

ارزیابی عددی ضریب لرزه‌ای افقی برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده

صابر کریمی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

محمد حاذقیان* (استادیار)

کاظم برخوردار (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه یزد

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۴۰۳ (۱۴۰۳-۱۵۱-۱۶۳)، (پنداشت شریف)
دوره‌ی ۳۰، شماره‌ی ۲، صص. ۱۵۱-۱۶۳، (پنداشت شریف)

در مطالعه‌ی حاضر، یک روش عددی مبتنی بر تحلیل دینامیکی غیرخطی برای محاسبه‌ی ضریب لرزه‌ی افقی برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده ارائه شده است. ابتدا، روش مدل‌سازی عددی در دو فاز استاتیکی و دینامیکی راستی‌آزمایی و سپس در چارچوب یک مطالعه‌ی پارامتری جامع، تأثیر عوامل مختلف در ضریب لرزه‌ی افقی بررسی شده‌اند. نتایج مطالعه‌ی حاضر نشان داد که به‌طور کلی نسبت ضریب لرزه‌ی افقی بیشینه به بیشینه‌ی شتاب سطح زمین ($k_{h \max}/PGA$) با افزایش ارتفاع دیواره‌ی میخ‌گذاری شده، افزایش بسامد غالب تاریخچه‌ی زلزله و افزایش بیشینه‌ی شتاب سطح زمین کاهش می‌یابد. علاوه بر این، نتایج نشان داد که تقویت طرح میخ‌گذاری با افزایش قطر، کاهش فاصله‌ی افقی و افزایش طول میخ تأثیر قابل توجهی در نسبت $k_{h \max}/PGA$ ندارد. در مجموع، محدوده‌ی ضریب لرزه‌ی افقی طراحی برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده ۰/۱۸ تا ۰/۴۶ بیشینه‌ی شتاب سطح زمین به دست آمد، که کمتر از محدوده‌ی متداول ۰/۳۳ تا ۰/۵ است، که معمولاً در طراحی در نظر گرفته می‌شود.

واژگان کلیدی: دیواره‌ی میخ‌گذاری شده، ضریب لرزه‌ی افقی، مدل‌سازی عددی، تحلیل دینامیکی $FLAC^{3D}$.

۱. مقدمه

عملکرد خوبی را در هنگام زلزله از خود نشان می‌دهند و مکانیزم گسیختگی آنها شامل دو بلوک لغزنده و سه سطح گسیختگی است. هانگ^۲ و همکاران (۲۰۰۵)^[۱] 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 به دست آمده از آزمایش ویوستیک و تفنگجیان کمی متفاوت است و سطح مقعر به صورت خطی دیده می‌شود. فرخزاد و همکاران (۲۰۲۱)^[۳] در بررسی آثار طول و زاویه‌ی میلگردهای نصب شده در رفتار لرزه‌ی خاک‌های میخ‌کوب شده از رکوردهای زلزله‌های طیس و منجیل استفاده کردند و دریافتند که طول و زاویه‌ی میخ در پاسخ شتاب و همچنین جابجایی‌های عمودی و افقی در سطح گودبرداری در طول زلزله تأثیر می‌گذارد. علاوه بر این نشان دادند که وزن سربار، نوع خاک و شتاب زلزله در پایداری لرزه‌ی دیواره‌های میخ‌کوبی شده و ضریب تشدید تأثیر می‌گذارد. دشتار^۲ و همکاران (۲۰۱۹)^[۴] با استفاده از یک مدل المان محدود سه‌بعدی به مقایسه‌ی نتایج عددی و داده‌های تجربی

امروزه به دلیل تراکم زیاد در بافت شهری و افزایش روزافزون قیمت زمین، تمایل به ایجاد طبقات زیر زمین و به تبع آن افزایش عمق گود افزایش یافته است. همچنین به دلیل گسترش و توسعه‌ی زیاد شهرها نیاز به خطوط ارتباطی، مانند: جاده‌ها، راه‌آهن و پل‌ها افزایش یافته است، که نیاز به استفاده از روش‌های پایداری برای حفظ پایداری دیواره‌ی گودها و شیب کنار راه‌ها را افزایش داده است. روش‌های مختلفی برای پایداری گود، مانند: مسلح کردن خاک با تسمه‌های فولادی، ژئوسنتتیک‌ها، انکرها و ... وجود دارد؛ که یکی از آنها، روش نیلینگ^۱ یا میخ‌گذاری خاک است، که مزایایی زیادی مانند انعطاف‌پذیری بالا و عملکرد لرزه‌ی مناسب دارد. در ادامه، خلاصه‌ی مطالعات انجام شده در ارتباط با عملکرد لرزه‌ی سیستم میخ‌گذاری ارائه شده است.

ویوستیک^۲ و همکاران (۱۹۹۳)^[۱] نشان دادند که سازه‌های میخ‌کوبی شده،

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۲/۳/۲۹، اصلاحیه ۱۴۰۲/۹/۲۷، پذیرش ۱۴۰۲/۱۱/۳.

استناد به این مقاله:

کریمی، صابر، حاذقیان، محمد، و برخوردار، کاظم، ۱۴۰۳. ارزیابی عددی ضریب لرزه‌ی افقی برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۲)، صص. ۱۵۱-۱۶۳.

DOI:10.24200/J30.2024.62608.3235

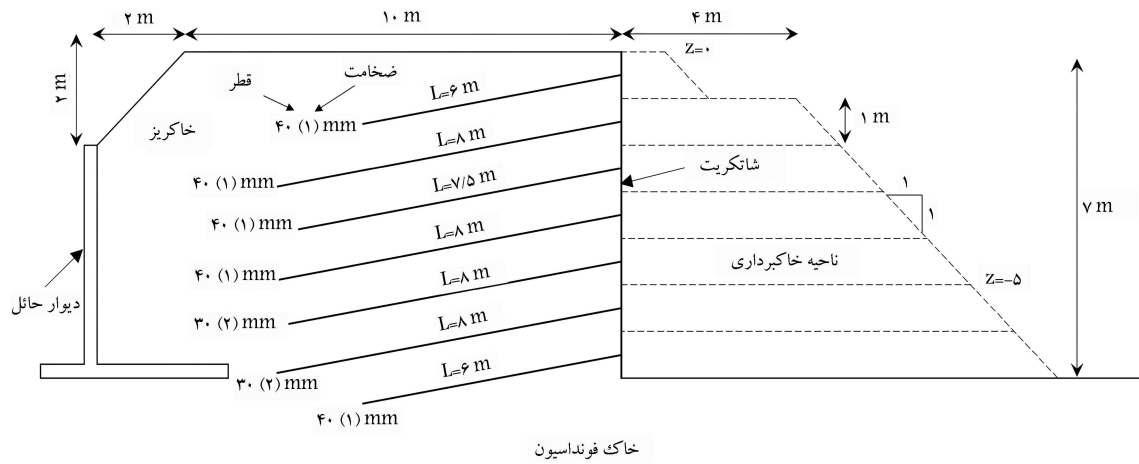
حاصل از آزمون سانتریفیوژ که توسط ویوستیک انجام شده بود، پرداختند و نشان دادند که مدل المان محدود توسعه یافته می‌تواند رفتار لرزه‌ی سیستم میخ‌کوبی شده را به درستی شبیه‌سازی کند. زیران^۵ و همکاران (۲۰۱۲)،^[۵] شبیه‌سازی عددی دیوارهای میخ‌گذاری شده تحت ورودی ارتعاشی را انجام داده‌اند. تجزیه و تحلیل با نرم‌افزار فلک^۶ انجام شد. مقایسه بین نتایج روش اجزاء محدود و تفاضل محدود، همگرایی قابل اعتمادی را بین دو روش مذکور نشان داد. نتایج حاصل از پژوهش اخیر نشان داد که نرم‌افزار فلک می‌تواند رفتار متقابل خاک - دوغاب - میخ را به طور مناسب شبیه‌سازی کند. همچنین مشخص شد که زلزله تأثیر زیادی در جابجایی 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 (۲۰۱۹)،^[۶] به بررسی رفتار پایداری دیوار میخ‌کوبی شده‌ی دائمی تحت بار دینامیکی پرداخته‌اند و با استفاده از ابزارگذاری صورت‌گرفته در گود هتل نرگسی و مدل‌سازی آن با نرم‌افزار فلک به تأیید درستی نرم‌افزار فلک پرداخته‌اند. سینگ^۷ و همکاران (۲۰۲۱)،^[۷] به بررسی برخی از شیب‌های معمولی که عموماً در راه‌آهن هند با آن مواجه می‌شوند، به صورت عددی برای تعیین پایداری آن از نظر ضریب ایمنی (FOS)^۸ تحت شرایط استاتیکی و لرزه‌یی با استفاده از روش تفاضل محدود (FDM)^۹ و روش تعادل حدی (LEM)^{۱۰} پرداخته و دریافته‌اند که شیب و طول میخ تأثیر قابل توجهی در ضریب ایمنی، نیروی محوری میخ و نیروی برشی دارد. همچنین مشخص شد که نتایج هر دو رویکرد مقایسه‌پذیر هستند، اگرچه، ضریب ایمنی به دست آمده از روش تعادل حدی کمی بالاتر از روش تفاضل محدود بوده است. مجید یزدان‌دوست و همکاران (۲۰۱۹)،^[۸] به بررسی اثر روش تقویت خاک در خواص دینامیکی، مقادیر مدول برشی، نسبت میرایی برای دیوارهای نیلینگ شده و دیوارهای مسلح شده با تسمه‌ی فولادی با استفاده از آزمون‌های میز لرزان پرداختند و دریافته‌اند که روند تغییرات مدول برشی و نسبت میرایی در مقابل کرنش برشی به شدت تحت تأثیر روش تقویت و فشار همه‌جانبه است. متوکومار^{۱۱} و همکاران (۲۰۲۲)،^[۹] از روش شبه‌استاتیک برای تجزیه و تحلیل پایداری دیوار عمودی میخ شده با خاک تحت شرایط لرزه‌یی استفاده کردند و نشان دادند که روش شبه‌استاتیک یک رابطه‌ی خطی با پارامترهای لرزه‌یی نشان می‌دهد و تغییرات نسبت به زمان را نادیده می‌گیرد. مجید یزدان‌دوست (۲۰۱۸)،^[۱۰] ضریب شبه‌استاتیکی را به عنوان تابعی از پارامترهای اصلی زلزله، ویژگی‌های ژئوتکنیکی ساخت‌گاه و سطوح عملکرد دیوار بیان کرده است. ایشان ابتدا با انجام آزمایش‌های میز لرزان به تعیین مرزهای سطوح عملکرد در شرایط لرزه‌یی و هندسه‌ی مختلف و سپس با نتایج مدل‌سازی عددی در قالب تغییرشکل‌های ماندگار و تعیین ضریب شبه‌استاتیکی معادل با استفاده از آنالیزهای تعادل حدی پرداختند. مجید یزدان‌دوست و همکاران (۲۰۱۹)،^[۱۱] با استفاده از مجموعه‌ی 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 را برای هر سه سازه‌ی خاک مسلح به طور جداگانه به عنوان تابعی از مقادیر بیشینه‌ی شتاب افقی متناظر با شکست در مکان‌های مختلف معرفی کردند. بابو^{۱۲} و همکاران (۲۰۰۸)،^[۱۲] با استفاده از تحلیل‌های شبه‌استاتیکی و دینامیکی به بررسی عملکرد دیوار میخ‌کوبی شده به ارتفاع ۸ متر در شرایط لرزه‌یی پرداختند و دریافته‌اند که مقادیر ضریب ایمنی به دست آمده از روش شبه‌استاتیکی در مقایسه با روش دینامیکی کمتر بوده است؛ زیرا فرض شده بود که نیروی زلزله به صورت مداوم بر روی دیوار است. همچنین مشخص شد

که مدت زمان حرکت زمین می‌تواند تأثیر زیادی در آسیب‌های ناشی از زلزله داشته باشد. بازیار و همکاران (۲۰۲۲)،^[۱۳] به بررسی تأثیر اضافه‌بار در حرکت دیوارها تحت بار لرزه‌یی با استفاده از آزمون‌های سانتریفیوژ پرداخته و دریافته‌اند که محل اضافه‌بار روی سطح زمین، عاملی مهم و تأثیرگذار در حرکات ناشی از زلزله و بدترین حالت قرار گرفتن بار در پشت دیوار است. همچنین مشاهده‌ی توزیع غیریکنواخت شتاب، فرض طراحی شبه‌استاتیک مبنی بر فرض یک ضریب لرزه‌یی ثابت در تمام ارتفاع را زیر سؤال می‌برد. علی کمک‌پناه و مجید یزدان‌دوست (۲۰۱۳)،^[۱۴] ضریب شبه‌استاتیک را به صورت تابعی از پارامترهای اصلی زلزله، مانند دوره‌ی تناوب غالب و هندسه‌ی گود نظیر ارتفاع سازه بیان کردند. ایشان برای انتخاب ضریب شبه‌استاتیک مناسب، جابجایی‌های افقی را در دو حالت دینامیکی و شبه‌استاتیک با یکدیگر برابر قرار دادند و ضریب شتاب شبه‌استاتیک را به صورت تابعی از دوره‌ی تناوب غالب و ارتفاع سازه بیان کردند. نتایج به دست آمده تأثیر زیاد ارتفاع گود و دوره‌ی تناوب غالب زلزله را در ضریب شبه‌استاتیک نشان داده است، به گونه‌ی که افزایش ارتفاع منجر به کاهش ضریب شبه‌استاتیک شده و بیشترین ضریب شبه‌استاتیک و عمده‌ی تغییرات آن در محدوده‌ی دوره‌ی تناوب طبیعی سازه بوده است.

بر اساس مطالعات صورت‌گرفته مشخص شده است که سیستم میخ‌کوبی خاک، عملکرد خوبی در هنگام زلزله با انعطاف‌پذیری بالا دارد. همچنین با وجود استفاده‌ی زیاد از روش شبه‌استاتیک در پژوهش‌ها، برای محاسبه‌ی ضریب اطمینان دیوار، مطالعه‌ی عددی کمی بر روی ضریب لرزه‌یی در دیوارهای میخ‌کوبی شده صورت گرفته و مطالعات انجام شده عمدتاً به صورت آزمایشگاهی بوده است. هدف اصلی مطالعه‌ی حاضر، ارائه‌ی یک روش عددی مبتنی بر تحلیل دینامیکی غیرخطی برای محاسبه‌ی ضریب لرزه‌یی افقی برای دیوارهای میخ‌گذاری شده است. در ابتدا، روش عددی ارائه شده راستی‌آزمایی شده است. سپس در چارچوب یک مطالعه‌ی پارامتری، تأثیر عوامل مختلفی، مانند: نوع خاک، بیشینه‌ی شتاب سطح زمین، محتوای بسامدی تاریخچه‌ی زلزله، ارتفاع دیواره و طرح میخ‌گذاری در ضریب لرزه‌یی افقی بررسی شده است. در پایان، محدوده‌ی ضرایب لرزه‌یی به دست آمده با محدوده‌ی پیشنهاد شده در آیین‌نامه‌ها و مراجع معتبر مقایسه شده است. ساختار نوشتار حاضر به این صورت بوده است: ابتدا، در بخش‌های دوم و سوم، روش مدل‌سازی عددی با دو آزمون معتبر در فازهای استاتیکی و دینامیکی راستی‌آزمایی شده است. سپس در بخش چهارم، متدولوژی عددی مبتنی بر تحلیل دینامیکی غیرخطی برای محاسبه‌ی ضریب لرزه‌یی به صورت کامل و مرحله به مرحله توضیح داده شده است. در ادامه، در بخش پنجم، بررسی فرضیات مطالعه‌ی پارامتری و در بخش ششم، تفسیر نتایج به دست آمده و مقایسه‌ی آن‌ها با نتایج مطالعات پیشین صورت گرفته است. در انتها، در بخش هفتم، نیز یک جمع‌بندی از نوشتار حاضر ارائه شده است.

۲. راستی‌آزمایی استاتیکی

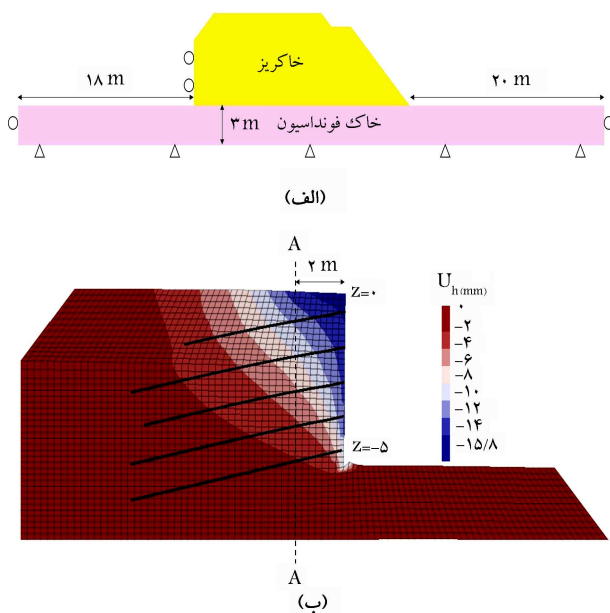
راستی‌آزمایی بخش تحلیل استاتیکی مطالعه‌ی حاضر با مدل‌سازی دیواره‌ی میخ‌گذاری شده در پروژه‌ی کلوتره^{۱۳} انجام شده است.^[۱۵] همچنین جزئیات راستی‌آزمایی در نوشتار حاذقیان (۲۰۲۲)،^[۱۶] تشریح و در ادامه، به خلاصه‌ی آن پرداخته شده است. همان‌طور که در شکل ۱ مشاهده می‌شود، دیوار میخ‌گذاری شده در پروژه‌ی مذکور، شامل ۷ ردیف میخ توخالی آلومینیومی با فاصله‌های قائم و افقی به ترتیب ۱ و ۱٫۱۵ متر بوده است.



شکل ۱. هندسه دیواری میخ‌گذاری شده در پروژه کلوتره. [۱۶]

جدول ۱. مشخصات خاک خاکریز و فونداسیون. [۱۶]

خاک فونداسیون	خاکریز	
۱۷٫۰	۱۶٫۱	γ : وزن مخصوص (kN/m^3)
۷۰	۲۰	E_{δ_0} : مدول بارگذاری سکانت در ۵۰٪ مقاومت برشی نهایی (MPa)
۰٫۳۳	۰٫۳۳	v : ضریب پواسون
۰	۳	c : چسبندگی (kPa)
۳۸	۳۸	φ : زاویه اصطکاک داخلی (درجه)
۲۰	۲۵	ψ : زاویه اتساع (درجه)
۰٫۳۸۴	۰٫۳۸۴	k_0 : ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون



شکل ۲. الف) مدل عددی پروژه کلوتره، ب) کانتور جابجایی افقی خاکریز در انتهای مرحله پنجم خاک‌برداری. [۱۶]

تنش‌های برجا با در نظر گرفتن ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون در مدل ایجاد و در ادامه، عملیات خاک‌برداری، نصب شاتکریت و میخ‌ها به صورت گام‌به‌گام تا عمق $z = -5$ m (شکل ۱) انجام شده است. در شکل ۲ - ب، نیز

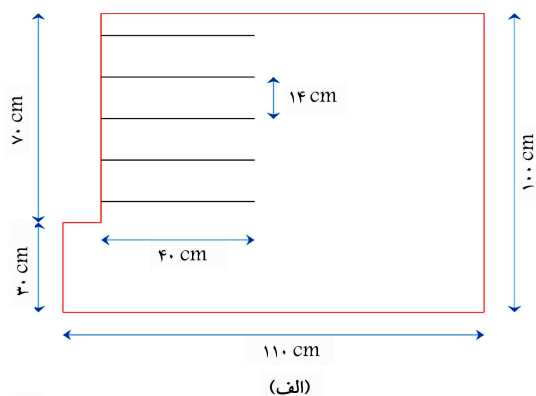
برای تحلیل تغییر شکل استاتیکی از مدل رفتاری CYSOIL^{۱۴} استفاده شده است، که پارامترهای اصلی آن عبارت‌اند از: زاویه اصطکاک داخلی (φ)، زاویه اتساع (Ψ)، چسبندگی (c)، ضریب پواسون (v)، توان باربرداری (m)، که مطابق با پیش‌فرض آن در نرم‌افزار FLAC^{۳D}، فرض شده است؛ ضریب پیش‌تحکیمی (OCR)، که برای خاک عادی تحکیم یافته، برابر با ۱ و فشار مرجع برابر با فشار هوا ($P_{ref} = 100$ kPa) فرض شده است؛ و پارامترهای G_{ref} و R که به ترتیب مطابق روابط ۱ و ۲ محاسبه می‌شوند:

$$G_{ref} = \frac{E_{\delta_0}}{P_{ref}} \cdot \frac{(1 - 2v)}{2(1 - v)} \quad (1)$$

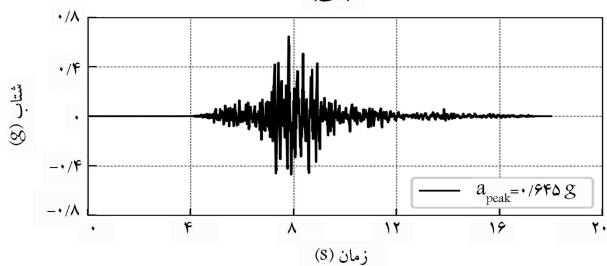
$$R = \frac{E_{ur}}{E_{\delta_0}} \cdot \frac{(1 - v)}{(1 + v)(1 - 2v)} - 1 \quad (2)$$

که در آنها، E_{ur} و E_{δ_0} به ترتیب مدول بارگذاری سکانت در ۵۰٪ مقاومت برشی نهایی و مدول باربرداری - بارگذاری مجدد است. برای تمامی مدل‌های مطالعه حاضر، $E_{ur} = 3E_{\delta_0}$ فرض شده است. در جدول ۱، مشخصات خاکریز و خاک فونداسیون در مدل‌سازی عددی ارائه شده است.

برای مدل‌سازی میخ‌ها و شاتکریت به ترتیب از المان‌های کشسان کابل^{۱۵} و پوسته^{۱۶} استفاده شده است. مشخصات ردیف‌های میخ، شامل: طول، قطر و ضخامت در شکل ۱ نشان داده شده است. در شکل ۲ - الف، مدل عددی پروژه کلوتره و شرایط مرزی مشاهده می‌شود. با فرض ناچیز و بی‌تأثیر بودن جابجایی دیوار حائل در نتایج مدل‌سازی، از مدل‌سازی دیوار حائل اجتناب و در عوض حرکت عمود بر صفحه‌ی خاکریز در محل دیوار حائل بسته شده است.

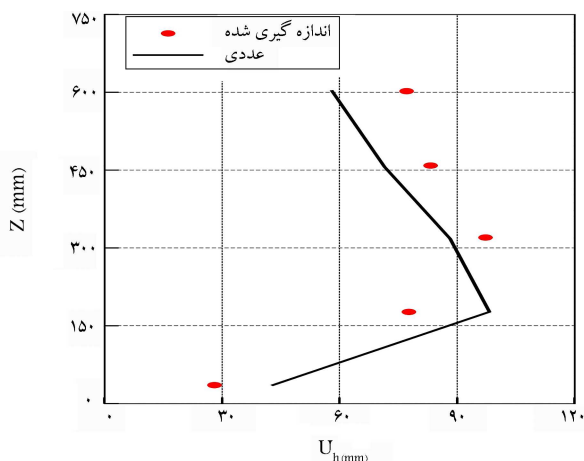


(الف)



(ب)

شکل ۴. الف) هندسه‌ی مدل فیزیکی دیواره میخ‌گذاری شده برای آزمایش میز لرزان، ب) رکورد استفاده شده برای آزمایش میز لرزان.^[۲]

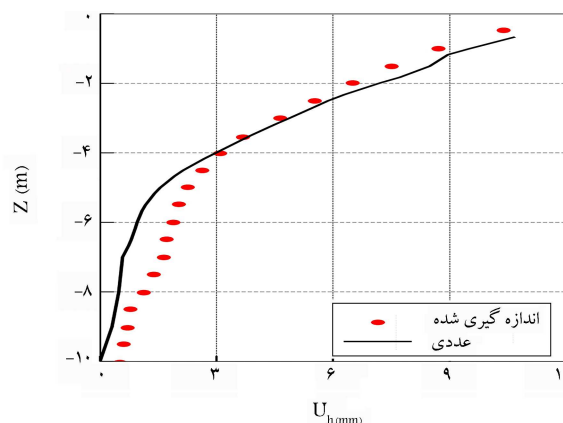


شکل ۵. مقایسه‌ی تغییر شکل جانبی دیوار عددی (مطالعه‌ی حاضر) و اندازه‌گیری شده،^[۲] در انتهای اعمال بار لرزه‌ای.

از اعمال بار لرزه‌ی مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، پروفیل‌های اندازه‌گیری شده و عددی سازگاری خوبی با یکدیگر داشته‌اند. بیشینه‌ی جابجایی افقی اندازه‌گیری شده حدود 97 mm بوده است، که در ارتفاع 300 mm رخ داده است. اما بیشینه‌ی جابجایی افقی عددی حدود 98 mm بوده است، که در ارتفاع 175 mm رخ داده است.

۴. مراحل تحلیل یک دیواره‌ی میخ‌گذاری شده

در مطالعه‌ی حاضر، تحلیل یک دیواره‌ی میخ‌گذاری شامل ۶ مرحله‌ی اصلی بوده است: ۱. طراحی دیواره‌ی میخ‌گذاری شده و محاسبه‌ی ضربه لرزه‌ی بحرانی؛ ۲. تحلیل استاتیکی و کنترل جابجایی‌ها؛ ۳. تعیین گوه‌ی گسیختگی بحرانی؛ ۴.



شکل ۳. مقایسه‌ی پروفیل‌های عددی و اندازه‌گیری شده‌ی جابجایی افقی در امتداد محور A-A.^[۱۶]

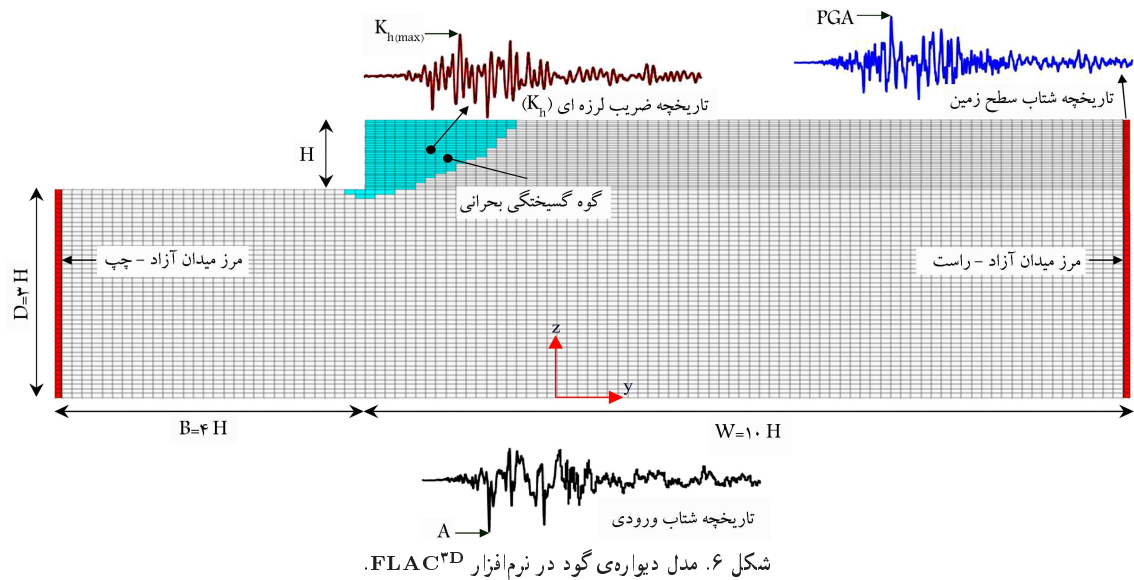
کانتور جابجایی افقی (U_h) خاکریز در انتهای مرحله‌ی پنجم خاک‌برداری مشاهده می‌شود.

در شکل ۳، پروفیل‌های جابجایی افقی اندازه‌گیری شده و عددی در امتداد محور A-A (شکل ۲ - ب) که در فاصله‌ی 2 m از شاتکریت قرار دارند، مشاهده می‌شوند؛ که مطابق آنها، پروفیل‌های اندازه‌گیری شده و عددی سازگار خوبی با یکدیگر دارند. مقادیر جابجایی افقی اندازه‌گیری شده و عددی در تاج دیواره به ترتیب حدود 10.76 و 10.74 میلی‌متر بوده است، که اختلافی حدود 2% دارند.

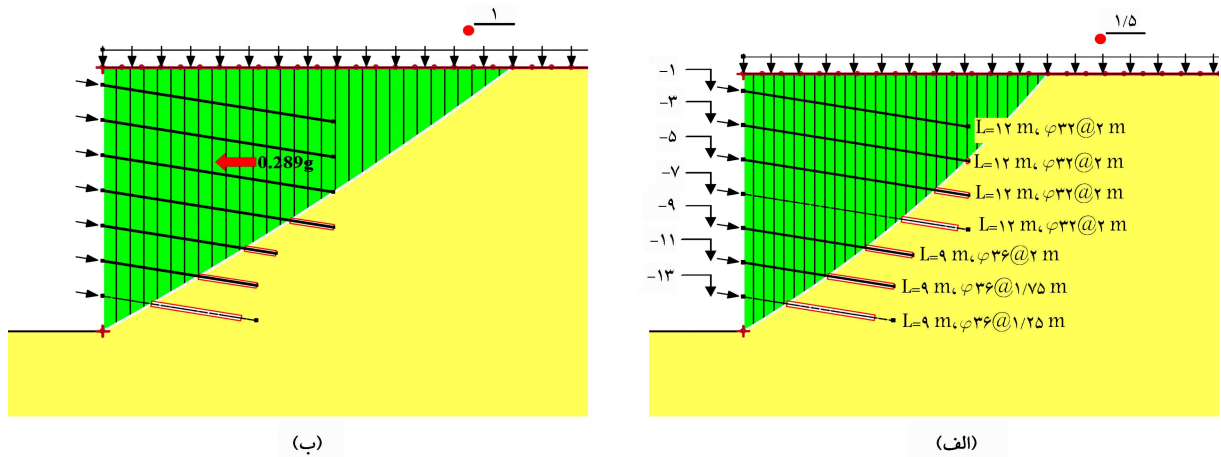
۳. راستی‌آزمایی دینامیکی

به دلیل دسترسی نداشتن به اطلاعات پایش شده از رفتار لرزه‌ی دیوارهای خاکی میخ‌کوبی شده در حالت واقعی، از یک آزمایش کوچک مقیاس میز لرزان که توسط هانگ و همکاران (۲۰۰۵)،^[۲] انجام شده است، برای راستی‌آزمایی مدل در مرحله‌ی بارگذاری دینامیکی استفاده شده است. در شکل ۴ - الف، هندسه‌ی مدل فیزیکی دیواره‌ی میخ‌گذاری شده برای آزمایش میز لرزان مشاهده می‌شود. از یکی از رکوردهای زلزله‌ی چی - چی^{۱۷} تایوان (۱۹۹۹)، که در ایستگاه TCU۰۷۴ در جهت شرقی - غربی ثبت شده است، به عنوان شتاب ورودی در آزمایش حاضر استفاده شده است. در شکل ۴ - ب، نیز رکورد زلزله‌ی ورودی پس از اصلاحات مربوط به مقیاس مشاهده می‌شود.

تمامی اطلاعات مربوط به پارامترهای مقاومتی خاک، میخ و شاتکریت که در نوشتار هونگ و همکاران (۲۰۰۵)،^[۲] به صورت کامل و دقیق ذکر شده است، در مدل عددی ساخته شده از آنها استفاده شده است. در تحلیل دینامیکی دیواره‌ی میخ‌گذاری شده از مدل رفتاری موهر - کولمب استفاده شده است. چگالی، زاویه‌ی اصطکاک، مدول کشسانی و چسبندگی خاک به ترتیب 1535 kg/m^3 ، 43.7 درجه، 45 MPa و 5 kPa در نظر گرفته شده است. ضربه میرایی خاک 0.5 فرض شده است. قطر و مدول کشسانی میخ‌ها به ترتیب 6 mm و 37.27 GPa در نظر گرفته شده است. ضخامت و مدول کشسانی شاتکریت به ترتیب 3 mm و 37.27 GPa فرض شده است. بعد از ساخت مدل و نصب میخ‌ها و شاتکریت، تنش‌های اولیه در مدل ایجاد و سپس گره‌های مرزهای دو طرف مدل به کف مدل هم‌بند شده‌اند. در ادامه، تاریخچه‌ی شتاب به کف مدل اعمال شده است. در شکل ۵، جابجایی افقی خمیری بر حسب ارتفاع از پاشنه‌ی دیواره پس



شکل ۶. مدل دیواره‌ی گود در نرم‌افزار FLAC^{3D}.



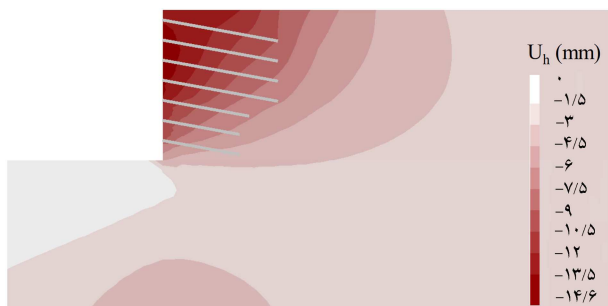
شکل ۷. الف) طرح میخ‌گذاری مدل مرجع به همراه ضریب اطمینان پایداری، ب) ضریب اطمینان مدل مرجع با اعمال ضریب لرزه‌ای بحرانی.

۱.۴. طراحی دیواره‌ی میخ‌گذاری شده و محاسبه‌ی شتاب بحرانی طراحی دیواره‌ی میخ‌گذاری با استفاده از نرم‌افزار GEOSLOPE و براساس روش پیشنهادی حادثیان^[۱۷،۱۶] انجام شده است. بیشینه و کمینه‌ی طول میخ‌ها در طراحی به ترتیب ۰٫۸ ارتفاع گود و ۶ m، مقدار سربار ۱۰ kPa و ضریب اطمینان طراحی دیواره، ۱٫۵ فرض شده است. برای تعیین ضریب اطمینان از روش اسپنسر^{۲۰} استفاده شده است. علاوه بر این، مطابق با راهنمای FHWA^{۲۱}، ضریب اطمینان‌های جزئی برای مقاومت بیرون‌کشش و مقاومت کششی میلگرد برای تعیین ضریب اطمینان استاتیکی به ترتیب ۲ و ۱٫۸ و برای تعیین ضریب لرزه‌یی بحرانی به ترتیب ۱٫۳۵ و ۱٫۵ فرض شده است. ضریب لرزه‌یی بحرانی، مقدار ضریب لرزه‌یی افقی است که اگر به گوه‌ی گسیختگی اعمال شود، ضریب اطمینان پایداری دیواره‌ی گود را به ۱ می‌رساند. در شکل ۷ - الف، طرح میخ‌گذاری برای مدل مرجع به همراه گوه‌ی گسیختگی و در شکل ۷ - ب، ضریب اطمینان دیواره با اعمال ضریب لرزه‌یی بحرانی مشاهده می‌شود، که به مقدار واحد کاهش یافته است. ضریب لرزه‌یی بحرانی برای مدل مرجع ۰٫۲۸۹g به دست آمده است.

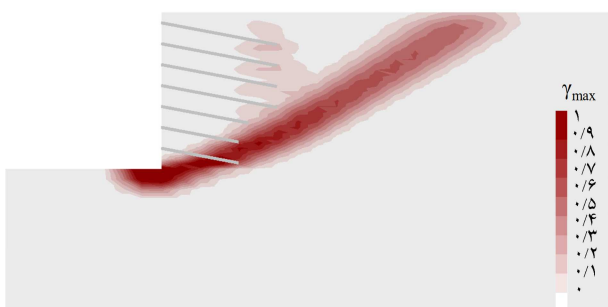
محاسبه‌ی بسامد طبیعی؛ ۵. تحلیل ساخت‌گاه؛ ۶. تحلیل دینامیکی و محاسبه‌ی ضریب لرزه‌یی بیشینه. شایان ذکر است که مرحله‌ی اول با استفاده از نرم‌افزار GEOSLOPE و سایر مراحل با استفاده از نرم‌افزار FLAC^{3D} انجام شده است. در شکل ۶، مدل در نظر گرفته شده برای تحلیل یک دیواره‌ی میخ‌گذاری شده در نرم‌افزار FLAC^{3D} مشاهده می‌شود. تحلیل‌های مربوط به مراحل دوم تا ششم به صورت دو بُعدی با فرض کرنش مسطح انجام شده است. بر این اساس، لایه‌ی خاک با ضخامت ۱ متر (یک المان عمود بر صفحه) در تمامی مدل‌ها بوده و جابجایی‌های عمود بر صفحه نیز بسته شده است. برای تعیین ابعاد مدل در نرم‌افزار FLAC^{3D}، یک آنالیز حساسیت انجام شد؛ که مطابق نتایج آن، ابعاد مدل به اندازه‌ی کافی بزرگ در نظر گرفته شد تا شرایط مرزی تأثیری در نتایج تحلیل‌ها نداشته باشند. در بخش حاضر، شش مرحله‌ی ذکر شده برای مدل مرجع که یک دیواره با ارتفاع $H = 15\text{ m}$ ، خاک متوسط (جدول ۲) و چسبندگی 5 kPa بوده است، توضیح داده شده است. تاریخچه‌ی شتاب ورودی برای مدل مرجع، تاریخچه‌ی زلزله‌ی کوکاتلی^{۱۸} (مطابق شکل ۱۲) با بسامد غالب 0.3 Hz و بیشینه‌ی شتاب سطح زمین $(PGA)^{۱۹}$ ، $PGA = 0.25g$ در نظر گرفته شده است.

جدول ۲. مشخصات انواع خاک.

نوع خاک	تراکم نسبی (D_r)	نسبت تخلخل	وزن مخصوص (kN/m^3)	زاویه اصطکاک (درجه)	چسبندگی (kPa)	زاویه اتساع (درجه)	ضریب پواسون	مدول کشسانی (E_{50})	پارامتر $K_{\tau max}$ رابطه‌ی ۳	مقاومت باند (kPa)
شُل	۳۵	۰٫۷۶	۱۶٫۶	۳۰	۵	۰	۰٫۳	۳۰	۴۰	۲۰۰
متوسط	۶۵	۰٫۶۴	۱۷٫۸	۳۶	۵	۶	۰٫۳	۵۷	۵۵	۴۰۰
متراکم	۸۵	۰٫۵۶	۱۸٫۷	۴۱	۵	۱۱	۰٫۳	۹۰	۷۰	۶۰۰



شکل ۸. کانتور تغییرشکل افقی مدل مرجع در انتهای تحلیل استاتیکی.



شکل ۹. کانتور کرنشی برشی بیشینه در انتهای تحلیل ضریب اطمینان برای مدل مرجع (هندسه‌ی گوهی گسیختگی بحرانی).

بانگ دینامیکی بیشینه (E_{max}) براساس رابطه‌ی ۳ در المان‌های مدل مقاردهی شد:

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

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

که در آن، G_{max} مدول برشی دینامیکی بیشینه، $K_{\tau max}$ پارامتر تجربی رابطه، که به تراکم و نوع خاک بستگی دارد (مطابق جدول ۲)، ν ضریب پواسون و p فشار همه‌جانبه در المان هستند. برای خاک مدل مرجع (خاک متوسط)، مقادیر $K_{\tau max}$ و ν به ترتیب ۵۵ و ۰٫۳ فرض شده‌اند.

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 22 تغییر یافت. مرکز مدل در راستای قائم (z) بسته و در راستای افقی (y) تحت شتاب دینامیکی هارمونیک مطابق با رابطه‌ی ۴ قرار گرفت:

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

بارگذاری انجام شده، دو خصوصیت عمده دارد: ۱. تا حد زیادی شبیه به شتاب‌نگاشت‌های تولید شده در حین زلزله‌ی واقعی است، یعنی به تدریج بر

۲.۴. تحلیل استاتیکی و کنترل جابه‌جایی‌ها

در شکل ۶، ابعاد مدل در نظر گرفته شده برای تحلیل استاتیکی نشان داده شده است. فرضیات تحلیل استاتیکی به این شرح است: مدل رفتاری خاک CYSOIL در نظر گرفته شده است. مشخصات خاک مدل مرجع (خاک متوسط) در جدول ۲ ارائه شده است. فرضیات انجام شده در مورد مدول باربرداری (بارگذاری مجدد)، توان باربرداری، ضریب پیش‌تحکیمی و فشار مرجع مشابه مواردی است که در بخش راستی‌آزمایی استاتیکی نوشتار حاضر بیان شده است. برای تحلیل استاتیکی، ابتدا شرایط مرزی اعمال شده است: کف مدل در هر دو جهت y و z و مرزهای چپ و راست در راستای عمود بر صفحه (y) بسته شدند. سپس تنش‌های برجا در مدل ایجاد شد: $\sigma_y = K \cdot \sigma_z$ در ادامه‌ی خاک برداری، نصب شاکریت و میخ‌ها به صورت گام‌به‌گام تا رسیدن به کف گود انجام شد. برای مدل‌سازی شاکریت بتنی و میخ فولادی از المان صفحه‌ی شل و المان خطی کابل استفاده شده است. چگالی، مدول کشسانی و ضریب پواسون شاکریت (میخ) به ترتیب: 2500 kg/m^3 (7850)، 20 GPa (200) و 0.2 (0.2) و ضخامت شاکریت و تنش تسلیم میخ‌ها به ترتیب 1 cm و 420 Mpa فرض شده‌اند.

در شکل ۸، کانتور تغییرشکل افقی مدل مرجع در انتهای تحلیل استاتیکی مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، جابه‌جایی افقی تاج گود حدود 1.46 cm بوده است، که در محدوده‌ی مجاز قرار دارد (کمتر از $2H$ براساس راهنمای FHWA [18]).

۳.۴. تعیین گوهی گسیختگی بحرانی

به منظور تعیین هندسه‌ی گوهی گسیختگی بحرانی، یک آنالیز ضریب اطمینان در نرم‌افزار FLAC^{3D} با استفاده از روش کاهش مقاومت انجام شده است. برای انجام آنالیز ضریب اطمینان، ابتدا مدل تحلیل شده در مرحله‌ی دوم (تحلیل استاتیکی) فراخوانی و سپس ضریب لرزه‌ی بحرانی به دست آمده از مرحله‌ی اول ($0.289g$) به مدل اعمال شد. در شکل ۹، کانتور کرنش برشی بیشینه و هندسه‌ی گوهی گسیختگی بحرانی برای مدل مرجع مشاهده می‌شود. هندسه‌ی به دست آمده برای گوهی گسیختگی بحرانی در شکل ۶ نیز نشان داده شده است. قابل توجه است که تاریخچه‌ی ضریب لرزه‌ی بعداً با متوسط‌گیری شتاب در محدوده‌ی گوهی گسیختگی بحرانی به دست آمده است.

۴.۴. محاسبه‌ی بسامد طبیعی

به منظور محاسبه‌ی پارامترهای میرایی رایلی 22 لازم است که بسامد طبیعی دیواره تعیین شود؛ که برای محاسبه‌ی آن، ابتدا مدل استاتیکی بازیابی شد. در ادامه، مدل

مرزهای دو طرف مدل در جهت افقی بسته شد. بعد از انجام تحلیل استاتیکی، جابه‌جایی‌ها و سرعت‌گره‌های مدل صفر شدند. در ادامه، تحلیل دینامیکی فعال و پارامترهای میرایی رایلی براساس رابطه‌ی 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 تاریخچه‌ی زلزله‌ی ورودی با شتاب بیشینه‌ی A قرار گرفت. تاریخچه‌ی زلزله‌ی ورودی برای مدل مرجع، تاریخچه‌ی زلزله‌ی کوکائلی (شکل ۱۱) در نظر گرفته شده است. تاریخچه‌ی شتاب دریافتی در سطح زمین در حین تحلیل دینامیکی ثبت شد و با چند بار آزمون و خطا و تکرار تحلیل ساخت‌گاه، بیشینه‌ی شتاب تاریخچه‌ی زلزله‌ی ورودی (A) به میزانی تعیین شد که بیشینه‌ی شتاب تاریخچه‌ی دریافتی در سطح زمین برابر با بیشینه‌ی شتاب موردنظر (PGA) شود. برای مدل مرجع مقدار $PGA = 0.25g$ فرض شده بود، که با انجام تحلیل ساخت‌گاه، مقدار $A = 0.81g$ تعیین شده است.

۶.۴. تحلیل دینامیکی و محاسبه‌ی ضریب لرزه‌ی بیشینه

برای انجام تحلیل دینامیکی، ابتدا نتیجه‌ی تحلیل استاتیکی مدل (مرحله‌ی دوم) بازایابی شد. مدل رفتاری خاک از CYSOIL به موه‌ر - کولمب تغییر داده شد و مدول یانگ بیشینه‌ی دینامیکی مطابق با رابطه‌ی ۳ در مدل مقداردهی شد. سپس یک تحلیل استاتیکی با شرایط جدید انجام و در انتها جابه‌جایی‌ها و سرعت‌های گره‌های مدل صفر شدند. در ادامه، پارامترهای میرایی رایلی براساس رابطه‌ی ۵، محاسبه و به خاک اختصاص یافتند. همچنین هندسه‌ی گوه‌ی گسیختگی به‌دست آمده از مرحله‌ی سوم در مدل تعریف شد (شکل ۶).

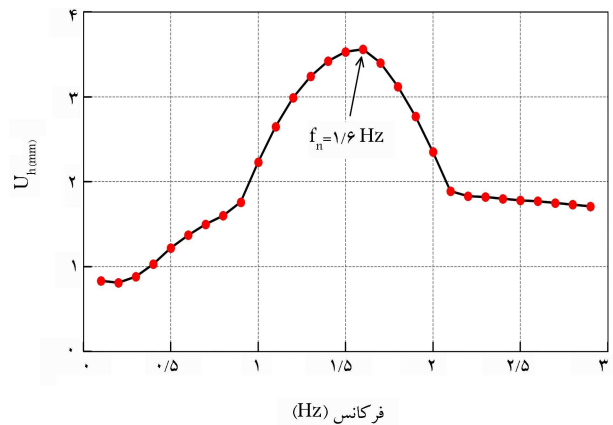
قبل از شروع تحلیل دینامیکی، تراکم مش مدل کنترل شد. به‌طورکلی، برای انتقال مناسب امواج دینامیکی در شبکه‌ی المان‌های مدل، ابعاد تمامی المان‌ها باید دست‌کم بین $\frac{1}{8}$ تا $\frac{1}{16}$ طول موج زلزله باشد. بدین ترتیب ابعاد المان در مدل براساس رابطه‌ی ۶ کنترل شدند:

$$AES = \sqrt{S/n} \leq \frac{\lambda_{\min}}{\lambda} \sim \frac{\lambda_{\min}}{v_p} \quad (6)$$

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

که در آن، AES بُعد متوسط المان‌ها در شبکه‌ی مش، s مساحت مدل، n تعداد المان‌ها در شبکه‌ی مش، λ_{\min} طول موج مؤلفه‌ی از زلزله است که بیشترین بسامد را دارد، $V_{s(ave)}$ سرعت موج برشی متوسط در مدل، f_{\max} بیشینه‌ی بسامد ناشی از تاریخچه‌ی زلزله، که در مطالعه‌ی حاضر $15 Hz$ فرض شده است؛ چرا که بسامدهای بالاتر از آن از تاریخچه‌ی زلزله‌ی ورودی فیلتر شده‌اند، $G_{\max(ave)}$ متوسط مدول برشی بیشینه در مدل و ρ چگالی خاک هستند. برای مدل مرجع، $\lambda_{\min} = 22m$ و بُعد متوسط المان‌ها $AES = 1.3m$ محاسبه شد، که شرط رابطه‌ی ۶ را برآورده می‌کنند.

در ادامه، شرایط مرزی استاتیکی حذف و مرزهای میدان آزاد در سمت چپ و راست مدل فعال شدند (شکل ۶). کف مدل در جهت قائم بسته و در جهت افقی تحت تاریخچه‌ی شتاب زلزله‌ی ورودی قرار گرفت، که برای مدل مرجع، تاریخچه‌ی شتاب زلزله‌ی کوکائلی بود (شکل ۱۱). تاریخچه‌ی شتاب ورودی مقیاس شد، به‌طوری که بیشینه‌ی شتاب آن برابر با $A = 0.81g$ باشد، که قبلاً در بخش تحلیل ساخت‌گاه (مرحله‌ی پنجم) تعیین شده بود. در حین تحلیل دینامیکی، تاریخچه‌ی شتاب دریافتی در سطح زمین در بالای مرز میدان آزاد سمت راست مدل و همچنین میانگین شتاب گره‌های مدل در محدوده‌ی گوه‌ی گسیختگی بحرانی، که در مرحله‌ی



شکل ۱۰. جابجایی افقی بیشینه‌ی تاج دیواره بر حسب بسامد شتاب هارمونیک ورودی برای مدل مرجع.

دامنه‌ی آن افزوده می‌شود و سپس کاهش می‌یابد. ۲. دارای پارامترهای اساسی زلزله است، که می‌توان به راحتی آنها را تغییر داد. در رابطه‌ی اخیر، f و t به ترتیب بسامد و زمان بارگذاری هستند. همچنین α ، β و λ متغیرهای بارگذاری هستند، که مقادیر آنها با توجه به دستیابی به یک شتاب بیشینه‌ی مشخص انتخاب می‌شود. در مطالعه‌ی حاضر، پارامترهای α و λ به ترتیب ۵ و ۱۵ و مدت زمان اعمال بار دینامیکی 10 ثانیه فرض شده است. پارامتر β طوری تعیین شده است که شتاب بیشینه‌ی ورودی $0.25g$ شود.

تحلیل دینامیکی مدل مرجع برای بسامدهای (f) متفاوت با گام $0.1 Hz$ انجام و جابجایی افقی بیشینه‌ی تاج دیواره در طول مدت زمان اعمال شتاب هارمونیک برای هر تحلیل ثبت شد. در شکل ۱۰، نمودار جابجایی افقی بیشینه بر حسب بسامد شتاب هارمونیک ورودی برای مدل مرجع مشاهده می‌شود. بسامدی که بیشترین جابجایی افقی بیشینه را در مدل ایجاد کرده است، به‌عنوان بسامد طبیعی دیواره در نظر گرفته شد، که برای مدل مرجع $1.76 Hz$ بوده است.

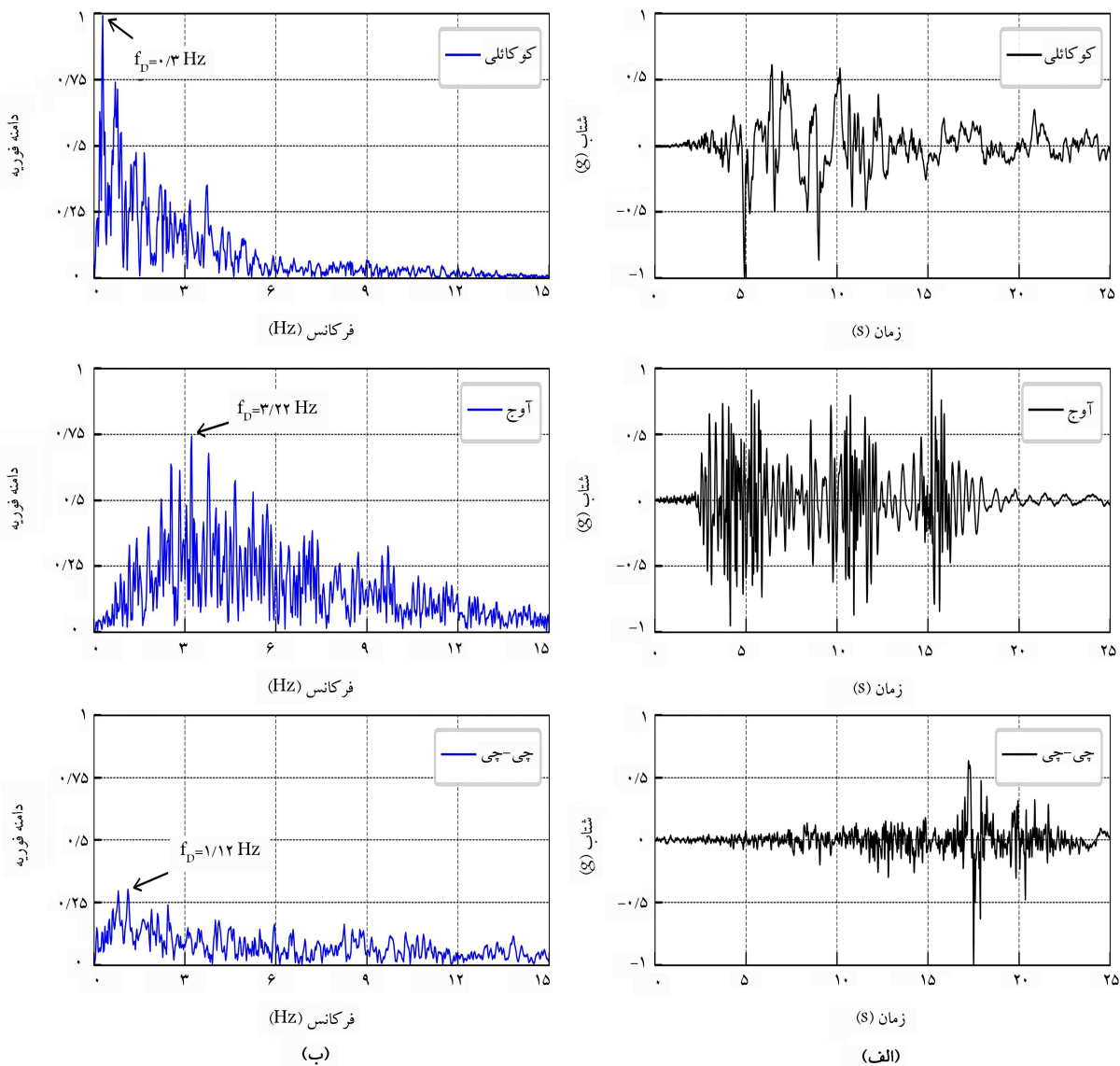
بعد از محاسبه‌ی بسامد طبیعی مدل، ضرایب میرایی رایلی (α_r و β_r) با استفاده از روش بیان شده در راهنمای نرم‌افزار آباکوس^{۲۴} مطابق با رابطه‌ی ۵ تعیین شده است:

$$\alpha_r = 4\pi\xi f_n \quad \beta_r = \Delta t \quad (5)$$

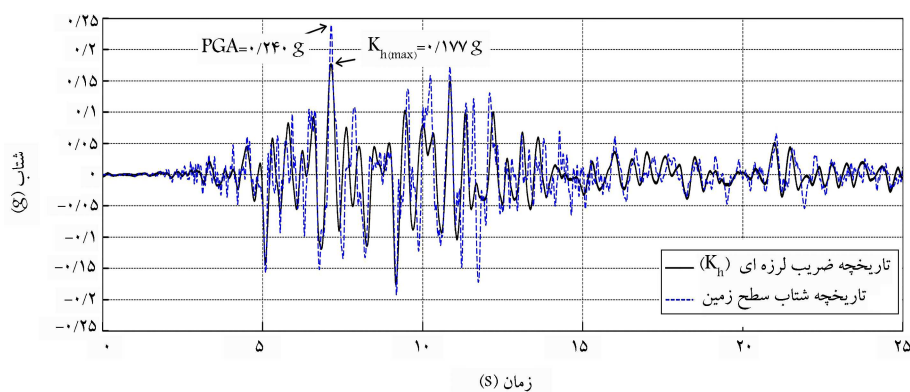
که در آن، Δt گام زمانی تحلیل دینامیکی با روش صریح^{۲۵} بدون در نظر گرفتن میرایی است، که برای مدل مرجع 3.8×10^{-5} ثانیه تعیین شده است، ξ ضریب میرایی مساوی 0.05 و f_n بسامد طبیعی مدل است، که برای مدل مرجع $1.76 Hz$ به دست آمده است. ضرایب α_r و β_r برای مدل مرجع به ترتیب 10^{-5} و 3.8×10^{-5} محاسبه شده‌اند.

۵.۴. تحلیل ساخت‌گاه

بیشینه‌ی شتاب تاریخچه‌ی زلزله‌ی ورودی و دریافتی در سطح زمین به ترتیب با PGA و A در شکل ۶ مشاهده می‌شود. هدف از تحلیل ساخت‌گاه این است که مقدار A برای رسیدن به PGA موردنظر با در نظر گرفتن اثر شرایط ساخت‌گاهی یافت شود. در تحلیل ساخت‌گاه، ستونی از خاک با ارتفاعی برابر با ارتفاع مدل اصلی ($4H$) در نظر گرفته شد. مدول یانگ بیشینه‌ی دینامیکی مطابق با رابطه‌ی ۳ در عمق مقداردهی و سپس تنش‌های برجا در مدل اعمال شد. در تحلیل استاتیکی ستون خاک، کف مدل در هر دو جهت افقی و قائم و



شکل ۱۱. الف) تاریخچه‌های شتاب و ب) دامنه‌ی فوریه‌ی زلزله‌های: کوکائلی، آوج و چی-چی.



شکل ۱۲. تاریخچه‌های شتاب سطح زمین و ضربه لرزه‌ای برای مدل مرجع.

سوم تعیین شده بود، ثبت شد. از لحاظ مفهومی، تاریخچه‌ی متوسط شتاب در محدوده‌ی گوه‌ی گسیختگی بحرانی همان تاریخچه‌ی ضربه لرزه‌ی است که در حین زلزله به گوه‌ی گسیختگی اعمال می‌شود. در شکل ۱۲، تاریخچه‌های شتاب سطح زمین و ضربه لرزه‌ی برای مدل مرجع مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، بیشینه‌ی شتاب سطح زمین و ضربه لرزه‌ی بیشینه به ترتیب برابر با $PGA = 0.240 g$ و $k_{h(max)} = 0.177 g$ هستند.

۵. فرضیات مطالعه‌ی پارامتری

به منظور مطالعه‌ی تأثیر عوامل مختلف، شامل: ارتفاع دیواره، نوع خاک، چسبندگی خاک، قطر میخ‌ها، فاصله‌ی میخ‌ها، طول میخ‌ها، بیشینه‌ی شتاب و بسامد غالب تاریخچه‌ی زلزله‌ی ورودی بر مقدار ضریب لرزه‌ی بیشینه برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده، یک مطالعه‌ی پارامتری جامع، شامل ۳۱ آنالیز مطابق با مراحل توضیح داده شده در بخش ۴ انجام شد. در جدول ۲، مشخصات انواع خاک استفاده شده در مطالعه‌ی پارامتری ارائه شده است. علاوه بر این، در شکل ۱۲ - الف، تاریخچه‌های شتاب زلزله‌ی استفاده شده در مطالعه‌ی پارامتری، شامل: کوکانلی، آوج ۲۶ - چی - چی و در شکل ۱۲ - ب، طیف دامنه‌ی فوری‌ی تاریخچه‌های مذکور مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، محتوای بسامدی زلزله‌های اشاره شده متفاوت هستند و بسامدهای غالب برای تاریخچه‌های زلزله‌های: کوکانلی، آوج و چی - چی به ترتیب حدود ۰/۳، ۳ و ۱ هرتز (Hz) بوده است. شایان ذکر است که بسامدهای بالاتر از ۱۵ Hz از تاریخچه‌های زلزله فیلتر شده‌اند.

در ادامه، خلاصه‌ی از مطالعه‌ی پارامتری انجام شده و فرضیات آن توضیح داده شده است:

- 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 تاریخچه‌ی زلزله‌ی کوکانلی و $PGA = 0.25g$ برای بررسی تأثیر ارتفاع و نوع خاک انجام شده‌اند؛ که به صورت $L10, L15, L20, M10, M15, M20, D10, D15, D20$ نام‌گذاری شده‌اند، که در نام‌گذاری اخیر، عدد نشان‌دهنده‌ی عمق گود و حرف، نشان‌دهنده‌ی نوع خاک است. قابل توجه است که مدل $M15$ همان مدل مرجع است، که مراحل مدل‌سازی آن به صورت کامل در بخش قبل توضیح داده شده است؛

- تاریخچه‌ی زلزله: برای بررسی تأثیر تاریخچه‌ی زلزله و بسامد غالب آن، مدل‌های $L10, L15, L20, M10, M15, M20, D10, D15, D20$ برای تاریخچه‌های کوکانلی، آوج و چی - چی با بیشینه‌ی شتاب $PGA = 0.25g$ تحلیل شده‌اند؛

- بیشینه‌ی شتاب سطح زمین (PGA): برای بررسی تأثیر PGA ، مدل‌های $L10, L15, L20, M10, M15, M20, D10, D15, D20$ با تاریخچه‌ی زلزله‌ی کوکانلی و برای سه شتاب بیشینه‌ی $PGA = 0.1g, 0.25g, 0.5g$ تحلیل شده‌اند؛

- چسبندگی خاک: برای بررسی تأثیر چسبندگی خاک، مدل $M15$ مدل مرجع با چسبندگی‌های ۵، ۱۰ و $20 (kPa)$ تحلیل شده است؛ که در آنها، تاریخچه‌ی زلزله‌ی کوکانلی و $PGA = 0.25g$ فرض شده است؛

- قطر میخ: در مدل $M10$ ، قطر تمامی میخ‌ها در طراحی $32mm$ تعیین شده بود. برای بررسی تأثیر افزایش قطر میخ، دو تحلیل دیگر انجام شد، که در آنها قطر تمامی میخ‌ها به ترتیب ۳۶ و $40 (mm)$ فرض شده بود. در تحلیل‌های اخیر، تاریخچه‌ی زلزله‌ی کوکانلی و $PGA = 0.25g$ فرض شده است؛

- فاصله‌ی افقی میخ: در مدل $M10$ ، فاصله‌ی افقی تمامی ردیف‌های میخ در طراحی، ۲ متر تعیین شده بود. برای بررسی تأثیر کاهش فاصله‌ی افقی میخ، دو تحلیل دیگر انجام شد، که در آنها فاصله‌ی تمامی میخ‌ها به ترتیب ۱ و $1/5$ متر در نظر گرفته شدند. در تحلیل‌های ذکر شده، سایر فرضیات مشابه مدل $M10$ و تاریخچه‌ی زلزله‌ی کوکانلی و $PGA = 0.25g$ فرض شده است؛

- طول میخ: طول ردیف‌های میخ برای مدل $M15$ (مدل مرجع) که از طراحی

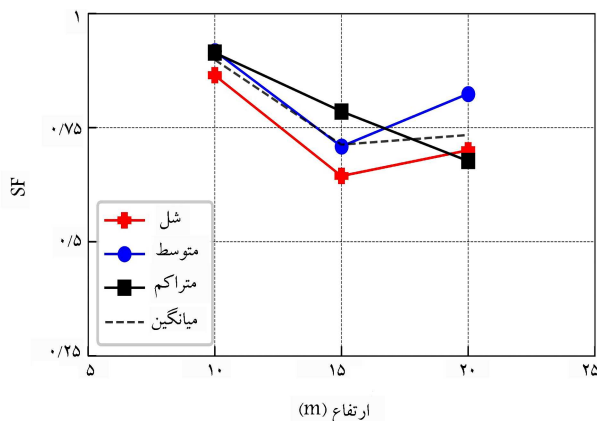
به دست آمد، در شکل ۷ مشاهده می‌شود. این آرایش از طول میخ‌ها با نام $L1$ نام‌گذاری شده است. برای بررسی اثر افزایش طول میخ‌ها، ۴ آرایش دیگر با نام‌های $L2, L3, L4$ و $L5$ بر روی مدل مرجع تحلیل شده است (مجموعاً ۵ تحلیل). در آرایش $L2$ ، طول تمامی ردیف‌های میخ $1.2m$ در نظر گرفته شد. در آرایش $L3$ ، طول ردیف‌های بالایی اول و دوم $1.8m$ و سایر ردیف‌ها $1.2m$ در نظر گرفته شدند. در آرایش $L4$ ، طول ردیف‌های میانی سوم، چهارم و پنجم $1.8m$ و سایر ردیف‌ها $1.2m$ در نظر گرفته شدند. در آرایش $L5$ ، طول ردیف‌های پایینی ششم و هفتم $1.8m$ و سایر ردیف‌ها $1.2m$ در نظر گرفته شدند. در تحلیل‌های اخیر، سایر فرضیات مشابه مدل $M15$ و تاریخچه‌ی زلزله‌ی کوکانلی و $PGA = 0.25g$ فرض شده است.

۶. نتایج و بحث

به منظور بررسی تأثیر پارامترهای مختلف، شامل: ارتفاع دیواره، بسامد غالب تاریخچه‌ی زلزله، بیشینه‌ی شتاب سطح زمین (PGA)، چسبندگی خاک، قطر میخ، فاصله‌ی افقی میخ و طول میخ در ضریب لرزه‌ی افقی بیشینه ($k_h \max$)، از پارامتری با نام ضریب مقیاس (SF) ^{۲۷} استفاده شده است، که برای هر تحلیل به صورت نسبت $k_h \max$ به PGA مطابق با رابطه‌ی ۷ تعریف شده است:

$$SF = \frac{k_h \max}{PGA} \quad (7)$$

در شکل ۱۳، تغییرات SF با افزایش ارتفاع دیواره مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، نحوه‌ی تغییرات برای انواع خاک متفاوت است. برای خاک متراکم، با افزایش ارتفاع دیواره از ۱۰ به ۲۰ متر، مقدار SF از ۰/۹۱ به ۰/۶۸ (حدود ۲۶٪) کاهش یافته است. اما برای خاک‌های شل و متوسط، ابتدا با افزایش ارتفاع دیواره از ۱۰ به ۱۵ متر، به ترتیب 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 به ۲۰ متر، به ترتیب مقدار SF به ۰/۷ (حدود ۹٪) و به ۰/۸۲ (حدود ۱۶٪) افزایش یافته است. به طور متوسط، صرف‌نظر از نوع خاک، با افزایش ارتفاع دیواره از ۱۰ به ۱۵ متر، مقدار SF از ۰/۹ به ۰/۷۱ (حدود ۲۱٪) کاهش و سپس تقریباً ثابت مانده است. علاوه بر این، مشاهده می‌شود که برای ارتفاع ۱۰ و ۱۵ متر، مقدار SF با افزایش تراکم نسبی خاک (شل به متراکم) افزایش یافته است، اما برای ارتفاع $20m$ ، ابتدا با افزایش تراکم نسبی از شل به



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

می‌شود؛ که مطابق آن، با افزایش PGA از $0.25g$ به $0.75g$ ، مقدار SF برای خاک‌های شل، متوسط و متراکم به ترتیب از 0.64 به 0.55 (حدود 15%)، 0.71 به 0.64 (حدود 9%) و 0.78 به 0.68 (حدود 13%) و به‌طور متوسط از 0.71 به 0.62 (حدود 12%) کاهش یافته است. علاوه بر این، برای یک PGA مشخص، مقدار SF با افزایش تراکم نسبی خاک افزایش یافته است.

در شکل ۱۶، تغییرات SF با افزایش چسبندگی خاک مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، با افزایش چسبندگی از 5 به 10 (kPa)، مقدار SF به مقدار جزئی از 0.71 به 0.75 (حدود 6%) افزایش یافته است.

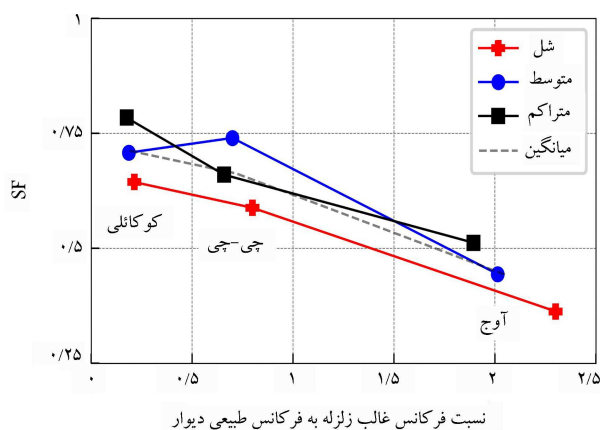
در شکل ۱۷، تغییرات SF با افزایش قطر میخ از 32 به 40 (mm)، کاهش فاصله‌ی افقی میخ از 2 به 1 (m) همچنین افزایش طول میخ (5 آرایش L_1 تا L_5) که قبلاً توضیح داده شد) مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، تقویت طرح میخ‌گذاری تأثیر چندانی در مقدار SF ندارد.

روش استفاده شده در مطالعه‌ی حاضر تقریباً مشابه روشی است که در گزارش ۶۱۱ NCHRP^{۲۸}،^[۱۹] برای محاسبه‌ی ضریب لرزه‌ی برای شیروانی‌های خاکی استفاده شده است. البته در گزارش اخیر، تحلیل‌های دینامیکی به‌صورت کشسان خطی انجام شده و شیروانی‌ها بدون مسلیح‌کننده بوده‌اند. به‌صورت خلاصه، روش انجام کار در گزارش NCHRP بدین‌گونه بوده است که ابتدا تعداد زیادی تاریخچه‌ی زلزله با محتواهای بسامدی متفاوت در نظر گرفته شده است؛ که بر حسب محتوای بسامدی طیف، پاسخ‌شان به سه دسته‌ی: کران بالا، کران میانی و کران پایین دسته‌بندی شده‌اند. سپس مقادیر SF برای شیروانی‌های خاکی با عمق‌ها، زاویه‌ها و خاک‌های متفاوت برای تاریخچه‌های زلزله‌ی انتخابی محاسبه شده است. در ادامه، مقادیر SF به‌دست آمده برای تاریخچه‌های زلزله با دسته‌ی مشابه میانگین‌گیری و به‌صورت سه نمودار کران‌های بالا، متوسط، و پایین ارائه شده است. در شکل ۱۸، نمودارهای SF برای کران‌های بالا، میانی و پایین بر حسب عمق شیروانی مشاهده می‌شود، که در گزارش NCHRP ارائه شده است. تمامی مقادیر SF محاسبه شده برای مدل‌های مختلف در مطالعه‌ی حاضر نیز به‌صورت نقاط توپر مشکی رنگ در نشان داده شده‌اند. هر چند که فرضیات استفاده شده مانند: نوع خاک، نوع مدل رفتاری خاک، تاریخچه‌های زلزله و ... در مطالعه‌ی حاضر با مقادیر ارائه شده‌ی مشابه آنها در گزارش NCHRP متفاوت بوده است، اما مقایسه‌ی نتایج نشان می‌دهد که تقریباً تمامی مقادیر SF محاسبه شده در مطالعه‌ی حاضر در محدوده‌ی بین کران‌های پایین و بالای محاسبه شده در گزارش NCHRP قرار گرفته‌اند. محدوده‌ی

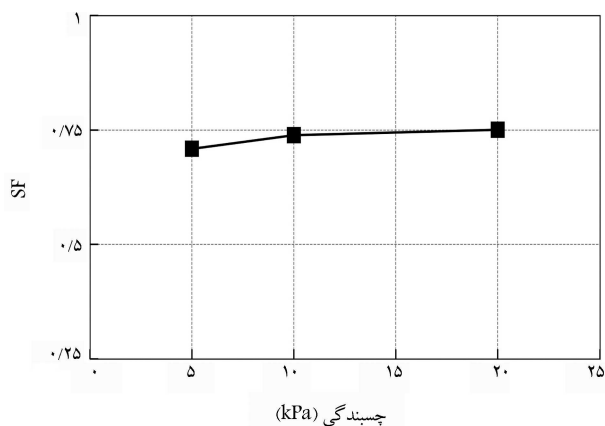
متوسط، مقدار SF افزایش و سپس با تغییر تراکم نسبی از متوسط به متراکم، مقدار SF با نرخ زیادی کاهش یافته است؛ به‌طوری که مقدار SF برای خاک متراکم از خاک شل کمتر شده است.

در شکل ۱۴، تغییرات SF با افزایش بسامد غالب تاریخچه‌ی زلزله مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، برای خاک‌های شل و متراکم، با افزایش بسامد غالب زلزله از $3 Hz$ به $0.3 Hz$ تاریخچه‌ی زلزله‌ی کوکائلی به $(3.22 Hz)$ تاریخچه‌ی زلزله‌ی آوج، مقدار SF به ترتیب از 0.64 به 0.36 (حدود 44%) و از 0.78 به 0.51 (حدود 35%) کاهش یافته است. اما برای خاک متوسط، با افزایش بسامد غالب زلزله تا $1.12 Hz$ تاریخچه‌ی زلزله‌ی چی - چی، مقدار SF به مقدار جزئی از 0.71 به 0.74 (حدود 5%) افزایش و سپس با افزایش بیشتر بسامد تا $3.22 Hz$ ، مقدار آن به 0.44 (حدود 40%) کاهش یافته است. به‌طور متوسط، صرف‌نظر از نوع خاک، با افزایش بسامد از $3 Hz$ به $0.3 Hz$ ، مقدار SF از 0.71 به 0.44 (حدود 38%) کاهش یافته است. علاوه بر این، مشاهده می‌شود که برای تاریخچه‌های زلزله‌ی کوکائلی و آوج، مقدار SF با افزایش تراکم خاک افزایش یافته است. اما برای تاریخچه‌ی زلزله‌ی چی - چی، ابتدا با افزایش تراکم نسبی از شل به متوسط افزایش و سپس با افزایش تراکم نسبی از متوسط به متراکم کاهش یافته است.

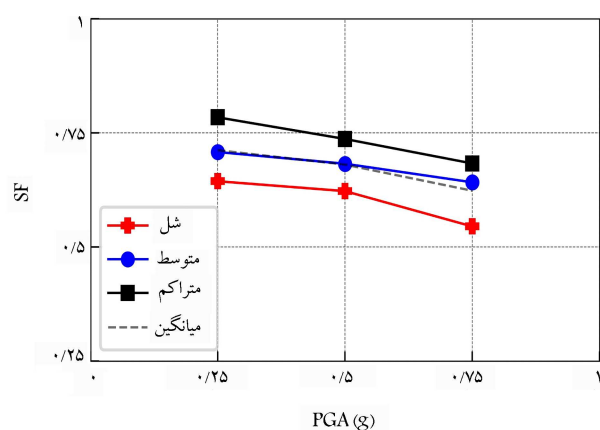
در شکل ۱۵، تغییرات SF با افزایش بیشینه‌ی شتاب سطح زمین مشاهده



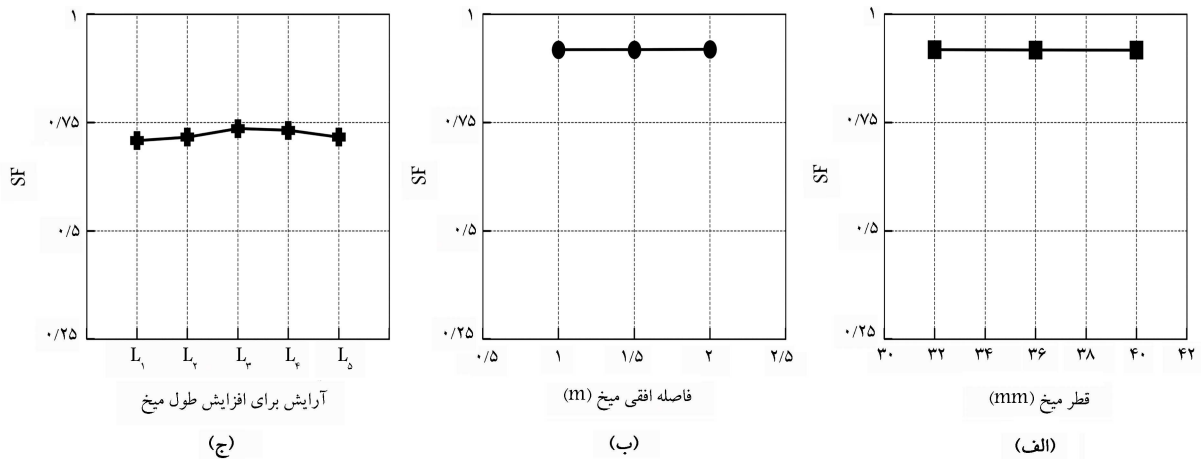
شکل ۱۴. تغییرات SF با افزایش بسامد غالب تاریخچه‌ی زلزله برای انواع خاک (ارتفاع دیواره $15m$ و $PGA = 0.25g$).



شکل ۱۶. تغییرات SF با افزایش چسبندگی خاک (تاریخچه‌ی زلزله: کوکائلی، ارتفاع دیواره: $15m$ ، $PGA = 0.25g$ و تراکم خاک: متوسط).



شکل ۱۵. تغییرات SF با افزایش بیشینه‌ی شتاب سطح زمین برای انواع خاک (تاریخچه‌ی زلزله: کوکائلی و ارتفاع دیواره $15m$).

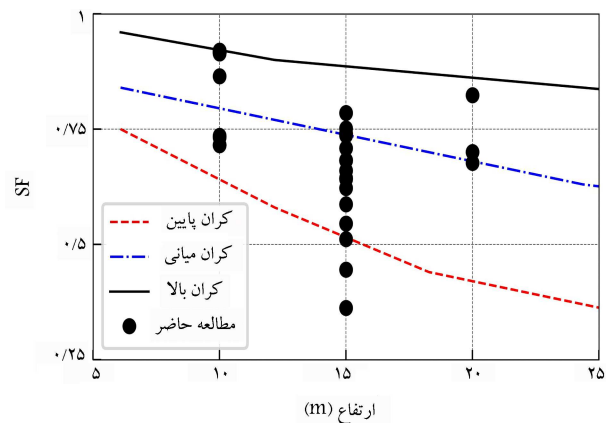


شکل ۱۷. تغییرات SF با: الف) افزایش قطر میخ (تاریخچه‌ی زلزله: کوکائلی، ارتفاع دیواره ۱۰m، $PGA = 0.25g$ و تراکم خاک: متوسط)؛ ب) کاهش فاصله‌ی افقی میخ (تاریخچه‌ی زلزله: کوکائلی، ارتفاع دیواره ۱۰m، $PGA = 0.25g$ و تراکم خاک: متوسط) و ج) افزایش طول میخ (تاریخچه‌ی زلزله: کوکائلی، ارتفاع دیواره ۱۵m، $PGA = 0.25g$ و تراکم خاک: متوسط).

یکدیگر مقایسه شدند. در ادامه، مراحل و فرضیات تحلیل یک دیواره‌ی میخ‌گذاری شده (مدل مرجع) به منظور محاسبه‌ی ضریب لرزه‌ی بیشینه با جزئیات کامل توضیح داده شد. سپس نتایج مطالعه‌ی پارامتری، شامل ۳۱ آنالیز به منظور مطالعه‌ی تأثیر عوامل مختلف، شامل: ارتفاع دیواره، نوع خاک، بسامد غالب تاریخچه‌ی زلزله، بیشینه‌ی شتاب سطح زمین (PGA)، چسبندگی خاک، قطر میخ، فاصله‌ی افقی، و طول میخ در مقدار ضریب لرزه‌ی بیشینه ($k_{h\max}$) ارائه شده است. نتایج مهم مطالعه‌ی پارامتری عبارت‌اند از:

۱. با افزایش ارتفاع دیواره از ۱۰ به ۱۵ (m)، ضریب مقیاس (SF) به طور میانگین حدود ۲۳٪ کاهش و سپس با افزایش بیشتر ارتفاع تقریباً ثابت مانده است. قابل توجه است که ضریب مقیاس (SF) به صورت نسبت $k_{h\max}$ به PGA تعریف می‌شود ($SF = k_{h\max}/PGA$)؛
۲. با افزایش بسامد غالب زلزله از حدود $0.3H \approx$ به ۳، مقدار SF به طور میانگین حدود ۳۸٪ کاهش یافته است؛
۳. با افزایش بیشینه‌ی شتاب سطح زمین (PGA) از ۰.۲۵ به ۰.۷۵ (g)، مقدار SF به طور میانگین حدود ۱۲٪ کاهش یافته است؛
۴. با افزایش چسبندگی خاک از ۵ به ۲۰ (kPa)، مقدار SF به مقدار جزئی (حدود ۶٪) افزایش یافته است؛
۵. تقویت طرح میخ‌گذاری با افزایش قطر، کاهش فاصله‌ی افقی، یا افزایش طول میخ‌ها تأثیری در مقدار SF نداشته است؛
۶. مقدار SF در محدوده‌ی ۰.۳۶ تا ۰.۹۲ متغیر بوده است، که بستگی به نوع خاک، تاریخچه‌ی زلزله، ارتفاع دیواره و بیشینه‌ی شتاب سطح زمین داشته است. نتایج مطالعه‌ی حاضر با محدوده‌ی ۰.۴۴ تا ۰.۹۴ که در گزارش NCHRP [۱۹] ارائه شده است، همخوانی دارد.

در انتها، می‌توان یک جمع‌بندی کاربردی از نتایج مطالعه‌ی حاضر به صورتی که در ادامه توضیح داده شده است، ارائه داد: روش مرسوم برای تعیین ضریب لرزه‌ی افقی طراحی ($k_{h\text{design}}$) در آیین‌نامه‌ها این است که ضریب $k_{h\text{design}}$ به صورت درصدی از ضریب لرزه‌ی افقی بیشینه



شکل ۱۸. مقایسه‌ی مقادیر SF محاسبه شده در مطالعه‌ی حاضر و گزارش NCHRP [۱۹].

مقادیر SF محاسبه شده در مطالعه‌ی حاضر و در گزارش NCHRP به ترتیب ۰.۹۲ - ۰.۳۶ و ۰.۹۴ - ۰.۴۴ بوده است، که سازگاری خوبی با یکدیگر دارند.

۷. جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

تمرکز اصلی مطالعه‌ی حاضر، ارزیابی ضریب لرزه‌ی بیشینه برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده با استفاده از مدل‌سازی دینامیکی عددی بوده است. برای مدل‌سازی عددی از نرم‌افزارهای GEOSLOPE و FLAC^{3D} استفاده شده است. ابتدا روش و فرضیات مدل‌سازی عددی با شبیه‌سازی دو آزمون استاتیکی و دینامیکی راستی‌آزمایی شد. راستی‌آزمایی استاتیکی با شبیه‌سازی دیواره‌ی میخ‌گذاری شده در پروژه‌ی کلوتره انجام و پروفیل‌های عددی و اندازه‌گیری شده‌ی تغییرشکل افقی دیوار در انتهای خاک‌برداری مقایسه شدند. راستی‌آزمایی دینامیکی با شبیه‌سازی یک آزمون میز لرزان بر روی یک دیواره‌ی میخ‌گذاری شده‌ی کوچک مقیاس انجام و پروفیل‌های عددی و تجربی تغییرشکل افقی دیوار در انتهای اعمال بار لرزه‌ی با

بر این اساس، جمع‌بندی مطالعه‌ی حاضر این است که ضریب لرزه‌ی طراحی را می‌توان به صورت $k_{h\ design} = 0.50 \times k_{h\ max} = 0.50 \times SF \times PGA$ محاسبه کرد. مقدار SF را می‌توان مشابه با مطالعه‌ی حاضر با انجام یک تحلیل عددی دینامیکی بر روی دیواره‌ی میخ‌گذاری شده‌ی موردنظر تعیین کرد. نتایج مطالعه‌ی حاضر نشان داد که مقدار SF در محدوده‌ی 0.36 تا 0.92 بسته به تراکم خاک، ارتفاع دیواره، مقدار PGA و بسامد غالب زلزله متغیر است. بنابراین مقدار $k_{h\ design}$ برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده در محدوده‌ی 0.18 تا 0.46 (بیشینه‌ی شتاب سطح زمین تغییر می‌کند - $k_{h\ design} = 0.18$) تا 0.46 (PGA) این محدوده کمتر از محدوده‌ی متداول 0.33 تا 0.5 است، که توسط مارکوسس و فرانکلین (1983)^[21] پیشنهاد شده است. در مجموع، براساس نتایج مطالعه‌ی حاضر می‌توان گفت که در نظر گرفتن SF می‌تواند موجب کاهش ضریب لرزه‌ی طراحی ($k_{h\ design}$) و اقتصادی‌تر شدن طرح میخ‌گذاری در شرایط لرزه‌ی شود.

در نظر گرفته می‌شود. از طرف دیگر، مقدار $k_{h\ max}$ برابر با PGA واقعی سطح زمین با در نظر گرفتن آثار ساخت‌گاه فرض می‌شود ($k_{h\ max} = PGA$). به‌عنوان مثال، راهنمای FHWA^[18] و آیین‌نامه‌ی اروپا^[20] ضریب لرزه‌ی افقی طراحی را 0.5٪ ضریب لرزه‌ی بیشینه (بیشینه‌ی شتاب سطح زمین) در نظر می‌گیرند ($k_{h\ max} = 0.50$ و $k_{h\ design} = 0.50 \times PGA$). فلسفه‌ی کاهش ضریب لرزه‌ی بیشینه به اعطاف‌پذیری گوه‌ی گسیختگی در حین زلزله و نیز به این حقیقت باز می‌گردد که ضریب لرزه‌ی بیشینه در یک مدت زمان کوتاهی به گوه‌ی گسیختگی اعمال می‌شود، اما ضریب لرزه‌ی طراحی به صورت یک نیروی استاتیکی دائم به گوه‌ی گسیختگی اعمال می‌شود. اما نتایج مطالعه‌ی حاضر نشان داد که عوامل دیگر، مانند: ارتفاع دیواره، بسامد غالب زلزله، تراکم خاک، و بیشینه‌ی شتاب سطح زمین (PGA) نیز در مقدار ضریب لرزه‌ی بیشینه تأثیرگذار هستند، که در مطالعه‌ی حاضر آثار عوامل مذکور در قالب یک ضریب مقیاس (SF) در نظر گرفته شده است.

پانویس‌ها

1. Nailing
2. Vucetic
3. Hong
4. Dashtara
5. Zamiran
6. FLAC
7. Singh
8. Factor Of Safety
9. Finite Difference Method
10. Limit Equilibrium Analysis Method
11. Muthukumar
12. Babu
13. Clouterre
14. Cap-Yield (CYSoil) Model
15. Cable
16. Shell
17. Chi-Chi
18. Kocaeli
19. Peak Ground Acceleration
20. Spencer
21. Federal Highway Administration
22. Rayleigh
23. Free-Field
24. Abaqus
25. Explicit
26. Avaj
27. Scaling Factor
28. National Cooperative Highway Research Program

منابع (References)

1. Vucetic, M., Tufenkjian, M. and Doroudian, M., 1993. Dynamic centrifuge testing of soil-nailed excavations. *ASTM geotechnical Testing Journal*, 16(2), pp.172-187. doi: 10.1520/GTJ10034J.
2. Hong, Y.S., Chen, R.H., Wu, C.S. and Chen, J.R., 2005. Shaking table tests and stability analysis of steep nailed slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(5), pp.1264-1279. doi:10.1139/T05-055.
3. Farrokhzad, F., Motaharibari, S., Abdolghafoorkashani, H. and Tavakoli, H., 2021. Seismic behaviour of excavations reinforced with soil-nailing method. *Geotechnical and Geological Engineering*, 39(6), pp.4071-4091. doi:10.1007/s10706-020-01625-7.
4. Dashtara, H., Kolahdouzan, A., Saeedi-Azizkandi, A. and Baziar, M. Numerical investigation on the displacements and failure mechanism of soil-nailed structures in seismic conditions. *Geo-Congress 2019: Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 2019. American Society of Civil Engineers Reston, VA. pp.160-168.
5. Zamiran, S., Ghojavand, H. and Saba, H., 2012. Numerical analysis of soil nail walls under seismic condition in 3D form excavations. *Applied Mechanics and Materials*, 204-208, pp.2671-2676. doi: 10.4028/AMM.204-208.2671.
6. Rahmani, I. and Nejati, A., 2019. Determining the performance of dynamic behavior of soil-nailed walls under seismic loading based on displacement. *Earthquake Science and Engineering Quarterly*, 6(4), pp.11-21. [In Persian].
7. Singh, S.K., Negi, M.S. and Singh, J., 2021. Strengthening of slope by soil nailing using finite difference and limit equilibrium methods. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 7(3), p.13. doi:10.1007/s40891-021-00308-4.
8. Yazdandoust, M., Komak Panah, A. and Ghalandarzadeh, A., 2019. Effect of reinforcing technique on strain-dependent dynamic properties of reinforced earth walls. *Soils and Foundations*, 59(4), pp. 1001-1012. doi: 10.1016/j.sandf.2019.04.005.

9. Muthukumar, S., Kolathayar, S., Valli, A. and Sathyan, D., 2022. Pseudostatic analysis of soil nailed vertical wall for composite failure. *Geomechanics and Geoengineering*, 17(2), pp. 561-573. doi:10.1080/17486025.2020.1827163.
10. Yazdandoust, M., 2018. 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*, 50(1), pp.189-210. [In Persian]. doi: 10.22060/ceej.2017.11737.5068.
11. Yazdandoust, M. and Ghalandarzadeh, A., 2019. Pseudo-static coefficient in reinforced soil structures. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 20(6), pp.320-337. doi: 10.1680/jphmg.18.00013.
12. Babu, G.S. and Singh, V.P., 2008. Numerical analysis of performance of soil nail walls in seismic conditions. *ASET Journal of Earthquake Technology*, 45(1-2), pp.31-40.
13. Baziar, M.H., Ghadamgahi, A. and Brennan, A.J., 2022. Centrifuge study of seismic response of soil-nailed walls supporting a footing on the ground surface. *Géotechnique*, pp.1-17. doi: 10.1680/jgeot.21.00157.
14. Komak Panah, A. and Yazdandoust, M., 2013. Determining the quasi-static coefficient of soil-nailed walls in the alluvium of Tehran based on seismic performance levels. *Civil Engineering Journal*, 29(1), pp.3-13. [In Persian].
15. Unterreiner, P., Schlosser, F. and Benhamida, B., 1995. Calculation of the displacements of a full scale 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*. Thomas Telford Publishing, pp.195-213.
16. Hazeghian, M., 2022. Proposing a design method for soil-nailed walls and comparing it with the conventional design method. *Ferdowsi Civil Engineering*, 35(3), pp.37-52. [In Persian]. doi: 10.22067/jfcej.2022.76614.1142.
17. Khodaverdian, S., Hazeghian, M. and Mokhtari, M., 2021. Three-dimensional numerical study of the effect of convex corners on the displacements induced by excavation for soil-nailed walls. *Amirkabir Journal [In Persian]. doi: of Civil Engineering*, 53(8), pp.3279-3798. 10.22060/ceej.2020.17826.6687.
18. Lazarte, C., Robinson, H. and Gómez, J. 2015. Soil nail walls reference manual: FHWA-NHI-14-007.
19. Anderson, D.G., 2008. Seismic analysis and design of retaining walls, buried structures, slopes, and embankments. Transportation Research Board.
20. Code, P., 2005. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. Brussels: European Committee for Standardization.
21. Marcuson, W.F. and Franklin, A.G., 1983. Seismic design, analysis, and remedial measures to improve stability of existing earth dams-corps of engineers approach. *Seismic Design of Embankments and Caverns*. 1983. ASCE, pp.65-78.