

چکیده

روش شبه‌استاتیکی، رایج‌ترین روش برای تحلیل پایداری لرزه‌ای در مهندسی ژئوتکنیک است. این روش مستقل از زمان بوده و ماهیت دینامیکی بار زلزله را در نظر نمی‌گیرد. برای رفع نواقص مذکور، روش شبه‌دینامیکی مورد استفاده قرار گرفت. روش شبه‌دینامیکی مجدداً برای ارضای شرایط مرزی، بازنویسی شد و تحت عنوان روش شبه‌دینامیکی اصلاح شده، ارائه شد. در مقاله حاضر، به‌منظور تحلیل لرزه‌ای پایداری دیوارهای میخکوبی شده از روش شبه‌دینامیکی اصلاح شده استفاده می‌شود. ابتدا فرمولاسیون شبه‌دینامیکی اصلاح شده، برای سیستم دیوار با لحاظ کردن مهار کششی میخ‌ها بازنویسی می‌شود. سپس با استفاده از روش تکرار سعی خطا، بحرانی‌ترین زاویه شکست، فشار اکتیو لرزه‌ای و ضریب اطمینان برای پایداری لرزه‌ای به دست می‌آید. نوآوری تحقیق حاضر، کاربرد روش شبه‌دینامیکی اصلاح شده برای دیوار با سیستم میخکوبی است. علاوه بر این فرمولاسیون ضریب فشار فعال خاک با در نظر گرفتن مهار کششی میخ‌ها محاسبه شده است. لازم به ذکر است که تاکنون در روش‌های تحلیلی فشار فعال لرزه‌ای دیوار با صرف‌نظر از میخ‌ها محاسبه می‌شده است. در ادامه، به‌منظور صحت‌سنجی و بررسی روش تحلیلی ارائه شده، مقایسه‌ای بین نتایج به‌دست‌آمده با نتایج میز لرزه و روش‌های تحلیلی موجود انجام می‌شود که دقت بسیار بالای روش ارائه شده نسبت به سایر روش‌های تحلیلی را نشان می‌دهد. در انتها در قالب یک مثال عددی، اثر پارامترهای مختلف خاک و میخ بر روی پایداری لرزه‌ای دیوارهای میخکوبی شده و همچنین ضریب فشار فعال خاک دیوار میخکوبی شده، بررسی می‌شود. **واژگان کلیدی:** سیستم میخکوبی، روش شبه‌دینامیکی اصلاح شده، پایداری لرزه‌ای، ضریب فشار فعال لرزه‌ای، دیوار.

تحلیل پایداری لرزه‌ای دیوارهای میخ‌کوبی شده با روش شبه‌دینامیکی اصلاح شده

مرتضی احمدی

دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی قم، قم، ایران

مرتضی جیریایی شراهی (نویسنده مسئول)

استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی قم، قم، ایران،
jiryaei@qut.ac.ir

بیاتاله بدرلو

استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی قم، قم، ایران

۱- مقدمه

پایداری لرزه‌ای، روش شبه‌استاتیکی است که برای اولین بار در سال ۱۹۲۶ توسط اوکابه [۱] و سپس مونتونوبه و ماتسو [۲] در سال ۱۹۲۹ برای تعیین رانش فعال و مقاوم خاک وارد بر دیوار حایل استفاده شده است. ساران و همکاران [۳] در سال ۲۰۰۵، مینال و همکاران [۴] در سال ۲۰۰۹، به‌منظور ارزیابی پایداری لرزه‌ای حفاری‌های قائم یا نزدیک به قائم که میخ‌ها در آن نصب شده‌اند از روش تعادل لنگرها و با رویکرد شبه‌استاتیک استفاده کردند. میتال و همکاران [۵] در سال ۲۰۰۵، و میتال و بسواز [۶] در سال ۲۰۰۶، فان و لو [۷] در سال ۲۰۰۸، با کمک روش تعادل لنگرها، تأثیر زاویه میخ‌ها بر روی پایداری کلی خاک‌برداری را

با پیشرفت روز افزون احداث ساختمان‌هایی با زیرزمین‌های عمیق، راه‌سازی، حفاظت از ترانشه‌ها، روش‌های نوین حفاظت از گود به‌طور چشم‌گیری توسعه یافته است. بیشتر این روش‌ها، بر اساس پایداری گود بر مبنای جلوگیری از عدم تشکیل و یا کاهش پتانسیل تشکیل گوه گسیختگی خاک استوار است. یکی از پرکاربردترین و سریع‌ترین روش‌های موجود استفاده از سیستم میخکوبی است که اساس آن استفاده از مهار و کاهش فشار دیوار با استفاده از میخ‌ها در خاک است.

برای تحلیل لرزه‌ای دیوارهای میخکوبی شده روش‌های تحلیلی مختلفی وجود دارد. یکی از رایج‌ترین روش‌های تحلیل

برخلاف فرضیات رویکرد شبه‌دینامیکی است. علاوه بر آن، فرمولاسیون روش شبه‌دینامیکی خصوصیات میرایی خاک را لحاظ نمی‌کند. به همین دلیل در سال ۲۰۱۵، روش شبه‌دینامیکی اصلاح شده‌ای را برای تعیین رانش فعال خاک با فرض سطح گسیختگی خطی، با در نظر گرفتن شرایط مرزی پیشنهاد داد. در مطالعه دیگری با استفاده از روش شبه‌دینامیکی اصلاح شده نیروهای میخ‌ها به دست آمد؛ اما توسعه جواب‌های آن بسیار سخت است و در عمل کاربرد چندانی نخواهد داشت [۱۷]. علاوه بر مطالعات تحلیلی، امروزه تحقیقات آزمایشگاهی و تجربی بر روی سیستم میخکوبی شده انجام می‌شود. به‌عنوان نمونه توفنجیان و ووستیچ [۱۸] در سال ۲۰۰۰، با استفاده از آزمایش سانتریفیوژ دیوارهای میخکوبی شده را مورد بررسی قرار داده و نشان دادند که هرچه طول میخ‌ها افزایش داده شود پایداری دیوارهای میخکوبی شده افزایش می‌یابد. یزدان‌دوست [۱۹] در سال ۲۰۱۷، با استفاده از آزمایش میز لرزه‌ای پاسخ سیستم‌های میخکوبی شده را در شرایط لرزه‌ای مورد ارزیابی و بررسی قرار داد. از این نتایج می‌توان برای ارزیابی و صحت‌سنجی جواب‌های تحلیلی بهره برد. مزیت جواب‌های تحلیلی، چالاک‌ی و سرعت بالا و همچنین ارزان بودن آنها، نسبت به جواب‌های تجربی است. ضمن اینکه به‌سرعت می‌توان جواب‌های تحلیلی را توسعه داد و به دقت بالا دست یافت.

با توجه به اهمیت تحلیل لرزه‌ای دیوارهای میخکوبی شده و لزوم به دست آوردن جواب‌های دقیق‌تر، در مطالعه حاضر از روش شبه‌دینامیکی اصلاح شده که روش دقیق‌تری نسبت به روش شبه‌استاتیکی و شبه‌دینامیکی است استفاده خواهد شد. در این مطالعه، فشار فعال لرزه‌ای دیوار، با در نظر گرفتن مهار کششی میخ‌ها محاسبه شده است. این در حالی است که در تحقیقات گذشته فشار فعال لرزه‌ای دیوار در روش‌های تحلیلی بدون نظر گرفتن اثر نیروی کششی میخ‌ها محاسبه می‌شده است. لازم به ذکر است که کاربرد روش شبه‌دینامیکی اصلاح شده برای دیوار با سیستم میخکوبی نوآوری تحقیق حاضر است. در

با رویکرد المان محدود تحت شرایط بارگذاری استاتیکی مورد بررسی قرار دادند. بابو و سینگ [۸] در سال ۲۰۰۸، با استفاده از رویکرد شبه‌استاتیکی و شبیه‌سازی عددی به کمک تحلیل المان محدود پایداری سیستم دیوار میخکوبی شده را مورد بررسی قرار دادند و مشاهده کردند که نتایج حاصل از تحلیل عددی حاکی از آن است پایداری سیستم نگه‌دارنده توسط میخ‌ها عملکرد مطلوبی در شرایط لرزه‌ای از خود نشان می‌دهند. سنگوپتا و گری [۹] در سال ۲۰۱۱، یک روش تحلیلی مبتنی بر رویکرد حد کینماتیکی برای تحلیل پایداری خاک میخکوبی شده بر روی شیب‌ها پیشنهاد دادند و همچنین تأثیر طول میخ‌ها بر روی پایداری خاک برداری تحت شرایط استاتیکی و لرزه‌ای با رویکرد شبه‌استاتیکی را بررسی کردند. ویلالویوس و همکاران [۱۰] در سال ۲۰۱۷، یک مطالعه پارامتری برای طراحی لرزه‌ای دیوارهای میخکوبی شده با رویکرد شبه‌استاتیکی انجام دادند که معادلاتی از تعادل حدی مبتنی بر معیار کولمب برای یک مکانیسم شکست دو بلوکه در نظر گرفته شد. با این حال روش شبه‌استاتیکی مستقل از زمان بوده و ماهیت بارگذاری دینامیکی زلزله در آن بسیار تقریبی در نظر گرفته می‌شود. در این روش گوه گسیختگی به صورت صلب فرض می‌شود. برای رفع این مشکل در روش شبه‌استاتیکی، استیدمن و زنگ [۱۱] در سال ۱۹۹۰، روش شبه‌دینامیکی را برای تعیین رانش فعال خاک وارد بر دیوار، را معرفی کردند. روش شبه‌دینامیکی توسط چادهوری و نیمبالکر [۱۲-۱۳] در سال ۲۰۰۵ و ۲۰۰۷، برای ارزیابی رانش مقاوم وارد بر دیوار حایل توسعه پیدا کرد. همچنین این روش توسط بلزا و همکارانش [۱۴] در سال ۲۰۱۲ برای تعیین فشار وارد بر دیوار در خاک‌های اشباع توسعه یافت. سارنگی و گوش [۱۵] در سال ۲۰۱۶، به‌منظور بررسی تأثیر پارامترهای مختلف خاک و میخ بر روی پایداری کلی از روش شبه‌دینامیکی استفاده کرده‌اند. بلزا [۱۶] نشان داد که در روش شبه‌دینامیکی شرایط مرزی در نظر گرفته نشده است و تنش برشی صفر در سطح آزاد زمین لحاظ نشده است. همچنین ماهیت تغییرات شتاب نسبت به ارتفاع غیرخطی است که این

$$\rho \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial t^2} = \left[\left\{ (\lambda + G) + (\eta_l + \eta_s) \frac{\partial}{\partial t} \right\} \text{grad}(\kappa + \left(G + \eta_s \frac{\partial}{\partial t} \right) \nabla^2 \bar{u}) \right] \quad (1)$$

که در آن چگالی خاک، λ ثابت الاستیک لامه، G مدول برشی خاک، η_l و η_s ویسکوزیته‌های طولی و برشی، \bar{u} بردار تغییر مکان و $\kappa = \text{div}(\bar{u})$ است.

بلازا [۱۶] در سال ۲۰۱۵، برای ارزیابی فشار فعال لرزه‌ای بر روی دیوار حایل با در نظر گرفتن انتشار امواج لرزه‌ای از مدل ویسکو الاستیک کلونین - ویت استفاده کرد، به همین منظور معادله (۱) را برای انتشار امواج در جهت قائم، به صورت رابطه‌های (۲) و (۳) ساده نمود.

$$\rho \frac{\partial^2 u_h}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u_h}{\partial z^2} + \eta_s \frac{\partial^3 u_h}{\partial z \partial t^2} \quad (2)$$

$$\rho \frac{\partial^2 u_v}{\partial t^2} = (\lambda + 2G) \frac{\partial^2 u_v}{\partial z^2} + (\eta_l + 2\eta_s) \frac{\partial^3 u_v}{\partial z \partial t^2} \quad (3)$$

رابطه تنش- کرنش در اجسام کلونین- ویت به صورت رابطه (۴) بیان می‌شود.

$$\tau = G\gamma + \eta_s \frac{\partial \gamma}{\partial t} \quad (4)$$

در رابطه (۴)، τ تنش برشی، G مدول برشی خاک، γ کرنش برشی، ω فرکانس زاویه‌ای و $\xi = (\omega \eta_s) / (2G)$ نسبت میرایی خاک است.

از معادله (۴)، مشخص می‌شود که تنش برشی از جمع یک بخش الاستیک و ویسکوز تشکیل شده است.

بلازا [۱۶] در سال ۲۰۱۵ معادله (۲) را با اعمال شرایط مرزی (در سطح زمین تنش برشی صفر است) و همچنین با فرض محرک هارمونیک در پایه، حل نمود و تغییر مکان افقی حرکت موج را به صورت تابعی از عمق از سطح زمین (z) و زمان (t) به دست آورد که در معادله (۵) نشان داده شده است:

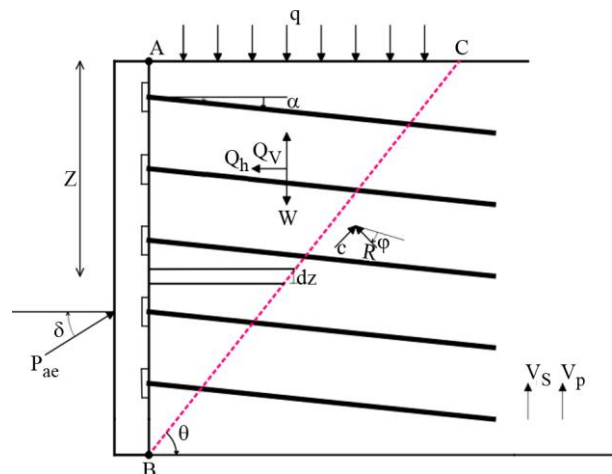
$$u_{hs}(z, t) = \frac{u_{h0}}{C_s^2 + S_s^2} \times \left[(C_s C_{sz} + S_s S_{sz}) \cos(\omega t) + (S_s C_{sz} - C_s S_{sz}) \sin(\omega t) \right] \quad (5)$$

با دو بار مشتق‌گیری از معادله (۵)، نسبت به زمان پاسخ شتاب افقی به صورت زیر به دست می‌آید [۱۶]:

ادامه، به منظور صحت‌سنجی و بررسی روش تحلیلی ارائه شده، مقایسه‌ای بین نتایج به دست آمده با نتایج میز لرزه و روش‌های تحلیلی موجود انجام می‌شود که دلالت بر دقت بسیار بالای روش ارائه شده نسبت به سایر روش‌های تحلیلی موجود دارد. در انتها با یک مثال عددی، مطالعه‌ای پارامتریک، اثر پارامترهای مختلف خاک و میخ بر روی پایداری لرزه‌ای دیوارهای میخ‌کوبی شده و همچنین ضریب فشار فعال خاک دیوار میخ‌کوبی شده، ارائه می‌شود.

۲- روش تحلیل

سیستم دیوار میخ‌کوبی شده در شکل (۱) در نظر گرفته می‌شود که در آن دیوار قائم به ارتفاع H که در آن میخ‌ها با زاویه α نسبت به افق و با طول یکنواخت L نصب شده‌اند. با توجه به اینکه در مصالح واقعی، بخشی از انرژی الاستیک امواج منتشر شده میرا می‌شود، همواره انتشار موج با کاهش دامنه موج همراه است. میرایی ویسکوز با طبیعت مکانیکی ساده‌اش عموماً جهت معرفی این استهلاك انرژی به کار می‌رود. برای اهداف انتشار امواج در خاک‌ها معمولاً از مدل کلونین- ویت استفاده می‌شود. در این مدل‌سازی خاک با یک فنر و یک میرا کننده ویسکوز که به صورت موازی به هم وصل شده‌اند معرفی می‌شوند [۲۰]. یوان و همکاران [۲۱] در سال ۲۰۰۶، معادله حرکت موج ویسکو الاستیک را به صورت زیر پیشنهاد کردند.



شکل (۱): جزییات نیروهای لرزه‌ای وارد بر سیستم دیوار میخ‌کوبی شده.

افقی و y_{p1} و y_{p2} ، فاکتورهای بدون بعد شتاب قائم هستند که به صورت روابط (۱۷) تا (۲۰) تعریف شده‌اند:

$$y_{s1} = k_{s1}H = 2\pi \frac{H}{TV_s} \sqrt{\frac{\sqrt{1+4\xi^2} + 1}{2(1+4\xi^2)}} \quad (17)$$

$$y_{s2} = -k_{s2}H = -2\pi \frac{H}{TV_s} \sqrt{\frac{\sqrt{1+4\xi^2} - 1}{2(1+4\xi^2)}} \quad (18)$$

$$y_{p1} = k_{p1}H = 2\pi \frac{H}{TV_p} \sqrt{\frac{\sqrt{1+4\xi^2} + 1}{2(1+4\xi^2)}} \quad (19)$$

$$y_{p2} = k_{p2}H = -2\pi \frac{H}{TV_p} \sqrt{\frac{\sqrt{1+4\xi^2} - 1}{2(1+4\xi^2)}} \quad (20)$$

در روابط فوق، V_s و V_p به ترتیب سرعت موج برشی و فشاری هستند که طبق معادله (۲۱) و (۲۲) بیان می‌شوند:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (21)$$

$$V_p = \sqrt{\frac{G(2-2\nu)}{\rho(1-2\nu)}} \quad (22)$$

برای اکثر مواد زمین‌شناسی $\nu = 0.3$ است بنابراین نسبت $\frac{V_p}{V_s} = 1.87$ و T ، دوره تناوب ارتعاشی است [۲۲].

ساده‌ترین نوع دامنه حرکت موج به صورت نسبت حرکت در سطح زمین ($z = 0$) و پای دیوار (H)، به صورت روابط (۲۳) و (۲۴) تعریف می‌شود [۱۶].

$$f_{ah} = \frac{a_h(z=0)}{a_h(z=H)} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 y_{s1} + \cosh^2 y_{s2}}} \quad (23)$$

$$f_{av} = \frac{a_v(z=0)}{a_v(z=H)} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 y_{p1} + \cosh^2 y_{p2}}} \quad (24)$$

در شکل (۱)، با فرض سطح گسیختگی BC، که با راستای افق زاویه θ را می‌سازد در نظر گرفته شده است. به دلیل اینکه شتاب تابعی از z است بنابراین المان باریکی از گوه گسیختگی ABC در عمق z در نظر گرفته می‌شود که جرم آن با ضخامت dz به صورت رابطه (۲۵) محاسبه می‌شود:

$$m_s(z) = \frac{\gamma}{g} \cdot \frac{H-z}{\tan\theta} dz \quad (25)$$

$$a_{hs}(z, t) = \frac{a_{h0}}{C_s^2 + S_s^2} \times \quad (6)$$

$$\left[(C_s C_{sz} + S_s S_{sz}) \cos(\omega t) + (S_s C_{sz} - C_s S_{sz}) \sin(\omega t) \right]$$

در معادله (۶)، $a_{h0} = -\omega^2 u_{h0}$ در نظر گرفته می‌شود که در آن a_{h0} شتاب لرزه‌ای افقی مبنا در پای دیوار است.

به‌طور مشابه، بلزا [۱۶] معادله (۳) را با اعمال شرایط مرزی (در سطح زمین تنش صفر است) و همچنین با فرض محرک هارمونیک در پایه، حل نمود و پاسخ قائم را به صورت تابعی از عمق از سطح زمین (z) و زمان (t) به دست آورد که در معادله (۷) نشان داده شده است:

$$u_{vs}(z, t) = \frac{u_{v0}}{C_p^2 + S_p^2} \times \quad (7)$$

$$\left[(C_p C_{pz} + S_p S_{pz}) \cos(\omega t) + (S_p C_{pz} - C_p S_{pz}) \sin(\omega t) \right]$$

با دو بار مشتق‌گیری از معادله (۷)، نسبت به زمان، معادله شتاب قائم به صورت زیر به دست می‌آید:

$$a_{vs}(z, t) = \frac{a_{v0}}{C_p^2 + S_p^2} \times \quad (8)$$

$$\left[(C_p C_{pz} + S_p S_{pz}) \cos(\omega t) + (S_p C_{pz} - C_p S_{pz}) \sin(\omega t) \right]$$

که $a_{v0} = -\omega^2 u_{v0}$ شتاب لرزه‌ای قائم مبنا در پای دیوار است. در معادلات (۵) تا (۸):

$$C_{sz} = \cos\left(\frac{y_{s1}z}{H}\right) \cosh\left(\frac{y_{s2}z}{H}\right) \quad (9)$$

$$s_{sz} = -\sin\left(\frac{y_{s1}z}{H}\right) \sinh\left(\frac{y_{s2}z}{H}\right) \quad (10)$$

$$C_s = \cos(y_{s1}) \cosh(y_{s2}) \quad (11)$$

$$S_s = -\sin(y_{s1}) \sinh(y_{s2}) \quad (12)$$

$$C_{pz} = \cos\left(\frac{y_{p1}z}{H}\right) \cosh\left(\frac{y_{p2}z}{H}\right) \quad (13)$$

$$s_{pz} = -\sin\left(\frac{y_{p1}z}{H}\right) \sinh\left(\frac{y_{p2}z}{H}\right) \quad (14)$$

$$C_p = \cos(y_{p1}) \cosh(y_{p2}) \quad (15)$$

$$S_p = -\sin(y_{p1}) \sinh(y_{p2}) \quad (16)$$

در روابط (۹) تا (۱۶)، y_{s1} و y_{s2} فاکتورهای بدون بعد شتاب

$$T_{\max i} = \mu k_{ac} (\gamma H + q) S_h S_v \quad (32)$$

در رابطه (۳۲)، μ ضریب تجربی عمق است که تابعی از z/H می‌باشد و به صورت رابطه (۳۳) بیان می‌شود:

$$\mu = \begin{cases} 1.25 \frac{z}{H} + 0.5 \rightarrow 0 < \frac{z}{H} \leq 0.2 \\ 0.75 \rightarrow 0.2 < \frac{z}{H} \leq 0.7 \\ 2.03 - 1.83 \frac{z}{H} \rightarrow 0.7 < \frac{z}{H} \leq 1 \end{cases} \quad (33)$$

با در نظر گرفتن نیروی کشش ماکزیمم هر میخ در حالت بهره‌برداری و با اعمال تعادل نیروها در جهات افقی و قائم بر روی شکل (۱):

$$\frac{1}{2} k_{ac} \gamma H^2 \cos \delta - Q_h - R \sin(\theta - \varphi) + \frac{cH}{\sin \theta} \cdot \cos \theta + \sum_{i=1}^n \mu_i k_{ac} (\gamma H + q) S_h S_v \cos \alpha = 0 \quad (34)$$

$$-\frac{1}{2} k_{ac} \gamma H^2 \sin \delta - Q_v - R \cos(\theta - \varphi) - \frac{cH}{\sin \theta} \cdot \sin \theta + qH \cot \theta + W + \sum_{i=1}^n \mu_i k_{ac} (\gamma H + q) S_h S_v \sin \alpha = 0 \quad (35)$$

$$k_{ac} = \frac{\left[Q_v \sin(\theta - \varphi) - Q_h \cos(\theta - \varphi) - W \sin(\theta - \varphi) + CH \sin(\theta - \varphi) + CH \cot \theta \cos(\theta - \varphi) - qH \cot \theta \sin(\theta - \varphi) \right]}{\left[N \sin(\theta - \varphi) - M \cos(\theta - \varphi) \right]} \quad (36)$$

که در آن M و N برابر است با:

$$M = \left[\frac{1}{2} \gamma H^2 \cos \delta + (\gamma H + q) S_h S_v \cos \alpha \sum_{i=1}^n \mu_i \right] \quad (37)$$

$$N = \left[-\frac{1}{2} \gamma H^2 \sin \delta + (\gamma H + q) S_h S_v \sin \alpha \sum_{i=1}^n \mu_i \right] \quad (38)$$

نیروی رانش شبه‌دینامیکی اصلاح شده مشابه استیدمن و زنگک [۱۱] در سال ۱۹۹۰ و چادهوری [۱۳] در سال ۲۰۰۵، به صورت معادله (۳۹) تعریف می‌شود.

$$P_{ac} = \frac{1}{2} k_{ac} \gamma H^2 \quad (39)$$

نیروهای اینرسی لرزه‌ای افقی و قائم وارد بر گوه گسیختگی خاک از ضرب جرم المان باریک در شتاب افقی و قائم به صورت روابط (۲۶) و (۲۷) به دست می‌آیند [۱۶]:

$$Q_{hs} = \int_0^H m_s(z) a_h(t) dz = \frac{a_{h0} \rho H^2}{(\tan \theta)} [A_h \cos \omega t + B_h \sin \omega t] \quad (26)$$

$$Q_{vs} = \int_0^H m_s(z) a_v(t) dz = \frac{a_{v0} \rho H^2}{(\tan \theta)} [A_v \cos \omega t + B_v \sin \omega t] \quad (27)$$

در روابط (۲۶) و (۲۷)، A_h و B_h ضریب عددی برای نیروی اینرسی افقی، A_v و B_v ضریب عددی برای نیروی اینرسی قائم، که در طی انجام فرایند محاسبات به صورت رابطه‌های (۲۸) تا (۳۱) محاسبه می‌شوند:

$$A_h = \frac{\left\{ 2y_{s1} y_{s2} \sin y_{s1} \sin y_{s2} + (y_{s1}^2 - y_{s2}^2) \times \left[\cos y_{s1} \cosh y_{s2} - \cos^2 y_{s1} - \sinh^2 y_{s2} \right] \right\}}{(y_{s1}^2 + y_{s2}^2)^2 (\sinh^2 y_{s2} + \cos^2 y_{s1})} \quad (28)$$

$$B_h = \left\{ \frac{2y_{s1} y_{s2} \left[\cos y_{s1} \cosh y_{s2} - \cos^2 y_{s1} - \sinh^2 y_{s2} \right]}{(y_{s1}^2 + y_{s2}^2)^2 (\sinh^2 y_{s2} + \cos^2 y_{s1})} - \frac{(y_{s1}^2 - y_{s2}^2) \sin y_{s1} \sin y_{s2}}{(y_{s1}^2 + y_{s2}^2)^2 (\sinh^2 y_{s2} + \cos^2 y_{s1})} \right\} \quad (29)$$

$$A_v = \frac{\left\{ 2y_{p1} y_{p2} \sin y_{p1} \sin y_{p2} + (y_{p1}^2 - y_{p2}^2) \times \left[\cos y_{p1} \cosh y_{p2} - \cos^2 y_{p1} - \sinh^2 y_{p2} \right] \right\}}{(y_{p1}^2 + y_{p2}^2)^2 (\sinh^2 y_{p2} + \cos^2 y_{p1})} \quad (30)$$

$$B_v = \left\{ \frac{2y_{p1} y_{p2} \left[\cos y_{p1} \cosh y_{p2} - \cos^2 y_{p1} - \sinh^2 y_{p2} \right]}{(y_{p1}^2 + y_{p2}^2)^2 (\sinh^2 y_{p2} + \cos^2 y_{p1})} - \frac{(y_{p1}^2 - y_{p2}^2) \sin y_{p1} \sin y_{p2}}{(y_{p1}^2 + y_{p2}^2)^2 (\sinh^2 y_{p2} + \cos^2 y_{p1})} \right\} \quad (31)$$

لازارت و همکاران [۲۳-۲۴] در سال‌های ۲۰۰۳ و ۲۰۱۵، نیروی کشش ماکزیمم هر میخ در حالت بهره‌برداری را به صورت رابطه (۳۲) پیشنهاد کردند.

در روابط (۳۷) و (۳۸)، M و N شامل نیروهای میخ می‌باشد که در فرمول (۳۶)، وارد شده است؛ بنابراین، k_{ae} و در نتیجه P_{ae} با در نظر گرفتن نیروهای کشش میخ‌ها مطابق با فرمول‌های (۳۶) و (۳۹) محاسبه می‌شود. در تحقیقات گذشته نیروهای میخ‌ها را در محاسبه k_{ae} در نظر نمی‌گرفتند. اما در تحقیق حاضر، این نیروها لحاظ شده است.

در روابط (۳۷) و (۳۸)، M و N شامل نیروهای میخ می‌باشد که در فرمول (۳۶)، وارد شده است؛ بنابراین، k_{ae} و در نتیجه P_{ae} با در نظر گرفتن نیروهای کشش میخ‌ها مطابق با فرمول‌های (۳۶) و (۳۹) محاسبه می‌شود. در تحقیقات گذشته نیروهای میخ‌ها را در محاسبه k_{ae} در نظر نمی‌گرفتند. اما در تحقیق حاضر، این نیروها لحاظ شده است.

۳- تحلیل پایداری کلی دیوارهای میخکوبی شده

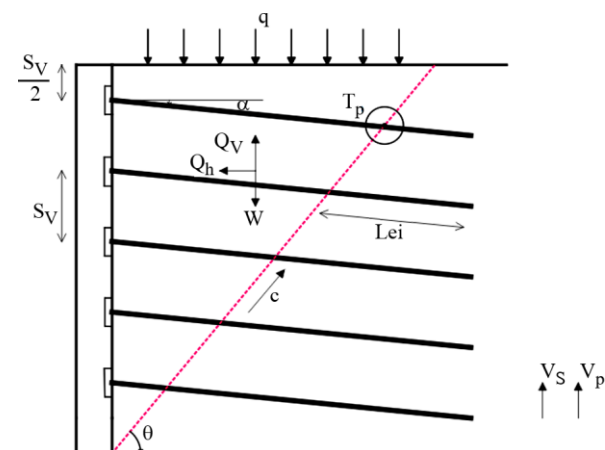
به منظور تحلیل لرزه‌ای پایداری کلی دیوارهای میخکوبی شده، حداقل مقدار مقاومت بیرون کشیدگی هر میخ و گسیختگی ناشی از تسلیم هر میخ در این تحلیل در نظر گرفته شده است.

مقاومت بیرون کشیدگی هر میخ در واحد عرض، توسط بایرن و همکاران [۲۵] در سال ۱۹۹۶ و لازارت و همکاران [۲۳] در سال ۲۰۰۳، با رابطه (۴۰)، پیشنهاد شد.

$$T_i = \frac{\pi D_{DH} L_{ei} \sigma_n^i \tan \delta}{S_h} \quad (40)$$

که در رابطه (۴۰)، D_{DH} قطر سوراخ حفاری و δ زاویه اصطکاک دیوار و S_h فاصله افقی میخ است و L_{ei} طول میخ در پشت گوه گسیختگی، که با استفاده از هندسه شکل (۲) از رابطه (۴۱) به دست می‌آید.

$$L_{ei} = L - \frac{\cos \theta}{\sin(\alpha + \theta)} \left[H - \left(iS_v - \frac{S_v}{2} \right) \right] \quad (41)$$



شکل (۲): جزئیات نیروهای لرزه‌ای وارد بر سیستم دیوار میخکوبی شده برای تحلیل پایداری کلی.

$$\sigma_n^i = \frac{\sigma_{vi} \cos^2 \alpha - \sigma_{hi} \sin^2 \alpha}{\cos 2\alpha + \sin 2\alpha \tan \delta} \quad (42)$$

در رابطه (۴۱)، σ_{vi} و σ_{hi} به ترتیب تنش افقی و قائم هر میخ می‌باشند.

$$\sigma_{hi} = k_{ae} \sigma_{vi} - 2c \sqrt{k_{ae}} \quad (43)$$

$$\sigma_{vi} = \gamma \left(iS_v - \frac{S_v}{2} \right) + q \quad (44)$$

در رابطه (۴۲) و (۴۳) c چسبندگی خاک و q سربار و γ وزن مخصوص خاک است.

نیروی گسیختگی ناشی از تسلیم هر میخ در واحد عرض، از رابطه (۴۵) به دست می‌آید [۱۵].

$$T_{iy} = \frac{f_y A_s}{S_h} \quad (45)$$

که در آن f_y تنش تسلیم و A_s سطح مقطع میخ است. نیروی کششی کل میخ‌ها برابر است با رابطه (۴۶):

$$T_{eq} = \sum_{i=1}^n T_i \quad (46)$$

جزئیات نیروهای مقاوم و محرک بر روی سطح گسیختگی در شکل (۳) نشان داده شده است. با اعمال تعادل نیروها در راستای سطح گسیختگی در شکل (۲)، نیروی برآیند عمود بر سطح گسیختگی N مطابق با رابطه (۴۷) و نیروی برآیند مماس بر سطح F_d که همان نیروی محرک گسیختگی است از رابطه (۴۸) به دست می‌آید.

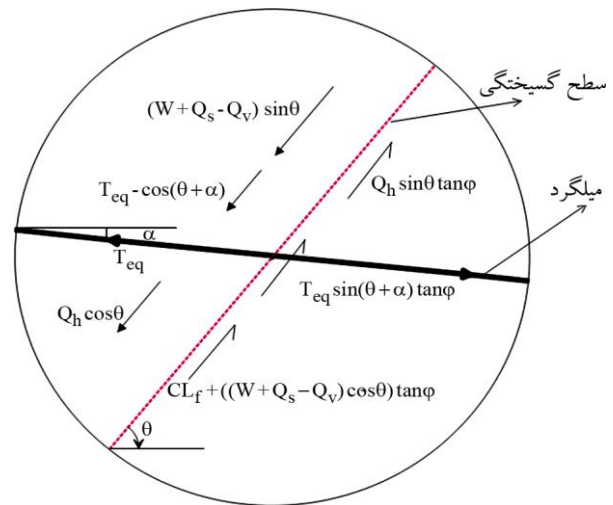
$$N = (W + Q_s - Q_v) \cos \theta - Q_h \sin \theta + T_{eq} \sin(\theta + \alpha) \quad (47)$$

$$F_d = (W + Q_s - Q_v) \sin \theta + Q_h \cos \theta - T_{eq} \cos(\theta + \alpha) \quad (48)$$

مطابق با معیار موهر کولمب نیروی مقاوم در مقابل گسیختگی FR برابر با حاصل جمع نیروی چسبندگی CLf و نیروی اصطکاک $N \tan \phi$ است. با در نظر گرفتن معادله (۴۷):

$$F_R = CLf + \left[(W + Q_s - Q_v) \cos \theta - Q_h \sin \theta + T_{eq} \sin(\theta + \alpha) \right] \tan \phi \quad (49)$$

جدول (۱)، پارامترهای مفروض در مثال عددی را نشان می‌دهد. برای تعیین سطح شکست، بحرانی‌ترین زاویه آن نسبت به افق یعنی θ_c با استفاده از روش سعی و خطا به دست می‌آید. با استفاده از نرم‌افزار متلب، فرمولاسیون (۳۶) و (۴۹) کد نویسی شده است، به طوری که ضریب فشار فعال خاک میخ‌کوبی شده و ضریب اطمینان کلی به ترتیب ماکزیمم و مینیمم گردد. در این فرمولاسیون دو پارامتر θ و t/T مجهول هستند. برای بهینه‌سازی فرمولاسیون (۳۶) و (۴۹) باید مقدار θ را در بازه صفر تا ۹۰ درجه با گام‌های ۰/۱ درجه و مقدار t/T را در بازه صفر تا یک با گام‌های ۰/۱ تغییر داد. زاویه‌ای بحرانی محسوب می‌شود که به ازای دو پارامتر θ و t/T مقادیر ضریب فشار فعال خاک و ضریب اطمینان کلی به ترتیب ماکزیمم و مینیمم شود.



شکل (۳): جزئیات نیروهای مقاوم و محرک بر روی سطح گسیختگی.

بنابراین، ضریب اطمینان در برابر پایداری کلی برابر است با

رابطه (۵۰):

$$FOS = \frac{F_R}{F_d} \quad (50)$$

۴- نتایج و بحث

روش محاسباتی تحلیل ارائه شده و کاربرد عددی فرمولاسیون تحقیق حاضر با مثال عددی نشان داده می‌شود. لازم به ذکر است که فرمولاسیون شبه‌دینامیکی معمولاً بر اساس ضرایب شتاب افقی و قائم زلزله k_h و k_v که در شبه‌استاتیکی به کار می‌رود، نوشته می‌شود تا آسان‌تر محاسبه شود و بتوان با شبه‌استاتیکی مقایسه نمود. شتاب‌های مبنا برای تحلیل لرزه‌ای دیوارهای میخ‌کوبی شده مطابق روش شبه‌دینامیکی اصلاح شده بلزا [۱۶] در سال ۲۰۱۵، به صورت رابطه‌های (۵۱) و (۵۲) در نظر گرفته شده است:

$$a_{h0} = \frac{k_h g}{\alpha_h f_{ah}} \quad (51)$$

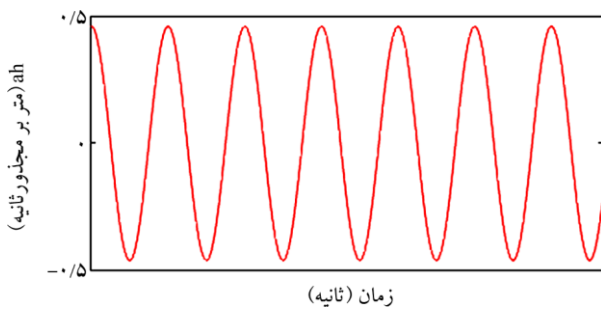
$$a_{v0} = \frac{k_v g}{\alpha_v f_{av}} \quad (52)$$

f_{av} و f_{ah} به ترتیب ضریب تشدید افقی و قائم هستند که از روابط (۲۳) و (۲۴) به دست می‌آیند. که در آن $\alpha_h \leq 1$ و $\frac{1}{3} \leq \alpha_v \leq \frac{1}{2}$ است که در این تحلیل $\alpha_h = \alpha_v = 1$ در نظر گرفته شده است.

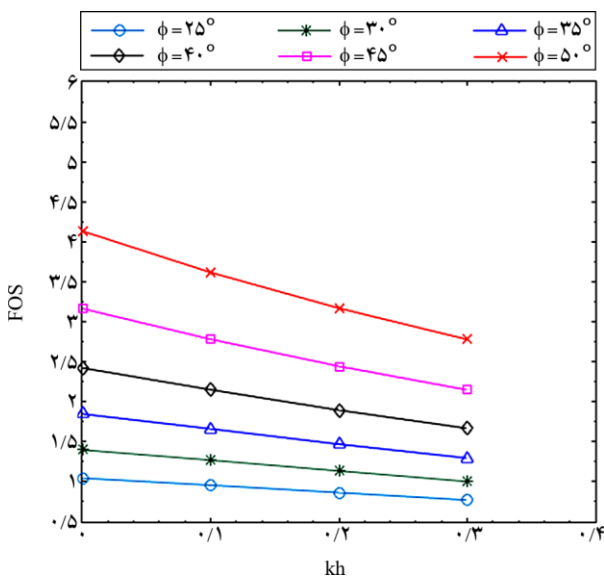
جدول (۱): پارامترهای در نظر گرفته شده در مثال عددی.

پارامتر	محدوده تغییرات
ارتفاع دیوار (متر)	۱۰
وزن مخصوص خاک (کیلو نیوتن بر مترمربع)	۲۰
قطر سوراخ حفاری شده (متر)	۰/۱
دوره تناوب زلزله (ثانیه)	۰/۳
سرعت موج برشی (متر بر ثانیه)	۱۵۰
زاویه اصطکاک خاک بر حسب درجه (phi)	۲۵، ۳۰، ۳۵، ۴۰، ۴۵ و ۵۰
چسبندگی خاک (c) (کیلو پاسکال)	۰، ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰
ضریب شتاب لرزه‌ای قائم	$0.5 k_h$
زاویه میخ‌ها نسبت به افق (alpha) (درجه)	صفر تا ۲۵
طول میخ‌ها (متر)	۶، ۸، ۱۰، ۱۲ و ۱۴
فاصله قائم میخ‌ها (متر)	۱، ۱/۲، ۲ و ۵/۵
فاصله افقی میخ‌ها (متر)	۱
سربار (کیلو نیوتن بر متر)	۱۵
میرایی خاک (درصد)	۱۰

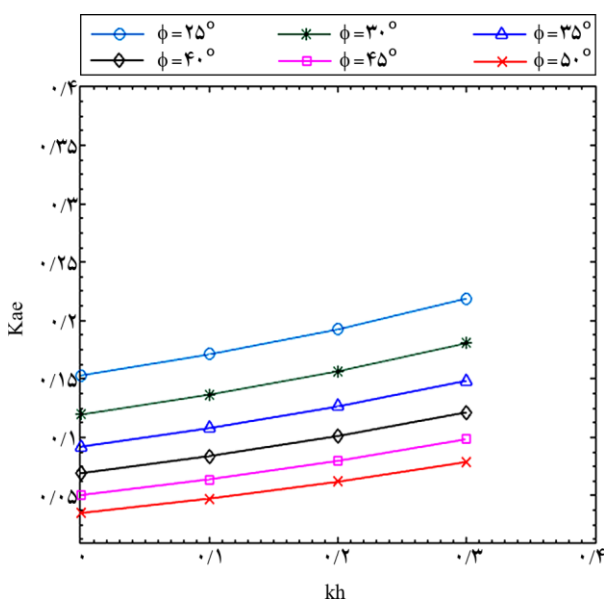
به‌عنوان مثال، نمونه محاسبه انجام شده در شکل‌های (۴) و (۵)، نشان داده شده است. شکل (۴)، تغییرات ضریب فشار فعال خاک میخ‌کوبی شده را برای سطح گسیختگی بحرانی به ازای $\theta_c = 53/91$ ، نسبت به t/T نشان می‌دهد. همچنین در شکل (۵)،



شکل (۶): تغییرات دامنه شتاب افقی نسبت به زمان.

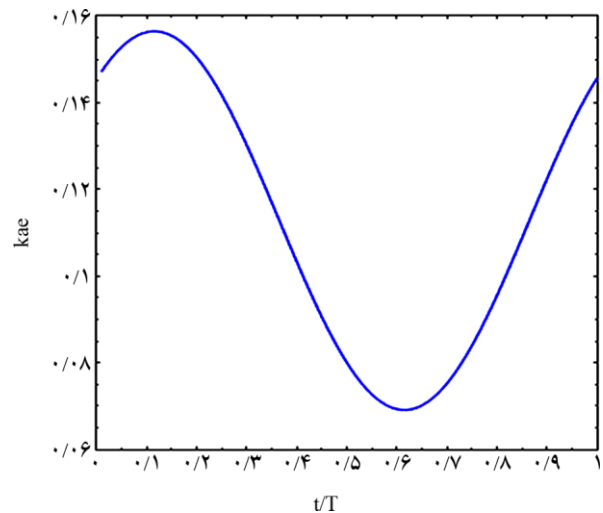


شکل (۷): تأثیر زاویه اصطکاک خاک بر پایداری کلی به ازای $\alpha = 15^\circ$, $L/H = 0.8$, $S_v/H = 0.1$, $C = 10 \text{ kPa}$

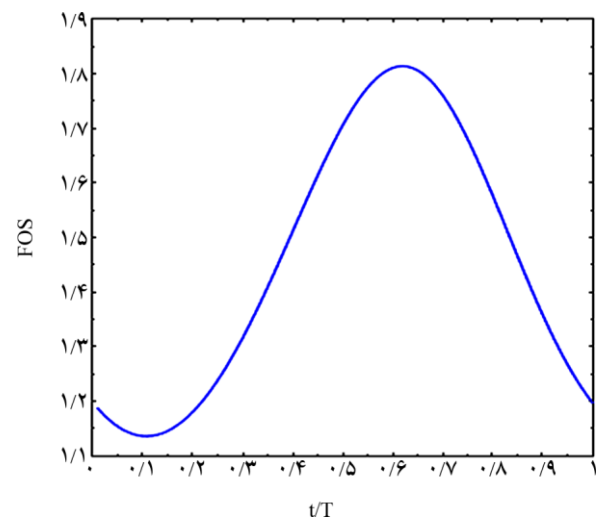


شکل (۸): تأثیر زاویه اصطکاک داخلی خاک بر ضریب فشار فعال خاک میخکوبی شده به ازای $\alpha = 15^\circ$, $C = 10 \text{ kPa}$, $S_v/H = 0.1$

به ازای $\theta_e = 44/8$ ، تغییرات ضریب اطمینان در برابر پایداری کلی را نسبت به t/T نشان می‌دهد.



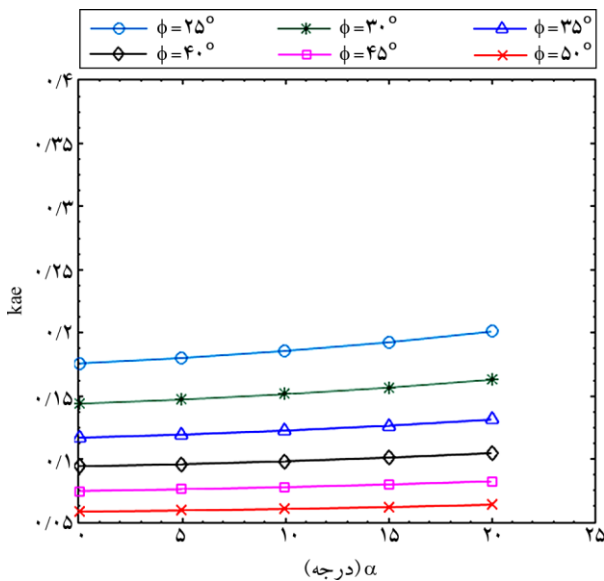
شکل (۹): تغییرات ضریب فشار فعال خاک میخکوبی شده نسبت به t/T به ازای $\alpha = 15^\circ$, $\phi = 30^\circ$, $C = 10 \text{ kPa}$, $S_v = 1 \text{ m}$, $k_h = 0.2$



شکل (۱۰): تغییرات ضریب اطمینان در برابر پایداری کلی خاک میخکوبی شده نسبت به t/T به ازای $\alpha = 15^\circ$, $\phi = 30^\circ$, $C = 10 \text{ kPa}$, $k_h = 0.2$, $S_v = 1 \text{ m}$

در شکل (۶)، تغییرات شتاب ورودی نسبت به زمان نشان داده شده است. مشاهده می‌گردد که دامنه تغییرات شتاب در طول زمان ثابت است. با استفاده از روش تحلیلی ارائه شده، مثال عددی حل می‌شود و نتایج در شکل‌های (۷) تا (۱۵) نشان داده می‌شود. با توجه به شکل‌های (۷) و (۸)، همان‌طور که انتظار می‌رفت، با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک، مقادیر

شکل (۱۰)، تأثیر زاویه مایل میخ‌ها را بر روی ضریب فشار فعال خاک میخ‌کوبی شده را نشان می‌دهد که ضریب فشار فعال خاک میخ‌کوبی شده با افزایش زاویه میخ‌ها، افزایش می‌یابد. زیرا با افزایش زاویه میخ‌ها، مؤلفه افقی نیروی کشش میخ‌ها کاهش می‌یابد.



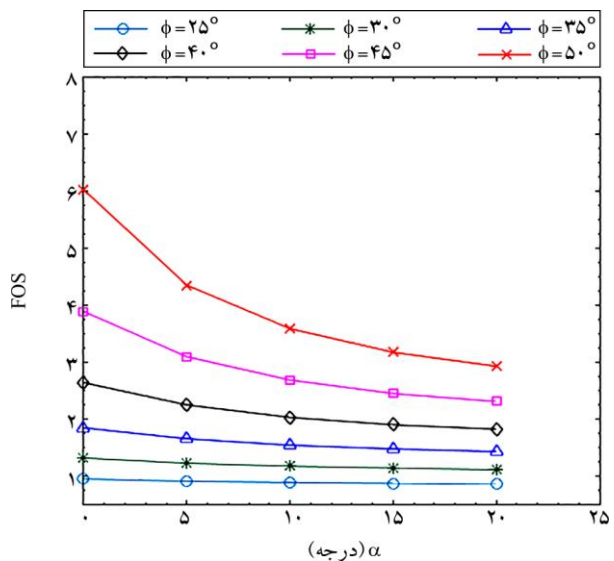
شکل (۱۰): تأثیر زاویه میخ‌ها بر روی ضریب فشار فعال خاک میخ‌کوبی شده به ازای $C=10 \text{ kPa}$, $S_v/H=0.1$, $L/H=0.8$, $k_h=0.2$.

در شکل (۱۱)، با افزایش فاصله میخ‌ها از یکدیگر مقادیر ضریب فشار فعال لرزه‌ای سیستم‌های میخ‌کوبی شده برخلاف انتظار کاهش یافته است، دلیل این امر آن است که با افزایش فواصل افقی و قائم میخ‌ها، نیروی کشش میخ‌ها هم افزایش یافته است و همین افزایش نیروی کشش میخ‌ها سبب کاهش مقادیر فشار فعال لرزه‌ای دیوار سیستم میخ‌کوبی شده است.

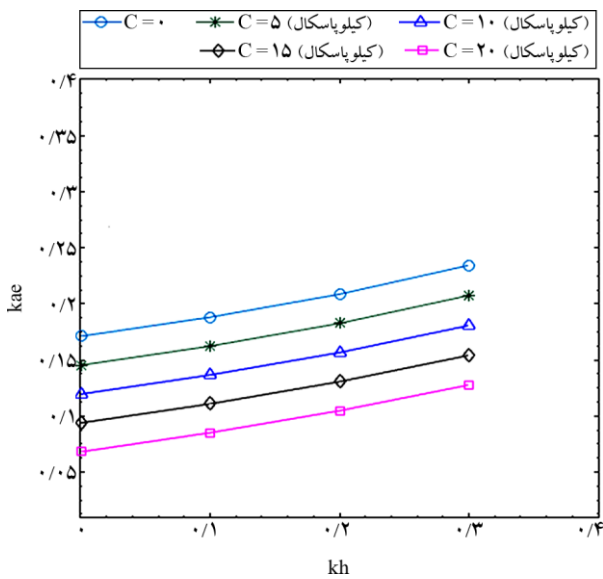
در شکل (۱۲)، تأثیر چسبندگی خاک بر روی پایداری کلی نشان داده شده است. به ازای یک ضریب شتاب لرزه‌ای افقی ثابت مقادیر FOS، با افزایش چسبندگی خاک افزایش می‌یابد. همان‌طور که میتال و بسواز [۶] در سال ۲۰۰۶، با فرض سطح گسیختگی لگاریتمی، نشان داد که با افزایش چسبندگی خاک، مقادیر FOS، افزایش می‌یابد. افزایش چسبندگی خاک به این مفهوم است که نیروی مقاوم بر روی سطح گسیختگی افزایش یافته است.

ضریب اطمینان در برابر پایداری کلی افزایش و ضریب فشار فعال خاک میخ‌کوبی شده کاهش می‌یابد؛ و برای یک زاویه اصطکاک داخلی خاک مشخص، با افزایش ضریب شتاب لرزه‌ای افقی، پایداری کلی و ضریب فشار فعال خاک میخ‌کوبی شده به ترتیب کاهش و افزایش می‌یابد. این تغییرات به این مفهوم است که با افزایش زاویه اصطکاک خاک نیروی مقاوم بر روی سطح گسیختگی که خود تابعی از زاویه اصطکاک خاک است افزایش یافته است. سارنگی و گوش [۱۵] در سال ۲۰۱۶، به نتیجه مشابهی با استفاده از روش شبه‌دینامیکی معمولی رسیده بودند.

زاویه مایل میخ‌ها یکی از متغیرهای سیستم است که می‌تواند بر پاسخ تأثیرگذار باشد و در مرحله طراحی لازم است زاویه بهینه تعیین شود. شکل‌های (۹) و (۱۰) تأثیر زاویه مایل نیل‌ها را بر پایداری کلی و ضریب فشار فعال خاک میخ‌کوبی شده را نشان می‌دهد. با افزایش زاویه مایل نیل‌ها ضریب اطمینان در برابر پایداری کلی کاهش می‌یابد. این کاهش ضریب اطمینان برای زاویه α بین صفر تا ۵ درجه نسبت به نتایج سارنگی و گوش [۱۵] در سال ۲۰۱۶، شدت بیشتری دارد. ضمن اینکه تغییرات ضریب اطمینان در مقابل α غیرخطی است درحالی‌که نتایج سارنگی و گوش [۱۵] به صورت خطی و با شیب یکنواخت به دست آمده است.

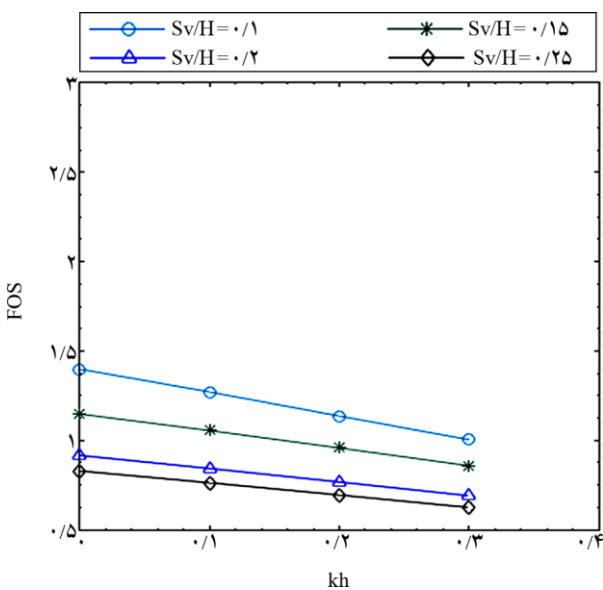


شکل (۹): تأثیر زاویه نیل‌ها بر روی پایداری کلی به ازای $C=10 \text{ kPa}$, $L/H=0.8$, $k_h=0.2$, $S_v/H=0.1$.

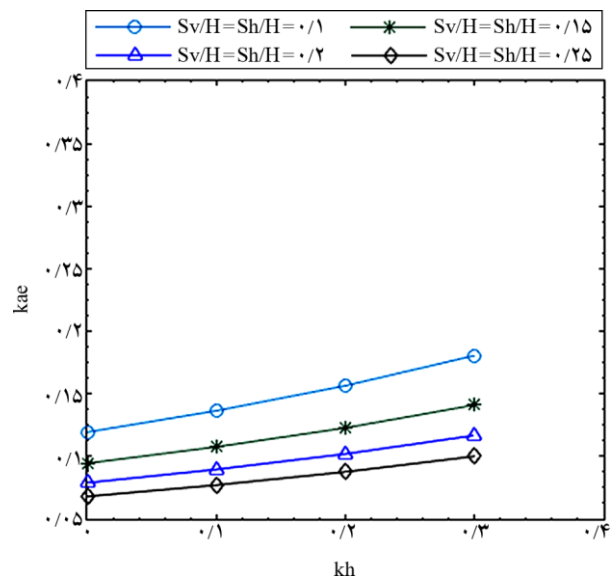


شکل (۱۳): تأثیر چسبندگی خاک بر ضریب فشار فعال خاک میخکوبی شده به ازای $\alpha = 15^\circ$ ، $\phi = 30^\circ$ ، $S_v/H = 0.1$.

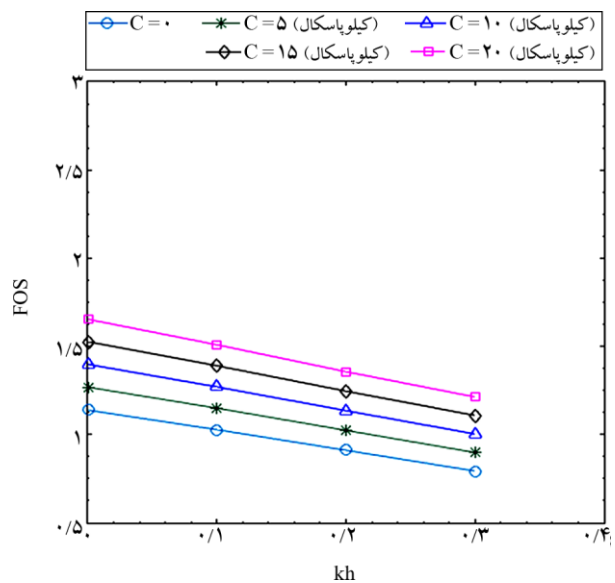
فواصل افقی و قائم میخ‌ها نقش بسیار مهمی را در پایداری دیوارهای میخکوبی شده ایفا می‌کنند. به طوری که با افزایش فاصله قائم میخ‌ها در واحد عرض، تراکم میخ‌ها کمتر شده و ضریب اطمینان کاهش می‌یابد. این موضوع به این معنی است که با افزایش فاصله میخ‌ها، تعداد میخ‌ها کمتر می‌شود و با کاهش تعداد میخ‌ها نیروی مقاوم کاهش می‌یابد. این نتیجه در شکل (۱۴)، نشان داده شده است.



شکل (۱۴): تأثیر فاصله قائم میخ‌ها بر پایداری کلی به ازای $\alpha = 15^\circ$ ، $L/H = 0.8$ ، $C = 10$ kPa، $\phi = 30^\circ$.



شکل (۱۱): تأثیر فواصل میخ‌ها بر روی ضریب فشار فعال خاک میخکوبی شده به ازای $\alpha = 15^\circ$ ، $\phi = 30^\circ$ ، $C = 10$ kPa، $L/H = 0.8$.



شکل (۱۲): تأثیر چسبندگی خاک بر پایداری کلی به ازای $\alpha = 15^\circ$ ، $L/H = 0.8$ ، $S_v/H = 0.1$ ، $\phi = 30^\circ$.

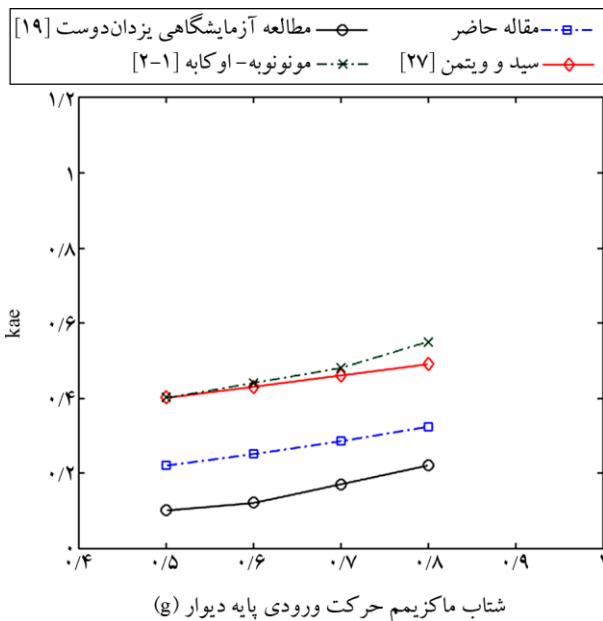
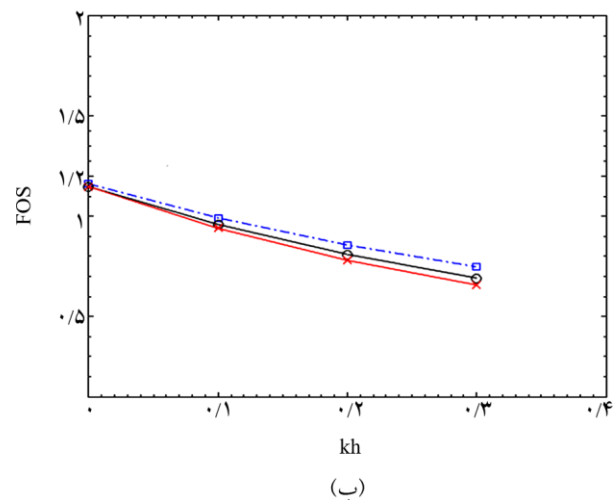
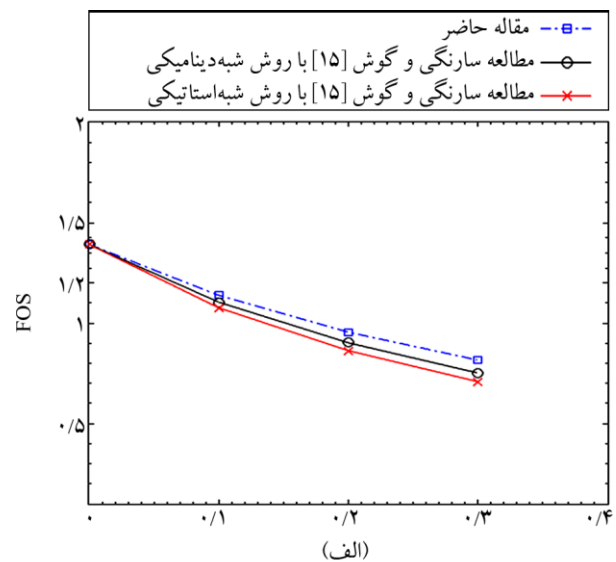
در شکل (۱۳)، اثر چسبندگی خاک بر روی ضریب فشار فعال خاک میخکوبی شده نشان داده شده است. همان‌طور که از شکل مشاهده می‌گردد برای یک ضریب شتاب لرزه‌ای افقی ثابت، با افزایش چسبندگی خاک ضریب فشار فعال خاک میخکوبی شده کاهش می‌یابد؛ زیرا با افزایش چسبندگی خاک بر روی سطح گسیختگی، نیروی چسبندگی بین دانه‌های خاک افزایش می‌یابد که نتیجه آن کاهش فشار بر روی دیوار میخکوبی شده است.

۵- مقایسه نتایج

برای مثال به ازای $k_h = 0/2$ ، $\alpha = 15^\circ$ و $\alpha = 0^\circ$ به ترتیب نسبت به روش شبه‌استاتیکی ۹/۵ و ۸/۹ درصد افزایش و همچنین نسبت به روش شبه‌دینامیکی ۵/۵ و ۴/۵ درصد ضریب اطمینان افزایش می‌یابد.

شکل (۱۶)، مقایسه ضریب فشار فعال خاک میخکوبی شده را بین روش‌های مونونوبه-اوکابه [۲-۱] و سید و ویتمن [۲۷] و مطالعه حاضر با نتایج آزمایشگاهی میز لرزه‌ای که توسط یزدان‌دوست [۱۹] در سال ۲۰۱۷، انجام شده است نشان می‌دهد. با توجه به شکل (۱۶) مشاهده می‌گردد که مقادیر ضریب فشار فعال خاک میخکوبی شده، بالاتر از مطالعات آزمایشگاهی به دست آمده است. دلیل این اختلاف ناشی از این است که در روش تحلیلی حاضر دامنه شتاب ثابت است این در حالی است که دامنه شتاب در مطالعات آزمایشگاهی متغیر است. ضریب فشار فعال خاک در روش سید و ویتمن [۲۷] و مونونوبه-اوکابه بدون در نظر گرفتن اثر نیروی کششی میخ محاسبه شده است. به همین دلیل اختلاف زیادی با مطالعه حاضر و نتایج آزمایشگاهی دارد؛ زیرا بخشی از فشار توسط میخ‌ها تحمل می‌شود. همان‌طور که ملاحظه می‌شود روش تحلیلی ارائه شده از دقت بسیار بالاتری نسبت به دیگر روش‌های تحلیلی برخوردار است.

به منظور بررسی روش تحلیل حاضر نسبت به سایر روش‌ها و یافتن ویژگی‌های آن و همچنین صحت‌سنجی روش حاضر، مقایسه‌ای بین نتایج این تحلیل و نتایج دیگر محققین به عمل می‌آید. در شکل (۱۵)، مقایسه‌ای با مطالعات سارنگی و گوش [۱۵] در سال ۲۰۱۶، به ازای $\varphi = 30^\circ$ ، $S_v/H = 0/1$ ، $L/H = 0/8$ و $\omega/V_s = 0/1885$ انجام شده است. همان‌طور که از شکل (۱۵) مشخص است مقادیر FOS در مطالعه حاضر بیشتر به دست آمده است؛ زیرا روش استفاده شده در این تحلیل روش دقیق‌تری نسبت به روش شبه‌استاتیکی و شبه‌دینامیکی است. علاوه بر آن شرایط خاک در مطالعه حاضر به صورت واقع‌بینانه‌تری مدل شده است.



شکل (۱۶): مقایسه ضریب فشار فعال خاک میخکوبی شده با نتایج آزمایشگاهی و روش شبه‌استاتیکی با مطالعه حاضر به ازای $\varphi = 49^\circ$ ، $V_s = 70$ m/s، $f = 6$ Hz، $\xi = 0/13$ ، $\delta = 0/75$ ، $\varphi = 0/9$ ، $L/H = 0/9$ ، $S_v = S_h = 0/2$ m

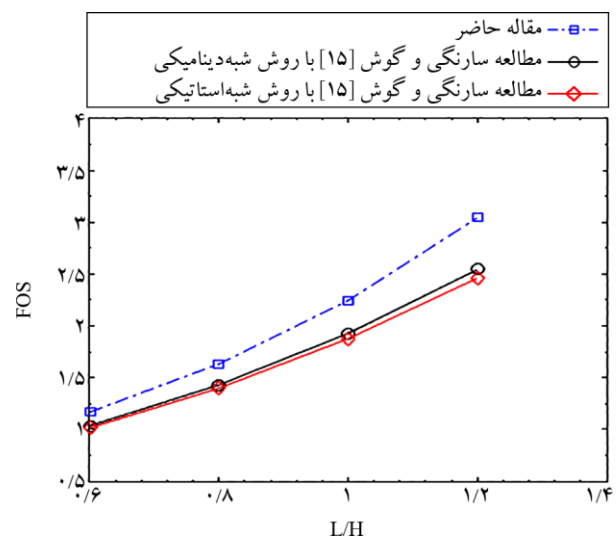
شکل (۱۵): مقایسه مطالعات سارنگی و گوش [۱۵] در سال ۲۰۱۶، با مطالعه حاضر (الف) $\alpha = 0^\circ$ و (ب) $\alpha = 15^\circ$.

۶- نتیجه گیری

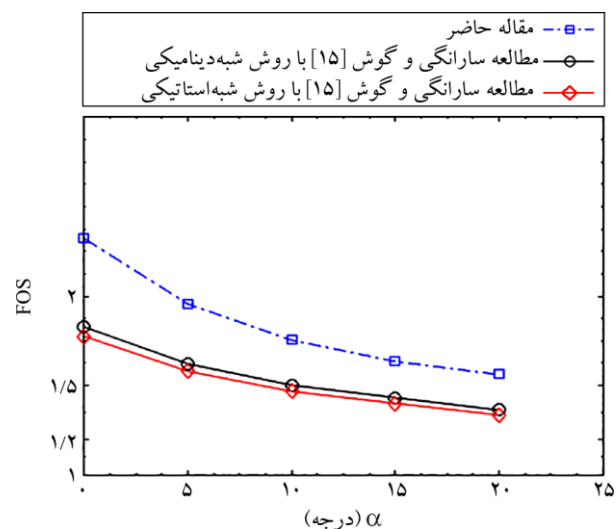
در مقاله حاضر، به منظور تحلیل لرزه‌ای پایداری دیوارهای میخکوبی شده از روش شبه‌دینامیکی اصلاح شده استفاده شد. به دلیل اینکه در فرمولاسیون روش شبه‌دینامیکی اصلاح شده برای محاسبه فشار لرزه‌ای دیوار از نیروی میخ صرف نظر شده بود، ابتدا فرمولاسیون شبه‌دینامیکی اصلاح شده، برای سیستم دیوار با لحاظ کردن مهار کششی میخ‌ها بازنویسی شد. سپس با استفاده از روش تکرار سعی و خطا، بحرانی‌ترین زاویه شکست، فشار اکتیو لرزه‌ای و ضریب اطمینان برای پایداری لرزه‌ای به دست آمد. نوآوری تحقیق حاضر، کاربرد روش شبه‌دینامیکی اصلاح شده برای دیوار با سیستم میخکوبی است، فشار فعال لرزه‌ای با در نظر گرفتن نیروی کشش میخ‌ها محاسبه شد. لازم به ذکر است تاکنون در روش‌های تحلیلی فشار اکتیو لرزه‌ای دیوار با صرف نظر از اثر میخ‌ها محاسبه می‌شده است. در ادامه، به منظور صحت‌سنجی و بررسی روش تحلیلی ارائه شده، مقایسه‌ای بین نتایج به دست آمده با نتایج میز لرزه و روش‌های تحلیلی موجود انجام شد که دقت بسیار بالای روش ارائه شده را نسبت به سایر روش‌های تحلیلی نشان می‌دهد. در انتها در قالب یک مثال عددی، اثر پارامترهای مختلف خاک و میخ بر روی پایداری لرزه‌ای دیوارهای میخکوبی شده و همچنین ضریب فشار فعال خاک دیوار میخکوبی شده، بررسی شد. از نتایج قابل ذکر مثال عددی می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

۱. با افزایش ضریب شتاب افقی، ضریب اطمینان و ضریب فشار فعال خاک میخکوبی شده به ترتیب کاهش و افزایش می‌یابد.
۲. با افزایش طول میخ‌ها، سیستم میخکوبی شده عملکرد بهتری در مقابل پایداری از خود نشان می‌دهند؛ زیرا طول بارگیری افزایش می‌یابد.
۳. در هنگام زلزله، در میخ‌ها کشش ایجاد می‌شود. همین امر سبب کاهش رانش فعال در خاک می‌شود؛ زیرا بخش بیشتری از فشار خاک توسط میخ‌ها تحمل می‌شود.
۴. پایدارترین حالت برای سیستم‌های میخکوبی شده زمانی ایجاد می‌شود که میخ‌ها نسبت به افق با زاویه صفر نصب

با افزایش طول میخ‌ها، FOS افزایش می‌یابد؛ زیرا طول بارگیری افزایش پیدا می‌کند و این به این معنی است که مساحت درگیر با خاک اطراف افزایش پیدا کرده است و همچنین اصطکاک بین طول میخ‌ها با خاک اطراف بیشتر شده است این موضوع در شکل (۱۷)، به خوبی نشان داده شده است. مقایسه انجام شده در شکل‌های (۱۷) و (۱۸)، نشان می‌دهد که ضریب اطمینان به دست آمده از مطالعات حاضر، مقادیر بالاتری را نسبت به روش شبه‌استاتیکی و شبه‌دینامیکی دارد.



شکل (۱۷): مقایسه ضریب اطمینان کلی سیستم میخکوبی شده با روش‌های شبه‌استاتیکی و شبه‌دینامیکی به ازای $\alpha=15^\circ$, $\varphi=40^\circ$, $C=0$ kPa, $q=0$, $k_h=0.2$, $L/H=0.8$, $S_v/H=0.1$



شکل (۱۸): مقایسه ضریب اطمینان کلی سیستم میخکوبی شده با روش‌های شبه‌استاتیکی و شبه‌دینامیکی به ازای $\alpha=40^\circ$, $C=0$ kPa, $S_v/H=0.1$, $q=0$, $k_h=0.2$, $L/H=0.8$

- the Optimum Layout of Soil-nailed Slopes. *Computers and Geotechnics*, **35**(4), 585–599.
8. Babu, G.L.S. and Singh, V.P. (2008) Numerical Analysis of Performance of Soil Nail Walls in Seismic Conditions. *ISSET Journal of Earthquake Technology*, **45**(1-2), 31–40.
 9. Sengupta, A. and Giri, D. (2011) Dynamic Analysis of Soil Nailed Slope. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, **164**(4), 225-234.
 10. Villalobos, F.A. and Oróstegui, P.L. (2017) Observations from a parametric study of the seismic design of soil nailing. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, **171**(2), 112-122.
 11. Steedman, R. and X. Zeng (1990) The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall. *Geotechnique*, **40**(1), 103-112.
 12. Nimbalkar, S. and Choudhury, D. (2007) Sliding stability and seismic design of retaining wall by pseudo-dynamic method for passive case. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **27**(6), 497-505.
 13. Choudhury, D. and Nimbalkar, S. (2005) Seismic passive resistance by pseudo-dynamic method. *Geotechnique*, **55**(9), 699-702.
 14. Bellezza, I., D'Alberto, D., and Fentini, R. (2012) Pseudo-dynamic approach for active thrust of submerged soils. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, **165**(5), 321-333.
 15. Sarangi, P. and Ghosh P. (2016) Seismic analysis of nailed vertical excavation using pseudo-dynamic approach. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, **15**(4), 621-631.
 16. Bellezza, I. (2015) Seismic active earth pressure on walls using a new pseudo-dynamic approach. *Geotechnical and Geological Engineering*, **33**(4), 795-812.
 17. Kokane, A.K. Sawant, V.A. and Sahoo, J.P. (2020) Seismic stability analysis of nailed vertical cut using modified pseudo-dynamic method. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **137**, 106457.
- شوند. در مسائل اجرایی معمولاً میخ‌ها را به صورت زاویه‌دار اجرا می‌کنند تا گوه گسیختگی با سرعت بیشتری قطع شود.
۵. برای یک ارتفاع مشخص حفاری شده، با افزایش فاصله قائم میخ‌ها، تراکم میخ‌ها کمتر شده و پایداری کاهش می‌یابد؛ زیرا تعداد میخ‌ها کاهش می‌یابد که نتیجه آن کاهش نیروی مقاوم است.
- برای توسعه بیشتر تحقیق حاضر می‌توان موضوعات زیر را برای مطالعات آتی پیشنهاد داد:
۱. تحلیل لرزه‌ای دیوارهای میخ‌کوبی شده با فرض سطح گسیختگی اسپیرال لگاریتمی؛
 ۲. تحلیل لرزه‌ای دیوارهای میخ‌کوبی شده در خاک‌های لایه‌لایه؛
 ۳. تأثیر سطح سفره آب زیرزمینی بر روی پایداری لرزه‌ای سیستم‌های میخ‌کوبی شده.
- ### مراجع
1. Okabe, S. (1926) General theory of earth pressures. *Journal of the Japanese Society of Civil Engineering (JSCE)*, **12**(1), 123-134.
 2. Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929) 'On the determination of earth pressures during earthquakes'. In: *Proceedings of the World Engineering Congress*. Tokyo, 177-185.
 3. Saran, S., Mittal, S., and Meenal, G. (2005) Pseudo Static Analysis of Nailed Vertical Excavations in Sands. *Indian Geotechnical Journal*, **35**(4), 401-417.
 4. Meenal, G., Saran, S., and Mittal, S. (2009) Pseudo-static Analysis of Soil Nailed Excavations. *Geotechnical and Geological Engineering*, **27**(4), 571-583.
 5. Mittal, S., Gupta, R.P., and Mittal, N. (2005) Housing Construction on Inclined Cuts. *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, **6**(4), 331-346.
 6. Mittal, S. and Biswas A.K. (2006) River Bank Erosion Control by Soil Nailing. *Geotechnical and Geological Engineering*, **24**(6), 1821–1833.
 7. Fan, C.C. and Luo, J.H. (2008) Numerical Study on

- 106294.
18. Tufenkjian, M.R., Vucetic, M. (2000) Dynamic failure mechanism of soil-nailed excavation models in centrifuge. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **126**(3), 227-35.
 19. Yazdandoust, M. (2017) Experimental study on seismic response of soil-nailed walls with permanent facing. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **98**, 101-119.
 20. Kramer, S.L. (1996) *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, New Jersey.
 21. Yuan, C. Peng, S. Zhang, Z., and Liu Z. (2006) Seismic wave propagating in Kelvin-Voigt homogeneous visco-elastic media. *Sci. China, Ser. D Earth Sci.*, **49**(2), 147-153.
 22. Das, B.M. and Ramana, G.V. (2010) *Principles of Soil Dynamics*. Cengage Learning Engineering. Stamford. USA.
 23. Lazarte, C.A. Elias, V. Espinoza, R.D., and Sabatini, P.J. (2003) *Soil Nail Walls Geotechnical Engineering Circular No. 7, Report No. FHWA-IF-03-017*, Federal Highway Administration, Washington, DC.
 24. Lazarte, A.C., Robinson, H., Gomez, J.E., Baxter, A., Cadden, A., and Berg, R. (2015) *Geotechnical Engineering Circular No. 7 Soil Nail Walls—Reference Manual*. U.S. Dept. of Transportation Publication No. FHWA-NHI-14-007, Federal Highway Administration, Washington, DC.
 25. Byrne, R.J., Cotton, D., Porterfield, J., Wolschlag, C., and Ueblacker, G. (1996) *Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Wall*. Report No. SA-96-069R, Federal Highway Administration, U.S.
 26. Saran, S., Mittal, S., and Gosavi, M. (2005) Pseudo static analysis of nailed vertical excavations in sands. *Indian Geotech. J.*, **35**(4), 401-417.
 27. Seed, H.B., Whitman, R.V. (1970) Design of earth retaining structures for dynamic loads. *Proceedings of the Special Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, 103-147.

Seismic Analysis of Soil-Nailed Walls Using the Modified Pseudo-Dynamic Method

Morteza Ahmadi¹, Morteza Jiryaei Sharahi^{2*}, and Beitollah Badarloo³

1. M.Sc. Student, Department of Civil Engineering, Qom University of Technology, Qom, Iran
2. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Qom University of Technology, Qom, Iran,
*Corresponding Author, email: jiryaei@qut.ac.ir
3. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Qom University of Technology, Qom, Iran

Determination of seismic response of geotechnical structures is important for safe design in a seismically active area. The dynamic behavior of geotechnical structures is complex, and therefore the use of different methods helps to understand this dynamic behavior. Numerical methods allow to well describe the complex dynamic behavior of geotechnical structures. However, the time-consuming, determination of several different parameters, radiation conditions, and difficulty in interpreting the results are the reasons for limiting the use of these methods in the technical community. The pseudo-static method is the most common method for analyzing seismic stability in geotechnical engineering. This method is independent of time and does not consider the dynamic nature of the earthquake load. Also, some soil parameters such as damping or compressive and shear wave velocity are not considered. To overcome these drawbacks, the pseudo-dynamic method was developed by Steedman and Zeng [1]. Sarangi and Ghosh [2] used the pseudo-dynamic method to determine the seismic stability of nailed vertical excavations in medium dense to dense sand. However, the boundary conditions are not included in the pseudo-dynamic method. Therefore, the pseudo-dynamic method has been modified again to satisfy the boundary conditions [3]. Recently, Kokane et al. [4] using the modified pseudo-dynamic method presented a solution for nail tensile force and inertial forces acting on failure wedges. However, the formulation used in this article is very difficult to develop. In this paper, the modified pseudo-dynamic method is used to analyze the seismic stability of nailing soil walls. Because the modified pseudo-dynamic formulation has been formulated to calculate the seismic pressure of a nail-free wall, the modified pseudo-dynamic formulation first is rewritten for the wall system with nail reinforcement, to calculate the seismic active pressure. Using pseudo-dynamic acceleration components derived by Belleza [3] and conducting an analytical process, the proposed formulation is obtained for the active seismic soil pressure coefficient and the safety factor corresponding to the general stability of soil-nailed walls. In the proposed formulation both Q_h and Q_v as horizontal and vertical inertial forces of the failure wedge are considered. Then, using the try and error iteration method, the critical angle of failure, seismic active pressure, and seismic safety factor are obtained. The main innovation of this study is to apply the modified pseudo-dynamical method for a nailed soil wall, however, as another innovation, seismic pressure on the wall is calculated taking into account the tensile force of the nails. It should be noted that in the available analytical methods, the seismic pressure of the wall has been calculated without regard to the nail tensile force. In the following, to validate and verify the proposed analytical method, a comparison between the presented analytical results with the results of the shaking table and the available analytical methods is carried out, which shows the high accuracy of the proposed method than other analytical methods. Finally, with a numerical example, a parametric study is carried out to verify the effect of various soil and nail parameters on the seismic stability of the nailed walls, and the coefficient of seismic active pressure.

References

1. Steedman, R. and Zeng, X. (1990) The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall. *Geotechnique*, **40**(1), 103-112.
2. Sarangi, P. and Ghosh, P. (2016) Seismic analysis of nailed vertical excavation using pseudo-dynamic approach. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, **15**(4), 621-631.
3. Bellezza, I. (2015) Seismic active earth pressure on walls using a new pseudo-dynamic approach. *Geotechnical and Geological Engineering*, **33**(4), 795-812.
4. Kokane, A.K., Sawant, V.A., and Sahoo, J.P. (2020) Seismic stability analysis of nailed vertical cut using modified pseudo-dynamic method. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **137**, 106294.

Keywords: Soil-Nailed System, Modified Pseudo-Dynamic, Seismic Stability, Seismic Active Coefficient, Wall.