‌سنجی دینامیکی با شبیه‌سازی یک آزمون میز لرزان بر روی یک دیواره میخ‌گذاری شده کوچک‌مقیاس انجام و پروفیل‌های عددی و تجربی تغییر شکل افقی دیوار در انتهای اعمال بار لرزه‌ای با یکدیگر مقایسه شد. در ادامه مراحل و فرضیات تحلیل یک دیواره میخ‌گذاری شده (مدل مرجع) به‌منظور محاسبه ضریب لرزه‌ای حداکثر با جزئیات کامل توضیح داده شد. سپس نتایج مطالعه پارامتری شامل ۳۱ آنالیز به‌منظور مطالعه تأثیر عوامل مختلف شامل ارتفاع دیواره، نوع خاک، فرکانس غالب تاریخچه زلزله، حداکثر شتاب سطح زمین (PGA)، چسبندگی خاک، قطر میخ، فاصله افقی و طول میخ بر مقدار ضریب لرزه‌ای حداکثر (k_{hmax}) ارائه گردید. نتایج مهم مطالعه پارامتری عبارت‌اند از:

(۱) با افزایش ارتفاع دیواره از ۱۰ m به ۱۵، ضریب مقیاس (SF) بطور میانگین حدود ۰/۲۳ کاهش و سپس با افزایش بیشتر

۶. Farrokhzad, F., Motaharitari, S., Abdolghafoorkashani, H. and Tavakoli, H., ۲۰۲۱. Seismic Behaviour of Excavations Reinforced with Soil-Nailing Method. *Geotechnical and Geological Engineering*, ۳۹(۶), pp. ۴۰۷۱-۴۰۹۱. doi: ۱۰.۱۰۰۷/s1۰۷۰۶-۰۲۰-۰۱۶۲۵-۷.
۷. Hazeghian, M., ۲۰۲۲. Proposing a Design Method for Soil-Nailed Walls and Comparing it with the Conventional Design Method. *Ferdowsi Civil Engineering*, ۳۵(۳), pp. ۳۷-۵۲. [In Persian]. doi: ۱۰.۲۲۰۶۷/jfcei.۲۰۲۲.۷۶۶۱۴.۱۱۴۲.
۸. Hong, Y.-S., Chen, R.-H., Wu, C.-S. and Chen, J.-R., ۲۰۰۵. Shaking table tests and stability analysis of steep nailed slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, ۴۲(۵), pp. ۱۲۶۴-۱۲۷۹. doi: ۱۰.۱۱۳۹/T.05-۰۵۵.
۹. Khodaverdian, S., Hazeghian, M. and Mokhtari, M., ۲۰۲۱. Three-dimensional Numerical Study of the Effect of Convex Corners on the Displacements Induced by Excavation for Soil-Nailed Walls. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, ۵۳(۸), pp. ۳۲۷۹-۳۲۹۸. [In Persian]. doi: ۱۰.۲۲۰۶۰/ceej.۲۰۲۰.۱۷۸۲۶.۶۶۸۷.
۱۰. Komak Panah, A. and Yazdandoust, M., ۲۰۱۳. Determining the quasi-static coefficient of soil-nailed walls in the alluvium of Tehran based on seismic performance levels. *Civil Engineering Journal*, ۲۹(۱), pp. ۳-۱۳. [In Persian].
۱۱. Lazarte, C., Robinson, H. and Gómez, J., ۲۰۱۵. *Soil Nail Walls Reference Manual: FHWA-NHI-14-007*.
۱۲. Marcuson, W. F. and Franklin, A. G. Seismic design, analysis, and remedial measures to improve stability of existing earth dams-Corps of Engineers Approach. *Seismic design of embankments and caverns*, ۱۹۸۳. ASCE, ۶۵-۷۸.
۱۳. Muthukumar, S., Kolathayar, S., Valli, A. and Sathyan, D., ۲۰۲۲. Pseudostatic analysis of soil nailed vertical wall for composite failure. *Geomechanics and Geoengineering*, ۱۷(۲), pp. ۵۶۱-۵۷۳. doi: ۱۰.۱۰۸۰/۱۷۴۸۶.۰۲۵.۲۰۲۰.۱۸۲۷۱۶۳.
۱۴. Rahmani, I. and Nejati, A., ۲۰۱۹. Determining the performance of dynamic behavior of soil-nailed walls under seismic loading based on displacement. *Earthquake Science and Engineering Quarterly*, ۶(۴), pp. ۱۱-۲۱. [In Persian].
۱۵. Singh, S. K., Negi, M. S. and Singh, J., ۲۰۲۱. Strengthening of Slope by Soil Nailing Using Finite Difference and Limit Equilibrium Methods. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, ۷(۳), pp. ۱۳. doi: ۱۰.۱۰۰۷/s4۰۸۹۱-۰۲۱-۰۰۳۰۸-۴.
۱۶. Unterreiner, P., Schlosser, F. and Benhamida, B. Calculation of the displacements of a full scale

(PGA) نیز بر مقدار ضریب لرزه‌ای حداکثر تأثیرگذار هستند که در مطالعه حاضر اثرات این عوامل در قالب یک ضریب مقیاس (SF) در نظر گرفته شد. براین اساس، جمع‌بندی مطالعه حاضر این است که ضریب لرزه‌ای طراحی را می‌توان به صورت $k_{design} = ۰.۵ \times k_{hmax}$ محاسبه نمود. مقدار SF را می‌توان مشابه با مطالعه حاضر با انجام یک تحلیل عددی دینامیکی بر روی دیواره میخ‌گذاری شده موردنظر تعیین نمود. نتایج مطالعه حاضر نشان داد که مقدار SF در محدوده ۰/۳۶ تا ۰/۹۲ بسته به تراکم خاک، ارتفاع دیواره، مقدار PGA و فرکانس غالب زلزله متغیر است. بنابراین مقدار k_{design} برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده در محدوده ۰/۱۸ تا ۰/۴۶ حداکثر شتاب سطح زمین تغییر می‌کند ($k_{design} = ۰.۱۸ - ۰.۴۶$) (PGA). این محدوده کمتر از محدوده متداول ۰/۳۳ تا ۰/۵ هست که توسط مارکوسن و فرانکلین [۱۲] پیشنهاد شده است. در مجموع براساس نتایج مطالعه حاضر می‌توان گفت که در نظرگیری SF می‌تواند موجب کاهش ضریب لرزه‌ای طراحی (k_{design}) و اقتصادی‌تر شدن طرح میخ‌گذاری در شرایط لرزه‌ای شود.

مراجع

- Anderson, D. G. ۲۰۰۸. *Seismic analysis and design of retaining walls, buried structures, slopes, and embankments*, Transportation Research Board.
- Babu, G. S. and Singh, V. P., ۲۰۰۸. Numerical analysis of performance of soil nail walls in seismic conditions. *ISSET Journal of Earthquake Technology*, ۴۵(۱-۲), pp. ۳۱-۴۰.
- Baziar, M. H., Ghadamgahi, A. and Brennan, A. J., ۲۰۲۲. Centrifuge study of seismic response of soil-nailed walls supporting a footing on the ground surface. *Géotechnique*, pp. ۱-۱۷. doi: ۱۰.۱۶۸۰/jgeot.۲۱.۰۰۱۵۷.
- Code, P., ۲۰۰۵. Eurocode ۸: Design of structures for earthquake resistance-part ۵: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. Brussels: European Committee for Standardization.
- Dashtara, H., Kollahdouzan, A., Saeedi-Azizkandi, A. and Baziar, M. Numerical Investigation on the Displacements and Failure Mechanism of Soil-Nailed Structures in Seismic Conditions. *Geo-Congress ۲۰۱۹: Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, ۲۰۱۹. American Society of Civil Engineers Reston, VA, ۱۶۰-۱۶۸.

experimental soil nailed wall-French National Research Project Clouterre. The practice of soil reinforcing in Europe: Proceedings of the symposium The practice of soil reinforcing in Europe organised by the Tenax Group under the auspices of the International Geosynthetics Society, ۱۹۹۵. Thomas Telford Publishing, ۱۹۵-۲۱۳.

۱۷. Vucetic, M., Tufenkjian, M. and Doroudian, M., ۱۹۹۳. Dynamic centrifuge testing of soil-nailed excavations. *ASTM geotechnical testing journal*, ۱۶(۲), pp. ۱۷۲-۱۸۷. doi: ۱۰.۱۵۲۰/GTJ۱۰۰۳۴J.
۱۸. Yazdandoust, M., ۲۰۱۸. Numerical and Experimental Study on Seismic Behavior of Soil-Nailed Walls to Introduce the Pseudo Static Coefficient Based on Performance Levels. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, ۵۰(۱), pp. ۱۸۹-۲۱۰. [In Persian]. doi: ۱۰.۲۲۰۶۰/ceej.۲۰۱۷,۱۱۷۳۷,۵۰۶۸.
۱۹. Yazdandoust, M. and Ghalandarzadeh, A., ۲۰۱۹. Pseudo-static coefficient in reinforced soil structures. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, ۲۰(۶), pp. ۳۲۰-۳۳۷. doi: ۱۰.۱۶۸۰/jphmg.۱۸,۰۰۰۱۳.
۲۰. Yazdandoust, M., Komak Panah, A. and Ghalandarzadeh, A., ۲۰۱۹. Effect of reinforcing technique on strain-dependent dynamic properties of reinforced earth walls. *Soils and Foundations*, ۵۹(۴), pp. ۱۰۰۱-۱۰۱۲. doi: ۱۰.۱۰۱۶/j.sandf.۲۰۱۹,۰۴,۰۰۵.
۲۱. Zamiran, S., Ghojavand, H. and Saba, H., ۲۰۱۲. Numerical Analysis of Soil Nail Walls under Seismic Condition in ۳D Form Excavations. *Applied Mechanics and Materials*, ۲۰۴-۲۰۸, pp. ۲۶۷۱-۲۶۷۶. doi: ۱۰,۴۰۲۸/AMM.۲۰۴-۲۰۸,۲۶۷۱.

نشریه