

برآورد ضرایب ظرفیت باربری لرزه‌یی پی نواری مجاور شیروانی با روش خطوط مشخصه‌ی تنش

محسن کمالیان* (دانشیار)
 پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
 محمدحسن گلدسته (کارشناس ارشد)
 دانشگاه آزاد اسلامی، واحد ارواک
 روزبه صفائیان‌آملی (کارشناس ارشد)
 پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
 ایرج رحمانی (استادیار)
 پژوهشکده‌ی حمل و نقل وزارت راه و ترابری

مهندسی عمران شریفه، (پاییز ۱۳۹۲)
 درزی ۲-۱۳۹، شماره ۳، ص. ۹۰-۸۱

برآورد ظرفیت باربری استاتیکی و خصوصاً لرزه‌یی پی نواری متکی بر روی زمین افقی یا شیب دار با استفاده از روش خطوط مشخصه‌ی تنش از جمله موضوعاتی است که به سبب سادگی و عدم نیاز به مش‌بندها و مدل‌های رفتاری پیچیده، طی سالیان اخیر توجه پژوهشگران حوزه‌ی ژئوتکنیک لرزه‌یی را به خود جلب کرده است. این نوشتار موضوع ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌یی پی نواری مستقر در مجاورت بالای شیروانی را با استفاده از روش خطوط مشخصه‌ی تنش مورد بررسی قرار داده و پاسخی جدید را بر مجموعه‌ی بسیار محدود پاسخ‌های تقریبی موجود افزوده است. نتایج بررسی‌ها بیانگر آن است که اولاً هر قدر شیب شیروانی بیشتر باشد، ضرایب ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌یی پی‌های نواری مستقر در مجاور شیروانی کمتر خواهد بود؛ ثانیاً در محیط وزین، ظرفیت باربری پی نواری مستقر در مجاور شیروانی از ظرفیت باربری پی مشابه متکی بر شیب کمتر است. برخی نمودارها و جداول کاربردی ارائه شده در بخش پایانی که ضرایب ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌یی پی نواری مجاور شیروانی را براساس روش خطوط مشخصه‌ی تنش به دست می‌دهند.

واژگان کلیدی: ظرفیت باربری لرزه‌یی، پی نواری صلب، روش خطوط
 مشخصه‌ی تنش، شیروانی.

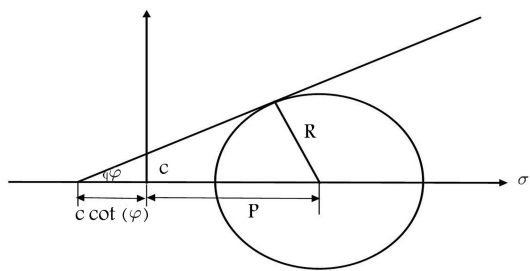
۱. مقدمه

بناها همه بر روی خاک قرار می‌گیرند. بنابراین ظرفیت باربری^۱ پی‌ها یکی از مهم‌ترین موضوعات حوزه‌ی مکانیک خاک و مهندسی پی است. بدیهی است که در این میان، ظرفیت باربری لرزه‌یی^۲ پی‌ها در هنگام وقوع زلزله^۳ موضوعیت خاص دارد. گروهی از پژوهشگران نشان داده‌اند که ضرایب ظرفیت باربری پی‌ها به هنگام وقوع زلزله، در قیاس با شرایط بارگذاری استاتیکی کاهش بسیار قابل توجهی دارد.^[۱-۹]

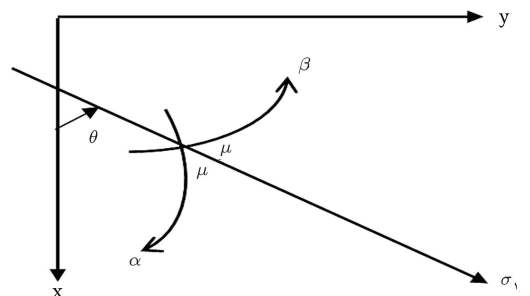
روش خطوط مشخصه‌ی تنش^۴ یکی از جذاب‌ترین و مؤثرترین روش‌های محاسباتی است که برآورد ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌یی پی‌های نواری را ممکن می‌سازد.^[۱۰-۱۲] امتیاز این روش بر روش‌های عددی پیشرفته‌یی مانند اجزای محدود آن است که نیازی به مش‌بندی‌های پر در دسر و همچنین مدل‌های رفتاری پیچیده،

روش خطوط مشخصه‌ی تنش اگرچه در «دنیای تعادل خمیری» جای دارد، از منظر «آنالیز حدی»^۵ همواره نه حد بالای^۶ بارگسیختگی را به دست می‌دهد و نه حد پایین^۷ را. روش خطوط مشخصه، تنش رفتار خاک را صلب خمیری کامل فرض و لذا محدوده‌ی زیر و اطراف پی را به ۲ ناحیه‌ی مجزا تقسیم می‌کند: ۱. ناحیه‌ی گسیخته‌شده و خمیری؛ ۲. ناحیه‌ی گسیخته‌نشده و صلب. در ناحیه‌ی اول (یا خمیری) که با روش خطوط مشخصه‌ی تنش حل می‌شود، خود به خود شرط تعادل در هر نقطه برقرار و نیز شرایط مرزی تنش تأمین است. اگر بتوان برای ناحیه‌ی

* نویسنده مستول



شکل ۱. دایره‌ی موهر تنش‌ها در حالت گسیختگی.



شکل ۲. موقعیت محور تنش اصلی بزرگ (σ_1) و خطوط مشخصه‌ی α و β در دستگاه مختصات کارتزین.

$$\sigma_x = p + R \cos 2\theta \quad (الف ۳)$$

$$\sigma_y = p - R \cos 2\theta \quad (ب ۳)$$

$$\tau_{xy} = R \sin 2\theta \quad (ج ۳)$$

$$R = p \sin \phi + c \cos \phi \quad (۴)$$

که در آن‌ها، R و p به ترتیب شعاع دایره‌ی موهر و فاصله‌ی مرکز آن از مبدأ مختصات است (شکل ۱). اکنون به راحتی می‌توان دستگاه معادلات تعادل (رابطه‌ی ۱) را برحسب متغیرهای جدید p و θ به صورت رابطه‌ی ۵ (الف و ب) بازنویسی کرد: [۸]

$$\frac{\partial p}{\partial x} (\lambda + \sin \phi \cos 2\theta) + \frac{\partial p}{\partial y} \sin \phi \sin 2\theta + 2R \left(-\frac{\partial \theta}{\partial x} \sin 2\theta + \frac{\partial \theta}{\partial y} \cos 2\theta \right) = \gamma \cos \varepsilon \quad (الف ۵)$$

$$\frac{\partial p}{\partial x} \sin \phi \sin 2\theta + \frac{\partial p}{\partial y} (\lambda - \sin \phi \sin 2\theta) + 2R \left(\frac{\partial \theta}{\partial x} \cos 2\theta + \frac{\partial \theta}{\partial y} \sin 2\theta \right) = \gamma \sin \varepsilon \quad (ب ۵)$$

خطوط مشخصه نظیر دستگاه معادله‌ی ۵ را می‌توان با رابطه‌ی ۶ (الف و ب) نشان داد: [۸]

$$\frac{dy}{dx} = \tan(\theta - \mu) \quad (الف ۶)$$

$$\frac{dy}{dx} = \tan(\theta + \mu) \quad (ب ۶)$$

که در آن‌ها، μ از رابطه‌ی ۷ به دست می‌آید:

$$\mu = \pi/4 - \phi/2 \quad (۷)$$

رابطه‌های ۶ (الف و ب) به ترتیب خطوط مشخصه‌ی α و β را بیان می‌کنند که به‌طور شمایک در شکل ۲ نشان داده شده‌اند. اکنون به راحتی می‌توان دستگاه معادلات

دوم (با صلب) چنان میدان تنش را پیدا کرد که در هر نقطه شرط تعادل را تأمین کند و در هیچ نقطه‌ی دایره‌ی موهر، تنش‌ها پوش گسیختگی (معمولاً موهر کولمب^۸) را قطع نکنند؛ به روش ریاضی و به سادگی می‌توان ثابت کرد که بارگسیختگی حاصله از روش خطوط مشخصه‌ی تنش، حد پایینی برای مقدار واقعی این بار است.

بدیهی است که شیب سطح زمین، یکی از عوامل مؤثر بر ظرفیت باربری پی نواری است. قاعدتاً هر قدر شیب سطح زمین بیشتر باشد، ضرایب ظرفیت باربری کوچک‌تر خواهند بود. همچنین وقتی اثرات شیب و بارگذاری لرزه‌یی در کنار هم قرار گیرند، کاهش ظرفیت باربری پی مضاعف خواهد بود. اثر شیب در ضرایب ظرفیت باربری استاتیکی در بسیاری از کتاب‌های کلاسیک مکانیک خاک و مهندسی پی در قالب برخی ضرایب اصلاحی مورد توجه قرار گرفته است. [۱۳] گرچه برخی پژوهشگران ظرفیت باربری لرزه‌یی پی متکی بر شیب یا مجاور شیروانی را نیز طی سال‌های اخیر بررسی کرده‌اند، اما روش تحلیل عمدتاً از نوع آنالیز حد بالا بوده است. [۱۴، ۱۵، ۱۶] پژوهشگران معدودی نیز ضرایب ظرفیت باربری لرزه‌یی پی نواری متکی بر شیب را با روش خطوط مشخصه‌ی تنش استخراج کرده‌اند. [۱۶] این نوشتار بر آن است تا ضرایب ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌یی پی نواری مجاور شیروانی را با روش خطوط مشخصه‌ی تنش استخراج و پاسخی جدید را بر مجموعه‌ی بسیار محدود پاسخ‌های تقریبی موجود افزون کند.

در ادامه‌ی این نوشتار، ابتدا فرمول‌بندی و الگوریتم حل مسئله‌ی ظرفیت باربری پی نواری با استفاده از روش خطوط مشخصه‌ی تنش شرح داده و سپس ضرایب ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌یی پی نواری مستقر در مجاور شیروانی، با روش خطوط مشخصه‌ی تنش برآورد شده است. در حالت بارگذاری لرزه‌یی این فرض رایج مد نظر قرار گرفته است که نسبت مؤلفه‌های افقی به قائم در مورد نیروی حجمی وارد بر توده‌ی خاک و سربار وارده بر سطح آزاد مجاور پی، و نیز در مورد فشار تماس زیر پی با ضریب شتاب افقی زلزله (k_h) برابر است. نهایتاً نمودارها و جداولی ارائه شده‌اند که ضرایب ظرفیت باربری پی نواری را در حالات یادشده براساس روش خطوط مشخصه‌ی تنش به دست می‌دهند.

۲. مبانی ریاضی روش خطوط مشخصه

دستگاه معادلات تعادل حاکم بر یک المان دو بعدی کرنش صفحه‌یی را می‌توان به شکل رابطه‌ی ۱ (الف و ب) بیان کرد:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = \gamma \cos \varepsilon \quad (الف ۱)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \gamma \sin \varepsilon \quad (ب ۱)$$

که در آن‌ها، γ بیانگر وزن مخصوص خاک و ε نشانگر زاویه‌ی نیروی حجمی با محور x است. رفتار خاک صلب خمیری و معیارگسیختگی با رابطه‌ی موهر کولمب بیان می‌شود (رابطه‌ی ۲):

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2 = (\sigma_x + \sigma_y + 2c \cot \phi)^2 \sin^2 \phi \quad (۲)$$

اگر تنش‌های σ_x ، σ_y و τ_{xy} را با کمک دایره‌ی موهر (شکل ۱) بر حسب پارامترهای مقاومت برشی و نیز ۲ پارامتر میانگین تنش‌های اصلی بزرگ و کوچک (p) و زاویه‌ی راستای تنش اصلی بزرگ (σ_1) با محور x (θ) بازنویسی کنیم، رابطه‌های ۳ (الف، ب، ج) و ۴ به دست خواهند آمد (شکل ۲):

کرده‌اند. لذا مختصات این نقطه، خود از مجهولات است که باید محاسبه شود. برای یافتن مختصات و متغیرهای p و θ در نقطه‌ی P کافی است دستگاه معادلات ۶ و ۸ را به ترتیب به شکل تقریبی رابطه‌های ۹ و ۱۰ بازنویسی و با روش سعی و خطا حل کنیم:

$$y_P - y_A = \tan\left[\frac{\theta_P + \theta_A}{\nu} - \mu\right][x_P - x_A]$$

$$y_P - y_B = \tan\left[\frac{\theta_P + \theta_B}{\nu} + \mu\right][x_P - x_B] \quad (9)$$

$$-\sin(\nu\mu) \cdot [p_P - p_A] + [R_A + R_P][\theta_P - \theta_A] =$$

$$-\gamma \cdot \sin(-\varepsilon + \nu\mu) [x_P - x_A] - \gamma \cdot \cos(-\varepsilon + \nu\mu) [y_P - y_A]$$

$$\sin(\nu\mu) \cdot [p_P - p_B] + [R_B + R_P][\theta_P - \theta_B] =$$

$$-\gamma \cdot \sin(-\varepsilon - \nu\mu) [x_P - x_B] - \gamma \cdot \cos(-\varepsilon - \nu\mu) [y_P - y_B] \quad (10)$$

ابتدا تخمین اولیه‌ی از متغیرهای x_P, y_P, p_P, θ_P را در دستگاه معادلات ۱۰ قرار می‌دهیم و مقادیر جدید متغیرهای p_P و θ_P را به دست می‌آوریم. سپس این مقادیر را در دستگاه معادلات ۹ قرار می‌دهیم و مقادیر جدیدی برای متغیرهای x_P و y_P می‌یابیم. این عملیات را آنقدر تکرار^{۱۳} می‌کنیم تا دقت موردنظر حاصل آید. (طبیعتاً دقت موردنظر نسبی است، طوری که پاسخ‌ها به سمت عدد واقعی میل کنند و مقدار خطای نسبی از حدی که مقرر می‌شود، مثلاً یک هزارم یا یک میلیونم، کمتر باشد.) ادامه‌ی حرکت در راستای مرز معلوم OT و یافتن دیگر نقاط مشابه P ، مرز معلوم و غیرمشخصه‌ی دیگری را نظیر $O'T'$ به دست می‌دهد که می‌تواند سرآغاز حرکت برای نقاط داخل منطقه کوشی و زیر مرز معلوم باشد.

۲.۳. حل نواحی گورست و مرکب

نقطه‌ی O یک مرز مشخصه‌ی β با طول قوس صفر است. در اولین نقطه‌ی این مرز مشخصه که با ناحیه‌ی کوشی مشترک است، متغیرهای p و θ و در آخرین نقطه‌ی آن که با ناحیه‌ی مرکب مشترک است، متغیر θ معلوم است. ابتدا با کمک رابطه‌ی دوم دستگاه ۱۰ و با توجه به صفر بودن سمت راست تساوی، متغیر p در نقاط میانی و انتهایی این مرز مشخصه محاسبه می‌شود. پس از آن به این ترتیب عمل می‌شود: از گره دوم بر روی مرز مشخصه‌ی β یک خط مشخصه‌ی α و از گره دوم بر روی مرز مشخصه‌ی α (OQ) یک خط مشخصه‌ی β گذرانده می‌شود. برای یافتن مختصات و متغیرهای p و θ در محل تلاقی این دو خط مشخصه (نقطه‌ی P) از همان روش حل ناحیه‌ی کوشی استفاده می‌شود. اکنون گره P و گره سوم بر روی مرز مشخصه‌ی α جایگزین گره‌های آغازین پیشین و مجدداً عملیات انجام می‌شود. با تکرار این عملیات، مختصات و متغیرهای p و θ در امتداد دومین خط مشخصه‌ی α از ناحیه‌ی گورست به دست می‌آید. نشان دادن این خط مشخصه‌ی α به جای مرز مشخصه‌ی α و از سرگیری این عملیات، پیشروی در امتداد مرز مشخصه‌ی β و در نتیجه حل ناحیه‌ی گورست را ممکن می‌سازد.

با حل ناحیه‌ی گورست، مختصات و متغیرهای p و θ در امتداد آخرین خط مشخصه‌ی α آن (منحنی OR) به دست می‌آید. این خط مشخصه، مرز مشخصه‌ی معلوم ناحیه‌ی مرکب است. به منظور حل ناحیه‌ی مرکب، مانند ناحیه‌ی گورست عمل می‌شود. با حل ناحیه‌ی مرکب تعیین توزیع فشار تماس زیر بخش سمت راست

۵ را که در سیستم مختصات کارتزین نوشته شده است، در دستگاه مختصاتی که خطوط مشخصه‌ی α و β محورهای آن را تشکیل می‌دهند، به صورت رابطه‌ی ۸ بازنویسی کرد:

$$-\sin \nu\mu \frac{\partial p}{\partial s_\alpha} + \nu R \frac{\partial \theta}{\partial s_\alpha} + \gamma [\sin(-\varepsilon + \nu\mu) \frac{\partial x}{\partial s_\alpha} + \cos(-\varepsilon + \nu\mu) \frac{\partial y}{\partial s_\alpha}] = 0$$

$$\sin \nu\mu \frac{\partial p}{\partial s_\beta} + \nu R \frac{\partial \theta}{\partial s_\beta} + \gamma [\sin(-\varepsilon - \nu\mu) \frac{\partial x}{\partial s_\beta} + \cos(-\varepsilon - \nu\mu) \frac{\partial y}{\partial s_\beta}] = 0 \quad (8)$$

عبارت $\partial/\partial s_\beta$ و $\partial/\partial s_\alpha$ به ترتیب مشتق نسبت به طول قوس را در راستای خطوط مشخصه‌ی α و β بیان می‌کنند.

۳. الگوریتم حل مسئله با روش خطوط مشخصه

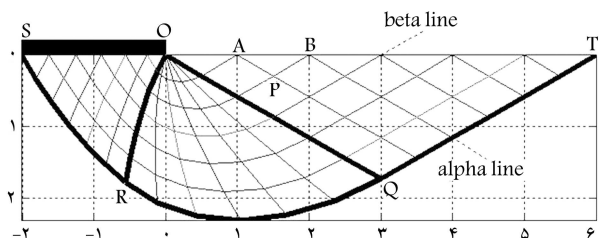
شکل ۳، تصویری شماتیک از چگونگی آرایش خطوط مشخصه‌ی زیر نیمه‌ی سمت راست یک پی صیقلی را نشان می‌دهد. نقطه‌ی O گوشه‌ی سمت راست و نقطه‌ی S مرکز پی را نشان می‌دهد. چنان‌که دیده می‌شود، خاک زیر پی از ۳ ناحیه‌ی خمیری شده به این شرح تشکیل می‌شود که باید به ترتیب یکی پس از دیگری حل شوند:

۱. ناحیه‌ی کوشی^۹ (OTQ) که شرایط مرزی^{۱۰} شامل مختصات و متغیرهای p و θ در امتداد یک منحنی غیرمشخصه‌ی آن (مرز OT) معلوم است.
۲. ناحیه‌ی گورست^{۱۱} (OQR) که شرایط مرزی شامل مختصات و متغیرهای p و θ در امتداد دو منحنی مشخصه‌ی آن (OQ و خود نقطه‌ی O که یک منحنی مشخصه‌ی β با طول قوس بی‌نهایت کوچک است) معلوم است.
۳. ناحیه‌ی مرکب^{۱۲} (ORS) که برخی شرایط مرزی در امتداد یک منحنی مشخصه (OR) و برخی دیگر (مثلاً θ) در امتداد یک منحنی غیرمشخصه‌ی آن (مرز OS) معلوم است.

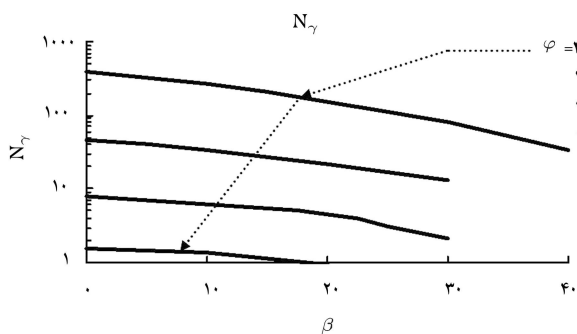
به منظور حل مسئله در هر یک از این ۳ ناحیه، می‌توان با به‌کارگیری الگوریتم پیشنهادی بوکر و دیویس^[۸] به این ترتیب عمل کرد (نرم‌فزار SLM^[۱۰] که محاسبات این نوشتار با آن انجام شده است، براساس این الگوریتم تدوین شده است).

۱.۳. حل ناحیه‌ی کوشی

دو نقطه‌ی مجاور A و B روی مرز معلوم OT در نظر گرفته می‌شود. نقطه‌ی P محل تلاقی دو خط مشخصه‌ی α و β است که به ترتیب از نقاط A و B عبور



شکل ۳. تصویری شماتیک آرایش خطوط مشخصه‌ی زیر نیمه‌ی سمت راست یک پی صیقلی.



شکل ۵. تغییرات ضریب N_γ با زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک (φ) و زاویه‌ی شیب شیروانی (β).

۲. مسئله از گوشه‌ی سمت راست پی حل و فشار تماس و پهنای محدوده‌ی خمیری شده‌ی زیر پی (b_1) محاسبه می‌شود.

۳. مسئله از گوشه‌ی سمت چپ پی براساس همان پهنای اختیاری (d_1) حل می‌شود.

۴. نقطه‌ی M از میان گره‌های نیمه‌ی سمت چپ پی چنان اختیار می‌شود که مقدار میانگین تنش‌های اصلی آن با میانگین تنش‌های اصلی آخرین گره نیمه‌ی سمت راست برابر باشد. در این حالت پهنای محدوده‌ی خمیری مجاور گوشه‌ی چپ برابر d_2 و پهنای محدوده‌ی خمیری زیر پی برابر b_2 اصلاح خواهد شد.

۵. عرض نهایی پی (b) برابر حاصل جمع پهنای ۲ محدوده‌ی خمیری راست و چپ زیر پی (b_1 و b_2) اختیار می‌شود.

۶. پس از محاسبه‌ی میانگین مؤلفه‌ی قائم فشار تماس زیر پی (q_v)، ضریب N_γ با کمک رابطه‌ی ۱۴ محاسبه می‌شود:

$$N_\gamma = q_v / (0.15 \cdot b \cdot \gamma) \quad (14)$$

شکل ۵، تغییرات ضریب N_γ را با زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک (φ) و زاویه‌ی شیب شیروانی (β) نشان می‌دهد. چنان‌که مشاهده می‌شود، ضریب N_γ با افزایش شیب شیروانی کاهش می‌یابد و به ازای شیب‌های بزرگ‌تر از زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک، باربری وجود نخواهد داشت. طبیعتاً این همان رفتاری است که انتظار می‌رفت.

۲.۴. ضریب باربری N_q

در این حالت فرض بر آن است که محیط فاقد وزن و چسبندگی و فقط دارای سربار (q) است. از آنجایی که محیط فاقد وزن و لذا معادلات دیفرانسیل تعادل از نوع همگن است، به هنگام حل مسئله از هر یک از دو گوشه‌ی سمت راست و چپ، فشار تماسی یکنواخت برای زیر پی به دست می‌آید. به همین سبب مکانیسم گسیختگی توده‌ی خاک زیر پی از نوع یک‌طرفه و ظرفیت باربری پی برابر کمترین مقداری است که حل مسئله از دو سوی راست و چپ به دست می‌دهد. به هنگام حل مسئله از گوشه‌ی سمت راست پی همان شرایط مرزی حالت ضریب N_γ برقرار است. برای حل مسئله به این ترتیب عمل می‌شود:

۱. مسئله از گوشه‌ی سمت راست پی حل و فشار تماس زیر پی محاسبه می‌شود.

۲. مسئله از گوشه‌ی سمت چپ پی حل و فشار تماس زیر پی محاسبه می‌شود.

پی (خط OS) ممکن می‌شود. انتگرال مؤلفه‌های قائم (σ_x) و افقی (τ_{xy}) فشار تماس در هر ۲ بخش سمت راست و چپ پی، مؤلفه‌های قائم (P_v) و افقی (P_h) نیروی گسیختگی وارد بر پی را به دست می‌دهد.

۴. باربری استاتیکی پی مجاور شیروانی

ظرفیت باربری قائم پی نواری از رابطه‌ی ۱۱ به دست می‌آید:

$$q_v = P_v / b = 0.15 \cdot b \cdot \gamma \cdot N_\gamma + q \cdot N_q + c \cdot N_c \quad (11)$$

که در آن، N_γ ، N_q و N_c ضرایب ظرفیت باربری هستند که با فرض صحت اصل جمع آثار قوا^{۱۴}، اثر وزن (γ)، سربار (q) و چسبندگی (c) را بر آن بیان می‌دارند. شکل ۴، تصویری شماتیک از صورت مسئله را نشان می‌دهد. چنان‌که مشاهده می‌شود، آرایش خطوط مشخصه‌ی زیر پی به سبب عدم تقارن در بارگذاری، نامتقارن است. به عبارت دیگر، حل مسئله از گوشه‌های سمت راست و چپ پی به پاسخ یکسانی منتهی نمی‌شود. بنابراین برخلاف حالت پی واقع بر زمین مسطح، نمی‌توان به حل نیمه‌ی از مسئله اکتفا و پاسخ آن را در ۲ ضرب کرد. بدیهی است به جای حل مسئله از گوشه‌ی سمت چپ پی، می‌توان مسئله را از همان گوشه‌ی سمت راست حل و سپس با استفاده از اصل تقارن، میدان‌های تنش و کرنش را به سمت چپ منتقل کرد.

۱.۴. ضریب باربری N_γ

در این حالت فرض بر آن است که محیط وزین و فاقد سربار و چسبندگی است. به منظور جلوگیری از ناپایداری عددی، مقدار سربار برابر عددی کوچک قرار داده می‌شود. به هنگام حل مسئله از گوشه‌ی سمت راست پی، شرایط مرزی را به راحتی می‌توان نشان داد:^[۶]

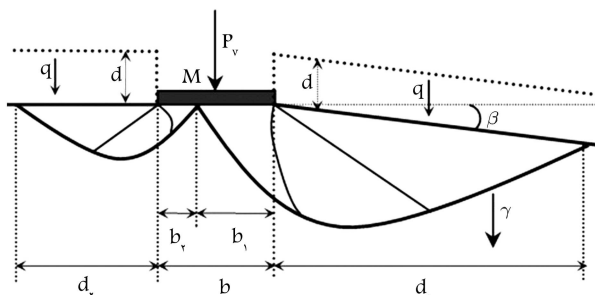
$$\theta_f = 0 \quad (12)$$

سطح آزاد زمین مجاور پی:

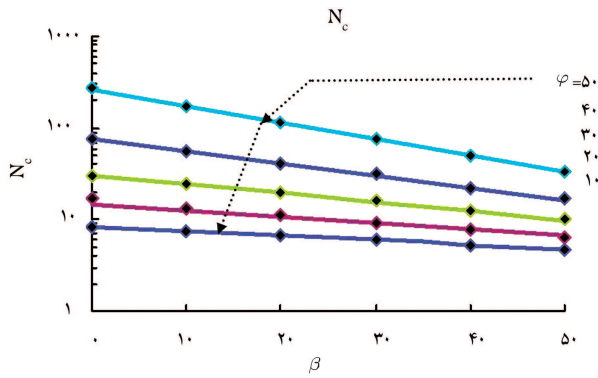
$$\theta_{gr} = \frac{1}{\gamma} \left[\pi + \beta - \sin^{-1} \left(\frac{\sin \beta}{\sin \phi} \right) \right] - \beta \quad (13)$$

برای حل مسئله به این ترتیب عمل می‌شود:

۱. عددی اختیاری به منزله‌ی پهنای محدوده‌ی خمیری شده‌ی مجاور گوشه‌ی راست پی (d_1) انتخاب می‌شود.



شکل ۴. تصویر شماتیک وضعیت بارگذاری استاتیکی پی نواری مجاور شیروانی.



شکل ۷. تغییرات ضریب N_c با زاویه اصطکاک داخلی خاک (φ) و زاویه شیب شیروانی (β).

۳. کمترین مقدار به دست آمده برای فشار تماس از میان گام‌های اول و دوم به منزله ظرفیت باربری پی (q_v) استخراج می‌شود.

۴. ضریب N_c با کمک رابطه‌ی ۱۸ محاسبه می‌شود:

$$N_c = q_v / c \quad (18)$$

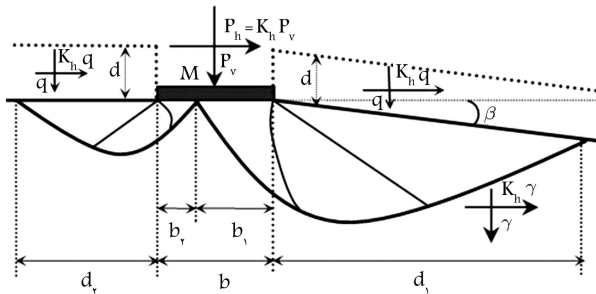
شکل ۷ تغییرات ضریب N_c را با زاویه اصطکاک داخلی خاک (φ) و زاویه شیب شیروانی (β) نشان داده است. ضرایب به دست آمده از نرم افزار SLM با خط ممتد و ضرایب محاسبه شده در پژوهش کومار و راتو،^[۱۶] به صورت نقطه نمایش داده شده‌اند. چنان‌که مشاهده می‌شود، اولاً هماهنگی بسیار خوبی میان ضرایب به دست آمده در این تحقیق با مقادیر مشابه ثبت شده در ادبیات فنی وجود دارد. همچنین ضریب N_c با افزایش شیب شیروانی کاهش می‌یابد؛ که البته مانند حالت‌های پیشین، همان رفتاری است که انتظار می‌رفت.

۵. باربری لرزه‌ی پی مجاور شیروانی

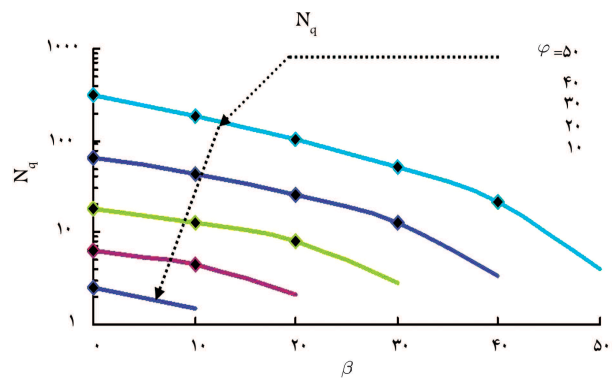
در این حالت بارگذاری لرزه‌ی پی نیز ظرفیت باربری پی نواری از همان رابطه‌ی معروف ترزاقی (رابطه‌ی ۱۱) حاصل می‌شود. پارامتر k_h ضریب شتاب افقی زلزله را بیان می‌کند. شکل ۸ تصویر شماتیک صورت مسئله را نشان می‌دهد. چنان‌که دیده می‌شود، فرض بر آن است که:

اولاً هر یک از نیروی حجمی، سربار وارده بر سطح آزاد مجاور پی، و فشار تماس زیر پی با راستای قائم زاویه‌ی برابر $\tan^{-1}(k_h)$ می‌سازند.

ثانیاً، آرایش خطوط مشخصه‌ی زیر پی، در این حالت نیز به سبب عدم تقارن در هندسه و بارگذاری، نامتقارن است. اینجا نیز می‌توان به جای حل مسئله از گوشه‌ی



شکل ۸. تصویر شماتیک وضعیت بارگذاری لرزه‌ی پی مجاور شیروانی.



شکل ۶. تغییرات ضریب N_q با زاویه اصطکاک داخلی خاک (φ) و زاویه شیب شیروانی (β).

۳. کمترین مقدار به دست آمده برای فشار تماس از میان گام‌های اول و دوم به منزله ظرفیت باربری پی (q_v) استخراج می‌شود.

۴. ضریب N_q با کمک رابطه‌ی ۱۵ محاسبه می‌شود:

$$N_q = q_v / q \quad (15)$$

شکل ۶، تغییرات N_q با زاویه اصطکاک داخلی خاک (φ) و زاویه شیب شیروانی (β) را نشان داده است. ضرایب به دست آمده از نرم افزار SLM با خط ممتد و ضرایب محاسبه شده‌ی کومار و راتو،^[۱۶] به صورت نقطه نمایش داده شده‌اند. چنان‌که مشاهده می‌شود، اولاً هماهنگی بسیار خوبی میان ضرایب به دست آمده در این تحقیق با مقادیر مشابه ثبت شده در ادبیات فنی وجود دارد. ثانیاً، ضریب N_q با افزایش شیب شیروانی کاهش می‌یابد و به ازای شیب‌های بزرگ‌تر از زاویه اصطکاک داخلی خاک، باربری وجود نخواهد داشت. طبیعتاً این همان رفتاری است که انتظار می‌رفت.

۳.۴. ضریب باربری N_c

در این حالت فرض بر آن است که محیط فاقد وزن و سربار و فقط دارای چسبندگی (c) است. از آنجایی که محیط فاقد وزن و لذا معادلات دیفرانسیل تعادل از نوع همگن است، به هنگام حل مسئله از هریک از دو گوشه‌ی سمت راست و چپ، فشار تماسی یکنواخت برای زیر پی به دست می‌آید. به همین سبب مکانیسم گسیختگی توده‌ی خاک زیر پی باز از نوع یک‌طرفه و ظرفیت باربری پی برابر کمترین مقداری است که حل مسئله از دو سوی راست و چپ به دست می‌دهد. به هنگام حل مسئله از گوشه‌ی سمت راست پی شرایط مرزی به قرار زیر است:

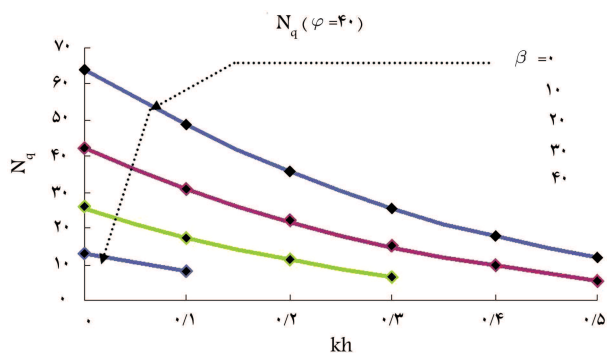
$$\theta_f = 0 \quad (16)$$

سطح آزاد زمین مجاور پی:

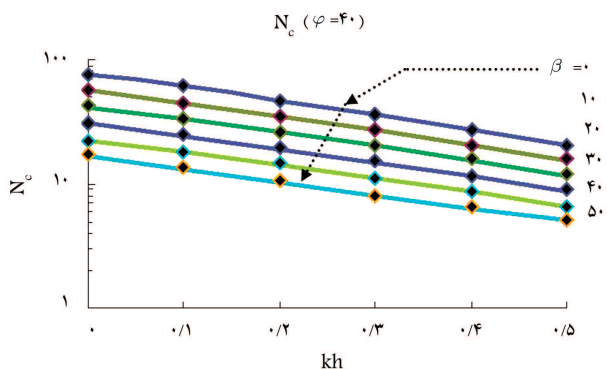
$$\theta_{gr} = \pi/2 - \beta \quad (17)$$

برای حل مسئله به ترتیب این گام‌ها برداشته می‌شود:

۱. مسئله از گوشه‌ی سمت راست پی حل و فشار تماس زیر پی محاسبه می‌شود.
۲. مسئله از گوشه‌ی سمت چپ پی حل و فشار تماس زیر پی محاسبه می‌شود.



شکل ۱۰. تغییرات ضریب N_q با زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک (φ)، شیب شیروانی (β) و ضریب شتاب افقی زلزله (k_h).



شکل ۱۱. تغییرات ضریب N_c با زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک (φ)، شیب شیروانی (β) و ضریب شتاب افقی زلزله (k_h).

داده شده است. چنان‌که مشاهده می‌شود، ضریب N_q با افزایش شیب شیروانی، ضریب شتاب افقی زلزله و نیز با کاهش زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک کاهش می‌یابد. این رفتار نیز مانند حالت پیشین، همانی است که انتظار می‌رفت.

۳.۵. ضریب باربری N_c

در این حالت نیز مانند حالت بارگذاری استاتیکی فرض بر آن است که محیط فاقد وزن و سربار و فقط دارای چسبندگی (c) است. روش حل نیز مانند حالت بارگذاری استاتیکی است و مقدار ضریب N_c با کمک رابطه‌ی ۱۸ برآورد می‌شود. با این تفاوت که اکنون این شرایط مرزی برقرار است:

زیر پی:

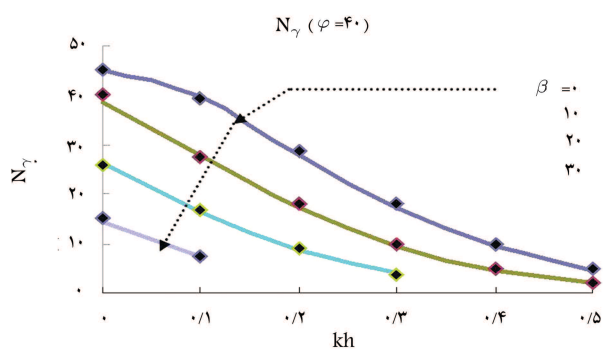
$$\frac{\tau_{xy}}{\sigma_x} = \frac{R \cdot \sin 2\theta_f}{p + R \cdot \cos 2\theta_f} = k_h \quad (22)$$

سطح آزاد زمین مجاور پی:

$$\theta_{gr} = \pi/2 - \beta \quad (23)$$

در شکل ۱۱، تغییرات ضریب N_c با زاویه‌ی شیب شیروانی (β) و ضریب افقی شتاب زلزله (k_h) برای زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک (φ) برابر 40° نشان داده شده است. چنان‌که مشاهده می‌شود، ضریب N_c با افزایش شیب شیروانی، ضریب افقی شتاب زلزله و نیز با کاهش زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک کاهش می‌یابد. طبیعتاً این رفتار نیز مانند حالات پیشین، همانی است که انتظار می‌رفت.

جدول ۱، ضرایب باربری لرزه‌یی N_q ، N_c و N_γ پی مجاور بالای شیروانی را



شکل ۹. تغییرات ضریب N_γ با زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک (φ)، شیب شیروانی (β) و ضریب شتاب افقی زلزله (k_h).

سمت چپ پی، جهت شتاب افقی زلزله را عکس و ضمن حل مسئله از همان گوشه‌ی سمت راست، با استفاده از اصل تقارن، میدان‌های تنش و کرنش را به سمت چپ منتقل کرد.

۱.۵. ضریب باربری N_γ

در این حالت نیز مانند حالت بارگذاری استاتیکی فرض بر آن است که محیط وزین و فاقد سربار و چسبندگی است. روش حل نیز مانند حالت بارگذاری استاتیکی است و مقدار ضریب N_γ با کمک رابطه‌ی ۱۴ برآورد می‌شود، با این تفاوت که شرایط مرزی مسئله به این شرح تغییر یافته است (کومار و راتو): [۶]

زیر پی:

$$\theta_f = \frac{1}{\gamma} \left[\sin^{-1} \left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi} \right) + \delta \right] \quad (19)$$

سطح آزاد زمین مجاور پی:

$$\theta_{gr} = \frac{1}{\gamma} \left[\pi + \kappa - \sin^{-1} \left(\frac{\sin \kappa}{\sin \phi} \right) \right] - \beta \quad (20)$$

و در این روابط، δ و κ به صورت رابطه‌ی ۲۱ محاسبه می‌شوند:

$$\begin{aligned} \delta &= \tan^{-1}(k_h) \\ \kappa &= \tan^{-1}(k_h) + \beta \end{aligned} \quad (21)$$

در شکل ۹، تغییرات ضریب N_γ با زاویه‌ی شیب شیروانی (β) و ضریب افقی شتاب زلزله (k_h) برای زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک (φ) برابر 40° نشان داده شده است. چنان‌که مشاهده می‌شود، ضریب N_γ با افزایش شیب شیروانی، ضریب افقی شتاب زلزله (k_h) و نیز با کاهش زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک کاهش می‌یابد. طبیعتاً این همان رفتاری است که انتظار می‌رفت.

۲.۵. ضریب باربری N_q

در این حالت نیز مانند حالت بارگذاری استاتیکی فرض بر آن است که محیط فاقد وزن و چسبندگی و فقط دارای سربار (q) است. روش حل نیز مانند حالت بارگذاری استاتیکی است، با این تفاوت که اکنون شرایط مرزی جدید (رابطه‌های ۱۹ تا ۲۱) برقرار است. مقدار ضریب N_q با کمک رابطه‌ی ۱۵ برآورد می‌شود.

در شکل ۱۰، تغییرات ضریب N_q با زاویه‌ی شیب شیروانی (β) و ضریب افقی شتاب زلزله (k_h) برای زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک (φ) برابر 40° نشان

جدول ۱. تغییرات ضرایب ظرفیت باربری لرزه‌ی پی نواری مجاور بالای شیروانی با زاویه‌ی اصطکاک داخلی (φ)، ضریب افقی شتاب زلزله (k_h) و شیب شیروانی (β).

φ															k_h	β
۵۰,۰۰			۴۰,۰۰			۳۰,۰۰			۲۰,۰۰			۱۰,۰۰				
N_c	N_q	N_w	N_c	N_q	N_w	N_c	N_q	N_w	N_c	N_q	N_w	N_c	N_q	N_w		
۲۶۶,۸۹	۳۱۹,۰۷	۳۸۷,۴۵	۷۵,۳۱	۶۴,۲۰	۴۴,۹۸	۳۰,۱۴	۱۸,۴۰	۷,۷۱	۱۴,۸۳	۶,۴۰	۱,۵۸	۸,۳۵	۲,۴۷	۰,۲۸	۰,۰۰	۰,۰۰
۲۰۰,۴۶	۲۳۰,۸۸	۳۳۵,۸۵	۶۰,۰۰	۴۸,۷۰	۳۹,۸۲	۲۵,۰۴	۱۴,۳۱	۶,۷۵	۱۲,۶۷	۵,۰۱	۱,۳۱	۷,۲۹	۱,۸۷	۰,۱۵	۰,۱۰	
۱۴۸,۱۴	۱۶۳,۴۹	۲۳۳,۵۲	۴۶,۷۳	۳۵,۸۶	۲۸,۰۶	۲۰,۳۰	۱۰,۶۶	۴,۵۵	۱۰,۴۹	۳,۶۲	۰,۶۸	۶,۱۴	-	-	۰,۲۰	
۱۰۸,۳۱	۱۱۳,۸۲	۱۴۳,۴۹	۳۶,۳۰	۲۵,۶۸	۱۷,۲۶	۱۶,۰۱	۷,۵۴	۲,۵۱	۸,۵۲	۲,۲۵	۰,۱۸	۵,۰۶	-	-	۰,۳۰	
۷۸,۴۸	۷۸,۲۲	۸۰,۵۶	۲۷,۲۹	۱۷,۸۶	۹,۳۵	۱۲,۵۹	۴,۹۶	۱,۰۲	۶,۷۲	۱,۴۶	-	۳,۹۷	-	-	۰,۴۰	
۵۶,۷۶	۵۳,۲۴	۴۳,۵۵	۲۰,۶۵	۱۲,۰۳	۴,۵۲	۹,۵۸	۲,۸۵	۰,۲۴	۵,۲۹	-	-	۳,۰۷	-	-	۰,۵۰	
۱۷۷,۳۱	۱۹۰,۴۶	۲۶۴,۰۹	۵۵,۸۹	۴۲,۳۷	۳۳,۱۳	۲۴,۳۲	۱۲,۹۴	۶,۲۴	۱۲,۷۴	۴,۶۴	۱,۳۵	۷,۵۰	۱,۵۳	۰,۲۶	۰,۰۰	۱۰,۰۰
۱۳۲,۹۶	۱۳۴,۲۰	۱۹۶,۰۹	۴۴,۷۱	۳۱,۰۷	۲۵,۸۷	۲۰,۲۲	۹,۵۷	۴,۸۶	۱۰,۸۸	۳,۲۸	۰,۹۵	۶,۵۶	-	-	۰,۱۰	
۹۷,۹۵	۹۲,۱۷	۱۲۲,۰۱	۳۴,۸۸	۲۱,۹۴	۱۶,۶۶	۱۶,۴۳	۶,۶۳	۲,۹۲	۹,۰۶	-	-	۵,۵۶	-	-	۰,۲۰	
۷۱,۴۲	۶۱,۹۱	۶۸,۶۳	۲۶,۹۳	۱۴,۸۶	۹,۳۰	۱۳,۱۰	۴,۰۸	۱,۳۲	۷,۳۷	-	-	۴,۶۰	-	-	۰,۳۰	
۵۱,۷۵	۴۰,۷۳	۳۶,۳۳	۲۰,۵۸	۹,۵۳	۴,۵۷	۱۰,۳۲	-	-	۵,۹۱	-	-	۳,۷۲	-	-	۰,۴۰	
۳۷,۴۵	۲۶,۲۳	۱۸,۳۵	۱۵,۴۹	۵,۵۶	۱,۹۰	۷,۹۸	-	-	۴,۶۷	-	-	۲,۹۷	-	-	۰,۵۰	
۱۱۵,۷۴	۱۰۴,۸۴	۱۵۵,۱۳	۴۱,۴۰	۲۵,۳۹	۲۲,۳۶	۱۹,۵۶	۷,۹۶	۴,۵۰	۱۰,۸۹	۲,۰۹	۰,۹۶	۶,۷۲	-	-	۰,۰۰	۲۰,۰۰
۸۷,۲۳	۷۱,۲۴	۱۰۰,۳۷	۳۳,۰۹	۱۷,۶۲	۱۵,۲۱	۱۶,۲۵	۵,۲۱	۲,۸۷	۹,۳۱	-	-	۵,۸۷	-	-	۰,۱۰	
۶۴,۳۷	۴۶,۷۲	۵۶,۷۴	۲۵,۹۰	۱۱,۴۶	۸,۵۲	۱۳,۲۱	-	-	۷,۷۸	-	-	۵,۰۱	-	-	۰,۲۰	
۴۷,۰۰	۲۹,۵۰	۲۹,۳۸	۲۰,۰۲	۶,۶۱	۳,۹۲	۱۰,۵۵	-	-	۶,۳۸	-	-	۴,۱۸	-	-	۰,۳۰	
۳۴,۲۰	۱۷,۷۰	۱۴,۰۲	۱۵,۳۹	-	-	۸,۳۹	-	-	۵,۱۷	-	-	۳,۴۵	-	-	۰,۴۰	
۲۴,۸۵	۹,۶۴	۵,۹۲	۱۱,۷۷	-	-	۶,۵۹	-	-	۴,۱۵	-	-	۲,۸۱	-	-	۰,۵۰	
۷۶,۳۰	۵۱,۹۵	۷۸,۹۸	۳۰,۵۸	۱۳,۱۱	۱۲,۷۳	۱۵,۶۸	۲,۸۴	۲,۱۷	۹,۲۶	-	-	۵,۹۸	-	-	۰,۰۰	۳۰,۰۰
۵۷,۲۴	۳۳,۲۲	۴۴,۸۹	۲۴,۴۱	۷,۹۱	۶,۹۴	۱۳,۰۳	-	-	۷,۹۳	-	-	۵,۲۴	-	-	۰,۱۰	
۴۲,۳۳	۱۹,۸۴	۲۲,۳۲	۱۹,۱۲	-	-	۱۰,۶۳	-	-	۶,۶۵	-	-	۴,۴۸	-	-	۰,۲۰	
۳۰,۹۳	۱۰,۴۰	۹,۳۷	۱۴,۷۸	-	-	۸,۵۵	-	-	۵,۴۹	-	-	۳,۷۸	-	-	۰,۳۰	
۲۲,۵۸	-	-	۱۱,۳۹	-	-	۶,۸۱	-	-	۴,۴۹	-	-	۳,۱۵	-	-	۰,۴۰	
۱۶,۶۰	-	-	۸,۷۸	-	-	۵,۴۳	-	-	۳,۶۸	-	-	۲,۶۳	-	-	۰,۵۰	
۴۹,۹۷	۲۱,۷۴	۳۳,۱۴	۲۲,۵۱	۳,۴۸	-	۱۲,۵۰	-	-	۷,۸۳	-	-	۵,۲۸	-	-	۰,۰۰	۴۰,۰۰
۳۷,۵۵	۱۱,۸۲	۱۵,۲۴	۱۸,۰۰	-	-	۱۰,۴۱	-	-	۶,۷۱	-	-	۴,۶۴	-	-	۰,۱۰	
۲۷,۸۲	-	-	۱۴,۱۲	-	-	۸,۵۲	-	-	۵,۶۴	-	-	۳,۹۹	-	-	۰,۲۰	
۲۰,۳۸	-	-	۱۰,۹۶	-	-	۶,۹۰	-	-	۴,۶۹	-	-	۳,۳۹	-	-	۰,۳۰	
۱۴,۹۹	-	-	۸,۵۳	-	-	۵,۵۶	-	-	۳,۸۹	-	-	۲,۸۷	-	-	۰,۴۰	
۱۱,۰۷	-	-	۶,۶۲	-	-	۴,۵۰	-	-	۳,۲۳	-	-	۲,۴۲	-	-	۰,۵۰	
۳۲,۶۵	-	۰,۰۰	۱۶,۴۹	-	-	۹,۹۰	-	-	۶,۵۷	-	-	۴,۶۳	-	-	۰,۰۰	۵۰,۰۰
۲۴,۵۲	-	-	۱۳,۱۹	-	-	۸,۲۵	-	-	۵,۶۶	-	-	۴,۰۷	-	-	۰,۱۰	
۱۸,۱۹	-	-	۱۰,۳۸	-	-	۶,۷۷	-	-	۴,۷۶	-	-	۳,۵۲	-	-	۰,۲۰	
۱۳,۴۱	-	-	۸,۱۴	-	-	۵,۵۰	-	-	۳,۹۹	-	-	۳,۰۱	-	-	۰,۳۰	
۹,۹۵	-	-	۶,۳۷	-	-	۴,۴۸	-	-	۳,۳۳	-	-	۲,۵۷	-	-	۰,۴۰	
۷,۴۶	-	-	۵,۰۱	-	-	۳,۶۷	-	-	۲,۸۱	-	-	۲,۲۱	-	-	۰,۵۰	

۶. بحث و بررسی

به ازای زوایای مختلف اصطکاک داخلی خاک (φ)، ضرایب مختلف افقی شتاب زلزله (k_h) و نیز زوایای مختلف شیب شیروانی (β) جمع‌بندی و ارائه کرده است.

۱. اکنون که ضرایب ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌یی پی نواری مجاور بالای شیروانی با استفاده از روش خطوط مشخصه‌ی تنش استخراج شده است، جا دارد این موضوعات مورد بررسی قرار گیرد:

۱. قیاس ضرایب استاتیکی ظرفیت باربری پی نواری مجاور شیروانی با ضرایب لرزه‌یی آن،

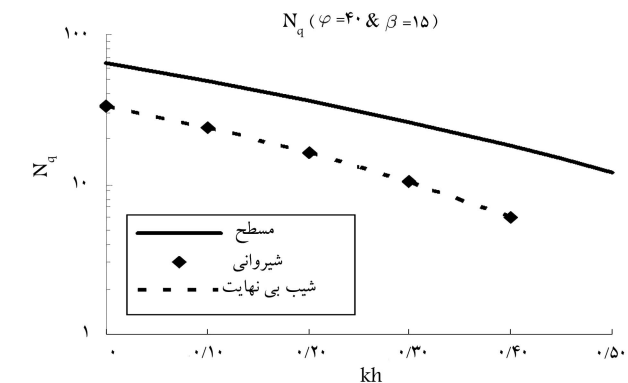
۲. قیاس ظرفیت باربری پی نواری مجاور شیروانی با ظرفیت برابری پی‌های متکی بر زمین افقی یا شیب بی‌نهایت (مراد از «شیب بی‌نهایت» شیبی است که از طرفین بالادست و پایین دست تا بی‌نهایت با شیب یکنواخت امتداد یافته باشد)،

۳. قیاس ضرایب ظرفیت باربری استخراج شده توسط روش خطوط مشخصه‌ی تنش با پاسخ‌های دیگر پژوهشگران،

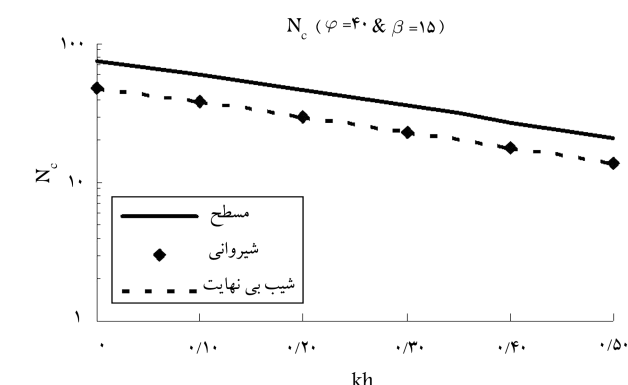
۴. اثر زبری کف.

در جدول ۱، هر یک از ضرایب باربری N_q ، N_c و N_γ به ازای یک زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک (φ) و نیز یک زاویه‌ی شیب (β) معین، در حالات بارگذاری استاتیکی ($k_h = 0$) و لرزه‌یی ($k_h > 0$) با یکدیگر مقایسه شده‌اند. چنان‌که دیده می‌شود، زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک و شیب شیروانی هر قدر باشد؛ کاهش ضریب شتاب افقی زلزله (k_h)، افزایش ضرایب ظرفیت باربری لرزه‌یی را به همراه خواهد داشت. بیشترین مقادیر ضرایب ظرفیت باربری به ازای ضریب شتاب افقی زلزله، برابر صفر خواهد شد. به عبارت دیگر در هر حالت، ضرایب ظرفیت باربری استاتیکی پی مجاور شیروانی از ضرایب باربری لرزه‌یی همان پی بزرگ‌تر هستند. شایان ذکر است که شکل‌های ۹ الی ۱۱ از بخش ۵ نیز که به ترتیب برای ضرایب باربری N_γ ، N_q و N_c نظیر زاویه‌ی اصطکاک داخلی (φ) برابر 40° را نمایش می‌دهند، این نتیجه را به صورت تصویری تأیید می‌کنند.

شکل‌های ۱۲ الی ۱۴ ضرایب ظرفیت باربری لرزه‌یی پی نواری واقع در بالای شیروانی را با ضرایب ظرفیت باربری لرزه‌یی دو پی نواری متکی بر زمین مسطح و شیب بی‌نهایت مورد مقایسه قرار داده است. اگرچه فرض شده است که زوایای



شکل ۱۳. مقایسه‌ی مقادیر ضریب N_q برای حالت‌های زمین مسطح، مجاور شیروانی و شیب بی‌نهایت.

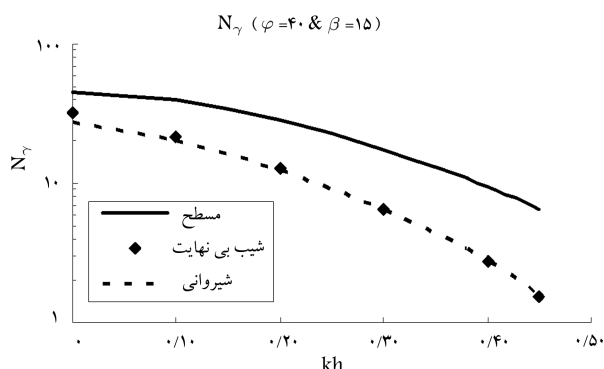


شکل ۱۴. مقایسه‌ی مقادیر ضریب N_c برای حالت‌های زمین مسطح، مجاور شیروانی و شیب بی‌نهایت.

اصطکاک داخلی خاک و شیب شیروانی به ترتیب برابر 40° و 15° درجه هستند، اما کلیت نتایج با تغییر این پارامترها تغییر نمی‌یابد.

چنان‌که مشاهده می‌شود و البته انتظار نیز می‌رفت، بیشترین و کمترین مقدار ظرفیت باربری به ترتیب مربوط به پی واقع بر زمین مسطح و شیب بی‌نهایت است. پی مجاور شیروانی حالتی بینابین دارد. به نظر می‌رسد که طول بیشتر آخرین منحنی مشخصه‌ی (β) در محدوده‌ی کوشی سمت راست، ظرفیت باربری پی واقع بر زمین مسطح را نسبت به دو حالت دیگر افزون ساخته است؛ درست همان‌طور که طول بیشتر آخرین منحنی مشخصه‌ی (β) در محدوده‌ی کوشی سمت چپ نیز ظرفیت باربری پی متکی بر شیب بی‌نهایت را نسبت به پی مجاور شیروانی افزون ساخته است. یادآور می‌شود که وقتی جهت شتاب زلزله به سوی بیرون از شیب امتداد یافته است، مساحت محدوده‌ی گسیخته‌شده در محدوده‌ی سمت راست پی بیش از محدوده‌ی سمت چپ بوده و لذا وزن آن غالب است.

در مواردی که محیط بی‌وزن باشد، یعنی در مورد ضرایب باربری N_q (شکل ۱۳) و N_c (شکل ۱۴)، ظرفیت باربری پی‌های مجاور شیروانی و متکی بر شیب بی‌نهایت یکسان است. سبب این یکسانی، تبعیت ظرفیت باربری پی واقع بر روی این دو نوع شیب از مکانیسم گسیختگی یک طرفه است که در گوشه‌ی سمت راست پی رخ می‌دهد و در این ۲ نوع پی یکسان است. از آنجایی که محیط بی‌وزن و جهت شتاب زلزله به سوی بیرون از شیب امتداد یافته است، هیچ مکانیسم گسیختگی در گوشه‌ی سمت چپ پی تشکیل نمی‌شود که بتواند ضرایب ظرفیت باربری N_q و N_c را متأثر سازد.



شکل ۱۲. مقایسه‌ی مقادیر ضریب N_γ در حالت‌های زمین مسطح، مجاور شیروانی و شیب بی‌نهایت.

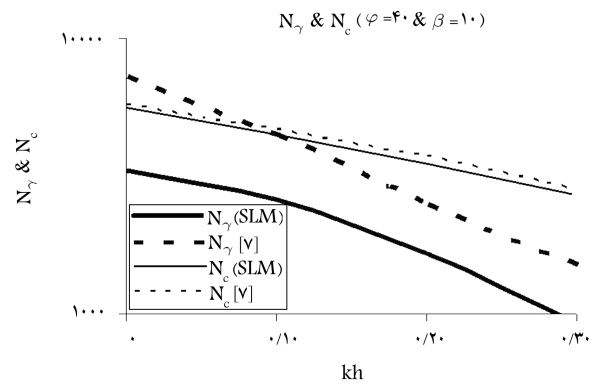
کوچک‌تر هستند. اگرچه در منظری کلان، پاسخ حاصله از روش خطوط مشخصه‌ی تنش لزوماً در محدوده‌ی پاسخ‌های «حد پایین» تلقی نمی‌شوند، اما تحقیقات اخیر^[۱۷] نشان داد که در مسائل متعارف برآورد ظرفیت باربری پی سطحی، پیدا کردن یک میدان تنش سازگار و مکمل در زیر دورترین خط مشخصه که معیار گسیختگی موهر کولمب را نقض نکند، کار چندان سختی نیست. بر این اساس، منحنی‌های مبتنی بر پاسخ‌های این تحقیق و تحقیق دیگر^[۱۶] به منزله‌ی حدودی هستند که بار گسیختگی واقعی را در بر گرفته‌اند. نزدیکی بسیار خوب پاسخ‌های به‌دست‌آمده برای ضریب N_c از ۲ روش خطوط مشخصه‌ی تنش و آنالیز حد بالا بیان‌گر این نکته است که این پاسخ‌ها به پاسخ واقعی بسیار نزدیک هستند.

آخرین نکته‌ی که جا دارد مورد توجه قرار گیرد، اثر زبری کف پی یا مؤلفه‌ی مماسی فشار تماس بر ظرفیت باربری آن است. این تحقیق براساس این فرض متعارف انجام شده که نسبت مؤلفه‌ی مماسی بر مؤلفه‌ی قائم فشار تماس زیر پی، در همه‌ی نقاط یکنواخت و برابر ضریب شتاب افقی زلزله (k_h) است. بررسی‌های اخیر^[۹] در مورد ظرفیت باربری لرزه‌ی پی نواری متکی بر زمین افقی نشان داده است که اگر این نسبت تغییر یابد، نتایج حاصله متأثر خواهد شد. بررسی‌های مارتین^[۱۸] در مورد ظرفیت باربری استاتیکی پی نواری نیز نشان داده است که اگر توزیع این نسبت در زیر پی غیر یکنواخت باشد، اما نسبت مؤلفه‌های کل افقی به قائم زیر پی ثابت و برابر صفر باشد؛ باز نتایج تغییر خواهد کرد. مجموعه‌ی این نتایج گویای آن است که:

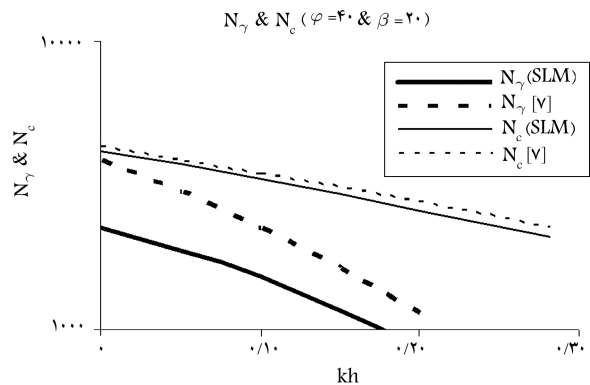
اولاً، مقدار واقعی بارگسیختگی، نه فقط از روش تحلیل، بلکه از فرضیات اولیه نیز به‌طور جدی متأثر است؛ ثانیاً، برآورد بارگسیختگی بهتر است با ملاحظه‌ی نتایج حاصله از روش‌های مختلف و نهایتاً، براساس قضاوت مهندسی صورت پذیرد.

۷. نتیجه‌گیری

این نوشتار مسئله‌ی ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌ی پی نواری واقع در مجاورت بالای شیروانی را با استفاده از روش خطوط مشخصه‌ی تنش مورد بررسی قرار داده است. محاسبات عددی نشان داد که افزایش شیب همانند افزایش شتاب افقی زلزله، ظرفیت باربری لرزه‌ی پی نواری مجاور شیروانی را کاهش می‌دهد. محاسبات عددی همچنین نشان داد که در محیط‌های بی‌وزن، مکانیسم گسیختگی یک‌طرفه و ضرایب ظرفیت باربری پی مجاور شیروانی و پی متکی بر شیب یکسان هستند. طرفه، ظرفیت باربری پی مجاور شیروانی نسبت به پی متکی بر شیب کوچک‌تر است.



شکل ۱۵. مقایسه‌ی نتایج به‌دست‌آمده از روش‌های مختلف برای حالت: $\varphi = 40^\circ$ و $\beta = 10^\circ$.



شکل ۱۶. مقایسه‌ی نتایج به‌دست‌آمده از روش‌های مختلف برای حالت: $\varphi = 40^\circ$ و $\beta = 20^\circ$.

در شکل‌های ۱۵ و ۱۶ ضرایب ظرفیت باربری لرزه‌ی پی N_c و N_γ مربوط به پی نواری واقع در بالای شیروانی که با روش خطوط مشخصه‌ی تنش محاسبه شده، با ضرایب نظیر به‌دست‌آمده از روش آنالیز حد بالا^[۷] مقایسه شده است. اگرچه در این شکل، زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک برابر 40° و شیب شیروانی به ترتیب برابر 10° و 20° درجه فرض شده‌اند؛ اما کلیت نتایج با تغییر این پارامترها تغییر نمی‌یابد. چنان‌که مشاهده می‌شود، در تمامی حالات ضرایب به‌دست‌آمده توسط روش آنالیز حد بالا از ضرایب به‌دست‌آمده توسط روش خطوط مشخصه‌ی تنش بزرگ‌تر است. طبیعتاً این همان رفتاری است که انتظار می‌رفت. چه پاسخ‌های حاصله از روش‌های آنالیز حدود بالا و پایین، همواره از پاسخ واقعی مسئله به‌ترتیب بزرگ‌تر و

پانویس‌ها

1. bearing capacity
2. seismic bearing capacity
3. earthquake
4. stress characteristic method
5. limit analysis
6. upper limit

7. lower limit
8. Mohr Coulomb
9. Cauchy zone
10. boundary conditions
11. Goursat zone
12. mixed zone
13. iteration
14. superposition principle

(References) منابع

1. Sarma, S.K. and Iossifelis, I.S. "Seismic bearing capacity factors of shallow strip footings", *Geotechnique*, **40**(2), pp. 265-273 (1990).
2. Richards, R., Elms, D.G. and Budhu, M. "Seismic bearing capacity and settlement of foundations", *J. Geotech. Engng. Div., ASCE*, **119**(4), pp. 662-674 (1993).
3. Budhu, M. and Al-Karni, A. "Seismic bearing capacity of soils", *Geotechnique*, **43**(1), pp. 181-187 (1993).
4. Budhu, M. and Al-Karni, A. "Discussion: Seismic bearing capacity of soils", *Geotechnique*, **44**(4), pp. 185-188 (1994).
5. Soubra, A.H. "Seismic bearing capacity factors of shallow strip footing in seismic conditions", *Proc. Instn. Civ. Engrs, Geotech. Engng.*, **125**, pp. 230-241 (1997).
6. Kumar, J. and Mohan Rao, V.B.K. "Seismic bearing capacity factors for spread foundations", *Geotechnique*, **52**(2), pp. 79-88 (2002).
7. Farzaneh, O. and Askari, F. "Three-dimensional analysis of nonhomogeneous slopes", *ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **129**(2), pp. 137-145 (2003).
8. Farzaneh, O., Askari, F. and Ganjian N. "Three-dimensional stability analysis of convex slopes in plan view", *ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **134**(8), pp. 1192-1200 (2008).
9. Kamalian, M., "Estimation of friction effect on seismic bearing capacity of strip foundations by the characteristic method", International Institute of Earthquake Engineering and seismology Report Na. 6118- p.89-4 (In Persain) (2007).
10. Sokolovski, V.V., *Statics of Soil Media*, 2th. Ed. Butterworths Scientific Pub., London (1960).
11. Booker, J.R. and Davis, E.H., *Stability Analysis by Placticity Theory*, in Desai, C.S. and Christian, J.T. (eds), Numerical Methods in Geotechnical Engineering, McGraw-Hill, New York (1977).
12. Atckinson, J.H., *Foundations and Slopes; An Introduction to Applications of Critical State Soil Mechanics*, McGraw Hill, New York (1981).
13. Behnia, C. and Tabatabai, A.M., *Soil Mechanics*, **2**, Tehran University, (In Persain) (1989).
14. Askari, F., "Alimit Analysis Method for three dimensional seismic stability analysis of non homogeneous slopes", Ph.D. Dissertation, Tehran University, (In Persain) (1999).
15. Ganjian, N., "Three dimensional stability analysis of convex slopes in plan view using uppen journal theorem", M.S. Dissertation, Tehran University, (In Persain) (2003).
16. Kumar, J. and Mohan Rao, V.B.K. "Seismic bearing capacity of foundations on slopes", *Geotechnique*, **53**(3), pp. 347-361 (2003).
17. Martin, C.M. "New software for rigorous bearing capacity calculations", *Proceedings of the International Conference on Foundations*, Dundee, pp. 581-592 (2003).
18. Martin, C.M. "Exact bearing capacity calculations using the method of characteristics", *Proceedings of the 11th International Conference of IACMAG*, Turin, **4**, pp. 441-450 (2005).

Estimation of Seismic Bearing Capacity Coefficients of Strip Foundations Adjacent to the Top of Slopes by the Stress Characteristic Method

M. Kamalian(corresponding author)

kamalian@iiees.ac.ir

International Institute of Earthquake Engineering and Seismology

M.H. Goldasteh

hgoldasteh@yahoo.com

Islamic Azad University of Arak

R. S. Amoli

r.s.amoli@iiees.ac.ir

International Institute of Earthquake Engineering and Seismology

I. Rahmani

iraj.rahmani@gmail.com

Transportation Research Institute

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 29, Issue 3, Page 81-90, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 21 August 2011; received in revised form 25 February 2012; accepted 17 April 2012.

Abstract

Structures, such as buildings, walls and towers, are often located on sloping ground, which may involve the construction of shallow foundations adjacent to the top of the slope. The literature concerned with evaluation of the bearing capacity factors of foundations is mostly limited to horizontal ground surfaces, as well as static cases. Assessment of the seismic bearing capacity of strip foundations has been the concern of few researchers in the field of geotechnical earthquake engineering during recent decades. This paper presents the seismic bearing capacity factors, N_γ , N_q and N_c , of a rigid strip foundation resting adjacent to the top of a slope, obtained by the stress characteristic method, commonly referred to as the slip-line method.

The effects of earthquakes on body forces, as well as on overburdened surcharges are incorporated. It is assumed that the soil behaves as rigid perfectly plastic and obeys the well known Mohr-Coulomb failure criteria under plane strain conditions. It is assumed that the state of stress everywhere in the neighborhood of the

foundation is at failure. It is also assumed that everywhere along the surface of the foundation, the ratio of shear to normal stress is equal to the horizontal earthquake acceleration coefficient (k_h). The N_γ parameter was calculated based on the both-sides failure mechanism, whereas the N_q and N_c parameters were calculated based on the single-side failure mechanism. The N_c parameter for cohesive media was calculated using the rule of equivalent states.

Some graphs and tables are presented that could be used in order to assess the seismic bearing capacity factors of foundations resting adjacent to the top of a slope, evaluated by the stress characteristic method. It is shown that all seismic bearing capacity factors reduce considerably with an increase in either ground inclination or in k_h . It is also shown that in weighty media, the seismic bearing capacity of a foundation adjacent to the top of a slope is less compared to the one resting on a similar infinite slope, whereas, in weight-less media, it is equal. The values of the seismic bearing capacity factors calculated by the stress characteristic method are compared with those obtained by the upper bound theorem reported in the literature. It is observed that the stress characteristic method gives lower values of seismic bearing capacity factors than those estimated by the upper bound theorem.

Key Words: Seismic bearing capacity, rigid strip foundation, stress characteristic method, slope.