



تحلیل قابلیت اعتماد ظرفیت باربری شمع در خاک های رسی با استفاده از نمونه گیری مونت کارلو

محمد مهدی احمدی*، محمد جواد ماشین چیان

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۰۴/۲۶
بازنگری: ۱۴۰۰/۱۰/۱۲
پذیرش: ۱۴۰۰/۱۰/۲۱
ارائه آنلاین: ۱۴۰۰/۱۰/۲۹

کلمات کلیدی:

ظرفیت باربری شمع
نمونه گیری مونت کارلو
آزمایش نفوذ مخروط
قابلیت اعتماد
مدل روندگرایی احتمالاتی

خلاصه: شمع‌ها یکی از مهم‌ترین سیستم‌های فونداسیون در ژئوتکنیک هستند. در سال‌های اخیر، طراحی و تخمین ظرفیت باربری محوری آن‌ها بر اساس مشخصات خاک پیشرفت قابل ملاحظه‌ای نموده است. ماهیت پیچیده رفتار خاک و عدم قطعیت‌های ذاتی آن، باعث شده است تا مقادیر ظرفیت باربری در روش‌های تخمینی مختلف با فرضیات ساده کننده‌ای همراه باشد. استفاده از این فرضیات ساده کننده، موجب شده تا محدوده ظرفیت باربری، تغییرات مشخصات ذاتی خاک و خطاهای مدل در روش‌های مختلف، گسترده باشد. آزمایش نفوذ مخروط (CPT) یکی از پرکاربردترین آزمون‌های برجا برای تعیین مشخصات خاک بوده که به دلیل شباهت مکانیزم آن با سیستم‌های فونداسیون شمع، تخمین ظرفیت باربری شمع بر اساس داده‌های آزمایش نفوذ مخروط، یکی از رایج‌ترین کاربردهای این آزمون به حساب می‌آید. در صورتی که روشی برای ایجاد ارتباط مناسب بین نتایج ظرفیت باربری شمع و آزمایش نفوذ مخروط انجام گیرد، کمک شایانی به رفع بسیاری از عدم قطعیت‌های موجود در ظرفیت باربری شمع خواهد نمود. در این پژوهش ابتدا با استفاده از داده‌های جمع‌آوری شده برای ۶۲ مورد عملی از آزمایش‌های بارگذاری شمع در خاک‌های رسی به همراه نتایج داده‌های آزمایش نفوذ مخروط متناظر آن، رابطه‌ای برای پیش‌بینی ظرفیت باربری محوری شمع ارائه و سپس با استفاده از مفاهیم قابلیت اعتماد، دقت رابطه پیشنهادی مورد بررسی قرار گرفت و با سایر روش‌های تخمینی مقایسه شد. به منظور ارزیابی قابلیت اعتماد رابطه پیشنهادی از روش نمونه‌گیری مونت کارلو استفاده شد، که نسبت به سایر روش‌های قابلیت اعتماد از دقت بیشتری برخوردار است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد رابطه پیشنهادی شده در این تحقیق، از دقت و قابلیت اعتماد بیشتری نسبت به معدود روش‌های پیشنهادی برخوردار هستند.

۱- مقدمه

وجود دارد که از جمله مهم‌ترین دلایل آن می‌تواند وجود تغییرات زیاد در نوع و مشخصات خاک و همچنین خطاهای اندازه‌گیری باشد [۱۰-۴]. بنابراین استفاده از روابط مبتنی بر نتایج آزمایش‌های صحرائی، راه حل مناسبی برای رفع این مشکل است. آزمایش نفوذ مخروط (CPT)، روشی ساده، سریع و اقتصادی برای تأمین مجموعه‌ای از داده‌های پیوسته از خاک است. این داده‌ها شامل مقادیر مقاومت نوک (q_c)، مقاومت اصطکاکی دیواره مخروط (f_s) و فشار آب حفره‌ای (u_2) بوده که برای طبقه‌بندی و شناسایی خاک و ارزیابی خصوصیات مقاومتی و تغییر شکل‌پذیری خاک‌ها به کار می‌روند. به دلیل شباهتی که بین فرایند نفوذ مخروط و شمع وجود دارد، استفاده از نتایج آزمایش نفوذ مخروط در تعیین ظرفیت باربری شمع مورد توجه فراوانی قرار گرفته است.

شمع‌ها به طور گسترده‌ای برای شالوده انواع گوناگون سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند و برای کاهش مقادیر نشست و حرکت جانبی سازه، بار بخش‌های فوقانی را از لایه‌های ضعیف خاک به لایه‌های قوی‌تر منتقل می‌کنند. بنابراین، پیش‌بینی ظرفیت باربری محوری شمع‌ها اهمیت زیادی در مهندسی ژئوتکنیک دارد.

در طی سال‌های اخیر، روابط تئوری متعددی برای تخمین ظرفیت باربری محوری شمع‌ها بر اساس فرضیات مختلف پیشنهاد شده است، ولی با توجه به ماهیت رفتار خاک و عدم قطعیت‌های موجود، روشن است که نتایج حاصل از روابط تئوری به تنهایی نمی‌تواند روشی مطمئن برای تعیین ظرفیت باربری شمع باشد [۳-۱]. مطالعات متعدد انجام شده توسط محققین بیان می‌دارد که در تخمین ظرفیت باربری شمع عدم قطعیت‌های زیادی

1 Cone Penetration Test

*نویسنده عهده‌دار مکاتبات: mmahmadi@sharif.edu



جدول ۱. روش‌های تعیین مقاومت نوک و جداره شمع در خاک‌های رسی با استفاده از روش‌های مبتنی بر آزمایش نفوذ مخروط [۱۴-۱۱]

Table 1. Methods for determining the strength of pile tip and skin friction in clayey soils using methods based on cone penetration test [11-14]

مقاومت انتهایی شمع	مقاومت اصطکاکی شمع	روش
$r_t = (q_{c1} + q_{c2}) / 2$	$r_s = K \cdot f_s$ $K = 0.2 - 1.25$	اشمرتمن (۱۹۷۸)
$r_t = N_c \cdot S_u$ $N_c = 9.0$ $S_u = \frac{q_c}{N_k}$ $N_k = 15.0 - 20.0$	$r_s = \alpha \cdot S_u$ NC رسی: $\alpha = 1.0$ OC رسی: $\alpha = 0.5$	درویتز و برینجن (۱۹۷۹)
$r_t = C_t \cdot q_c$ $C_t = 0.4 - 0.55$	$r_s = C_s \cdot q_c$ $C_{se} = 0.3\%$	روش LCPC یا فرانسوی (۱۹۸۹)
$r_t = C_{te} \cdot q_{Eg}$ $C_{te} = 1.0$	$r_s = C_{se} \cdot q_E$ $C_{se} = 0.3\%$	UniCone (۱۹۹۷)

$$Q_u = Q_t + Q_s = r_t A_t + \sum_{i=1}^n r_{s_i} A_{s_i} \quad (1)$$

در این رابطه، Q_u ظرفیت باربری نهایی شمع، Q_t مقاومت کل نوک شمع، Q_s مقاومت کل اصطکاکی جداره‌ی شمع، r_t ظرفیت باربری نوک شمع، A_t سطح مقطع نوک شمع، r_{s_i} میانگین مقاومت واحد جداره‌ی شمع در لایه i ام و A_{s_i} سطح واحد جداره‌ی شمع در لایه i ام است. روش‌های متعددی برای محاسبه‌ی ظرفیت باربری شمع با استفاده از نتایج آزمایش CPT وجود دارد. از جمله مهم‌ترین و معتبرترین روش‌های موجود که در این پژوهش نیز مورد ارزیابی قرار گرفتند، روش‌های اشمرتمن و ناتینگهام^۱ (۱۹۷۸)، درویتز و برینجن^۲ (۱۹۷۹)، LCPC (۱۹۸۱) و UniCone (۱۹۹۷) هستند. خلاصه‌ای از جزئیات هر یک از روش‌ها در جدول ۱ آمده است [۱۴-۱۱].

بنابر دلایل مطرح شده، کمی‌سازی میزان قابلیت اعتماد به یک روش، برای پیش‌بینی ظرفیت باربری شمع به طور صحیح، بیشتر از گذشته اهمیت می‌یابد. در این مطالعه سعی شده است تا به کمک بانک‌های اطلاعاتی موجود از نتایج آزمایشگاهی بارگذاری شمع و نتایج آزمایش نفوذ مخروط متناظر آن در خاک‌های رسی و با استفاده از مدل‌های احتمالاتی روندگرایی خطی، رابطه‌ای جهت تعیین ظرفیت باربری شمع ارائه گردد. بر این اساس، برای ساخت مدل از سه پارامتر ورودی مهم در آزمایش نفوذ مخروط (مقاومت نوک، مقاومت اصطکاکی دیواره و فشار آب حفره‌ای) استفاده شد. در ادامه، مدل پیشنهادی با سایر روش‌های اندازه‌گیری ظرفیت باربری بر اساس نتایج آزمایش نفوذ مخروط، مقایسه شده و نشان داده شد که روش پیشنهادی، از عدم قطعیت کمتری برخوردار است.

مروری بر روش‌های محاسبه‌ی ظرفیت باربری شمع به طور کلی، ظرفیت باربری محوری شمع مطابق رابطه‌ی ۱ به دست می‌آید:

1 Schmertmann & Nottingham
2 De Ruitter & Beringen

۲- تخمین ظرفیت باربری شمع به کمک مدل احتمالاتی رندگرای خطی^۱

در این پژوهش با استفاده از برنامه رایانه‌ای Rt که یک ابزار قدرتمند در ساخت و محاسبه مدل‌های احتمالاتی و بررسی قابلیت اعتماد آن‌ها است، مدلی برای پیش‌بینی ظرفیت باربری محوری شمع در خاک‌های رسی ارائه شد [۱۵]. همچنین، در این مطالعه ۶۲ نمونه از داده‌های گردآوری شده‌ی مربوط به آزمایش نفوذ مخروط و آزمایش بارگذاری شمع اجرا شده در همان خاک‌ها، مورد استفاده قرار گرفته که جزئیات هر یک از داده‌ها، در جدول ۲ نشان داده شده است. برای به دست آوردن مدلی جهت پیش‌بینی ظرفیت باربری محوری شمع، پس از آزمون و خطای متعدد رابطه‌ای به فرم کلی زیر در نظر گرفته شده است:

$$Q_u = \theta_1(x_1) + \theta_2(x_2) + \theta_3(x_3) + \varepsilon \quad (2)$$

در رابطه‌ی ۲ عبارات x_1 ، x_2 و x_3 به ترتیب اثرات اصطکاک جداره مخروط، نوک مخروط، و فشار آب حفره‌ای (u_2) را در تعیین ظرفیت باربری شمع لحاظ نموده‌اند. رابطه‌ی ۳ این اثرات را به شکل دقیق‌تری نشان می‌دهد.

$$\theta_1(f_s \cdot pL) + \theta_2(q_c \cdot A_c) + \theta_3(u_2 \cdot A_c) + \varepsilon \quad (3)$$

پس از تحلیل با استفاده از برنامه رایانه‌ای Rt، میانگین پارامترهای مدل (میانگین θ_1 ها) به ترتیب برابر ۰/۶۹۰، ۰/۴۰۸ و ۰/۴۰۸ حاصل شده است. مقدار ضریب R^2 (ضریب تعیین^۲ مدل پیشنهادی) نیز برای این مدل ۰/۹۶۵۳ به دست آمده است. با جایگزینی مقادیر θ_1 در رابطه‌ی ۳ و ساده‌سازی، می‌توان رابطه‌ی ۳ را به صورت زیر بیان نمود:

$$0.624 (f_s \cdot pL) + 0.69 (q_c + 0.591 u_2) A_c \quad (4)$$

در رابطه‌ی ۴، عبارت اول معرف مقاومت اصطکاک دیواره شمع و عبارت دوم معرف مقاومت نوک شمع و فشار آب حفره‌ای است. جهت اطمینان از

صحت مدل ارائه شده، بررسی‌های بیشتر مشابه آنچه در ادامه آمده است، انجام شده است. همچنین لازم به ذکر است که با توجه به تحلیل‌های انجام شده از روی مقدار ضریب تغییرات^۳ هر یک از متغیرها می‌توان بیان کرد که بیشترین اثر را به ترتیب نوک مخروط، اصطکاک جداره و فشار آب حفره‌ای داشته است. هر چه مقدار ضریب تغییرات یک متغیر بیشتر باشد، حساسیت مدل به آن متغیر کمتر بوده، به نحوی که اگر یک متغیر ضریب تغییرات خیلی بالایی داشته باشد، اصطلاحاً به آن متغیر بی‌نتیجه گفته می‌شود. مقدار این ضریب تغییرات برای مقاومت نوک برابر ۰/۲۲، برای مقاومت دیواره برابر ۰/۳۳ و برای فشار آب حفره‌ای برابر ۰/۵۳ به دست آمده است.

در شکل ۱ مقادیر پیش‌بینی شده مدل بر حسب مقادیر مشاهده شده (اندازه‌گیری شده) از ظرفیت باربری شمع، برای این مدل ترسیم شده است. مشاهده می‌شود که نقاط به دست آمده تقریباً بر روی نیمساز نمودار واقع شده‌اند. در شکل ۲ نمودار چارک داده‌های طبیعی در برابر چارک تئوری طبیعی برای ظرفیت باربری شمع رسم شده است. محور قائم این نمودار چارک باقی‌مانده و یا خطاهای مدل و محور افقی آن مقدار خطای مدل را در صورتی که توزیع طبیعی^۴ داشته باشد، نشان می‌دهد. در این شکل مشاهده می‌شود که با تقریب مناسبی توزیع خطاها از توزیع طبیعی تبعیت می‌کنند.

در شکل ۳، نمودار نسبت مقادیر پیش‌بینی شده به مقادیر مشاهده شده بر حسب مقادیر پیش‌بینی شده از ظرفیت باربری شمع ترسیم شده است. در این شکل مشاهده می‌شود که نسبت مقادیر پیش‌بینی شده به مشاهده شده با تقریب مناسبی در مجاورت عدد یک قرار گرفته‌اند. در شکل‌های ۴ تا ۶ نیز، مقادیر خطای مدل در برابر هر یک از متغیرهای توصیفی (x_1 ، x_2 و x_3) که پیش‌تر معرفی شد، رسم شده است. با توجه به این اشکال، مشاهده می‌شود که پراکنش آن‌ها از الگوی خاصی تبعیت نکرده و مدل به صورت همگن پراکنش^۵ است.

۳- تحلیل قابلیت اعتماد مدل پیش‌بینی ظرفیت باربری شمع

روش طراحی ضرایب بار و مقاومت^۶ (LRFD) در انواع سازه‌ها از

رابطه‌ی ۵ پیروی می‌کند [۳۱]:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (5)$$

3 Coefficient of variation

4 Normal Distribution

5 Homoskedastic

6 Load and Resistance Factor Design

1 Linear Regression

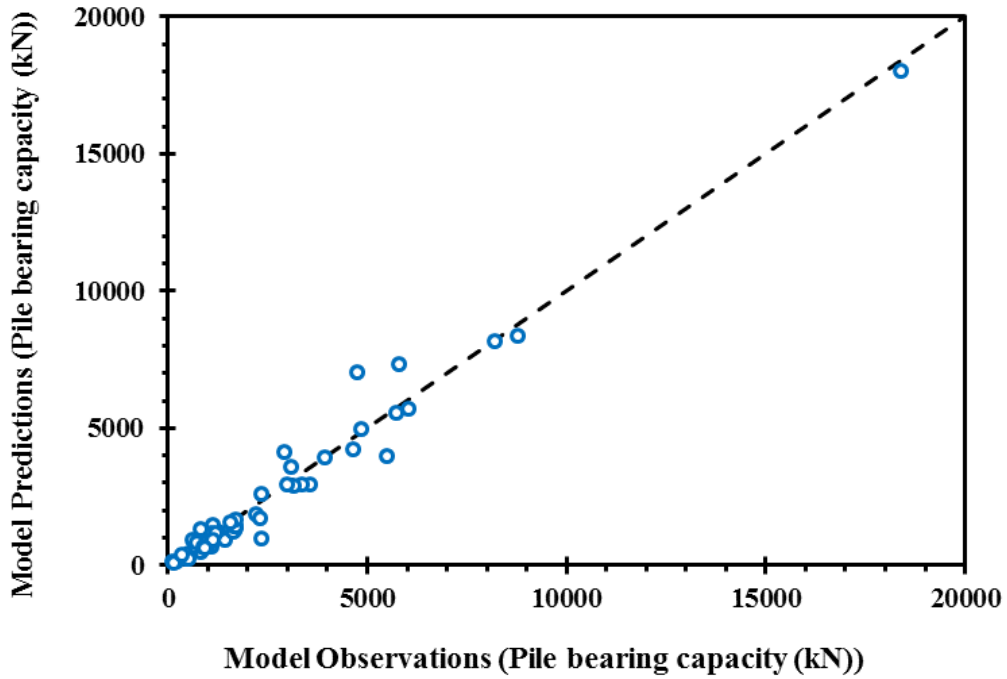
2 Coefficient of Determination

جدول ۲. خلاصه ای از داده های گردآوری شده

Table 2. Summary of collected data

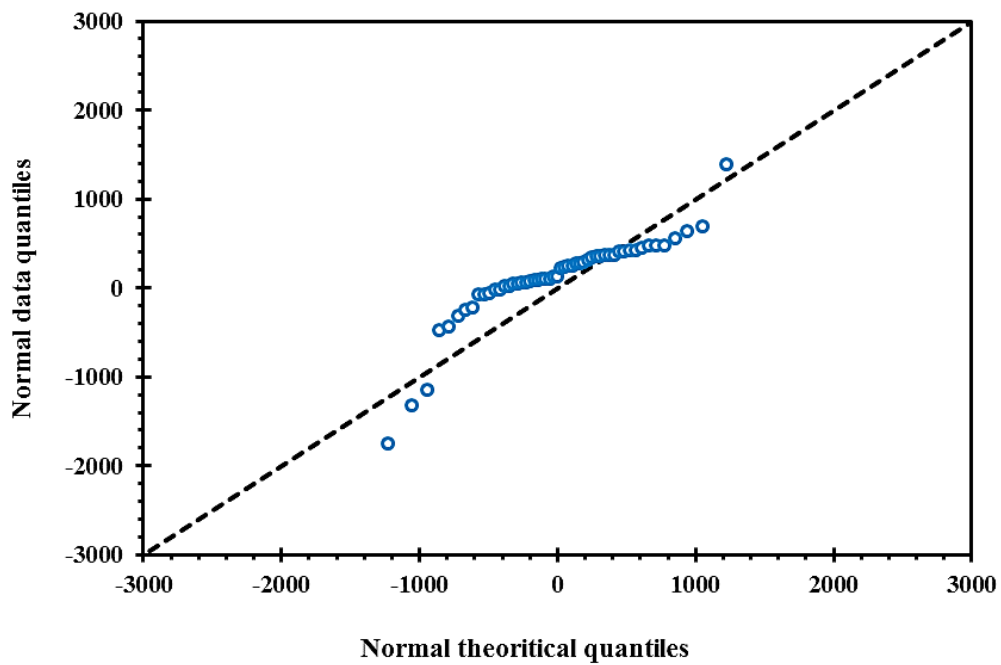
ردیف	مرجع	نوع خاک	طول شمع (متر)	قطر شمع (متر)	شکل شمع	جنس شمع
۱	Reese و O'Neill (۱۹۸۸)[۱۶]	رس	۱۸/۲۹	۱/۰۲	دایره‌ای	بتنی
۲	Reese و O'Neill (۱۹۸۸)[۱۶]	رس	۲۴	۰/۵۲	دایره‌ای	بتنی
۳	Reese و O'Neill (۱۹۸۸)[۱۶]	رس	۱۲/۸	۰/۷۶	دایره‌ای	بتنی
۴	Reese و O'Neill (۱۹۸۸)[۱۶]	رس	۷/۰۴	۰/۷۶	دایره‌ای	بتنی
۵	Reese و O'Neill (۱۹۸۸)[۱۶]	رس	۱۳/۷۲	۰/۷۶	دایره‌ای	بتنی
۶	Reese و O'Neill (۱۹۸۸)[۱۶]	رس	۲۵	۱/۲	دایره‌ای	بتنی
۷	Reese و O'Neill (۱۹۸۸)[۱۶]	رس	۲۵/۲۷	۱	دایره‌ای	بتنی
۸	Reese و O'Neill (۱۹۸۸)[۱۶]	رس	۹/۳	۰/۶۳	دایره‌ای	بتنی
۹	Reese و O'Neill (۱۹۸۸)[۱۶]	رس	۹/۳۹	۰/۷۷	دایره‌ای	بتنی
۱۰	Reese و O'Neill (۱۹۸۸)[۱۶]	رس	۱۲/۲۲	۰/۷۷	دایره‌ای	بتنی
۱۱	Reese و O'Neill (۱۹۸۸)[۱۶]	رس	۱۵/۲۱	۰/۸	دایره‌ای	بتنی
۱۲	Mayne و Schneider (۲۰۰۱)[۱۷]	رس، سیلت	۱۹	۰/۹۱	دایره‌ای	بتنی
۱۳	Pitilakis (۱۹۸۸)[۱۸] و همکاران	رس	۲۲	۰/۸	دایره‌ای	بتنی
۱۴	Konrad و Roy (۱۹۸۷)[۱۹]	رس	۷/۶	۰/۲۲	دایره‌ای	بتنی
۱۵	McCabe و Lehane (۲۰۰۶)[۲۰]	سیلت رسی	۶	۰/۲۸۲	مربعی	بتنی
۱۶	McCabe و Lehane (۲۰۰۶)[۲۰]	سیلت رسی	۶	۰/۲۸۲	مربعی	بتنی
۱۷	Murad و Titi (۲۰۰۴)[۲۱]	رس، رس سیلتی	۹	۰/۳۵۶	مربعی	بتنی
۱۸	Hoback و Rujipakorn (۲۰۰۴)[۲۲]	رس	۳۰/۵	۰/۹۱	دایره‌ای	بتنی
۱۹	Comodromos (۲۰۰۳)[۲۳]	رس، رس سیلتی	۴۵	۱/۵	دایره‌ای	بتنی
۲۰	Martin و Martins (۱۹۸۹)[۲۴]	رس	۷/۲	۰/۶	دایره‌ای	بتنی
۲۱	Martin و Martins (۱۹۸۹)[۲۴]	رس	۷/۲	۰/۵	دایره‌ای	بتنی
۲۲	Soric (۱۹۸۹)[۲۵] و همکاران	رس، رس سیلتی	۲۵	۰/۸	دایره‌ای	بتنی
۲۳	Soric (۱۹۸۹)[۲۵] و همکاران	رس، رس سیلتی	۲۵	۰/۸	دایره‌ای	بتنی
۲۴	Jaime (۱۹۸۹)[۲۶] و همکاران	رس	۱۵	۰/۳	مربعی	بتنی
۲۵	Milovic و Stevanovic (۱۹۸۹)[۲۷]	رس، رس سیلتی	۱۶	۰/۹	دایره‌ای	بتنی
۲۶	Milovic و Stevanovic (۱۹۸۹)[۲۷]	رس، رس سیلتی	۱۸	۱/۲	دایره‌ای	بتنی
۲۷	Milovic و Stevanovic (۱۹۸۹)[۲۷]	رس، رس سیلتی	۲۲	۱/۲	دایره‌ای	بتنی
۲۸	Milovic و Stevanovic (۱۹۸۹)[۲۷]	رس، رس سیلتی	۱۵	۱/۵	دایره‌ای	بتنی
۲۹	Vogrincic (۱۹۹۷)[۲۸]	رس	۲۵	۰/۷	دایره‌ای	بتنی
۳۰	Ferreira (۱۹۹۷)[۲۹] و همکاران	رس به همراه ماسه ریزدانه	۴	۰/۲۵	دایره‌ای	بتنی
۳۱	Ferreira (۱۹۹۷)[۲۹] و همکاران	رس به همراه ماسه ریزدانه	۷	۰/۲۵	دایره‌ای	بتنی

۳۲	Ferreira (۱۹۹۷) [۲۹] و همکاران	رس به همراه ماسه ریزدانه	۱۰	۰/۲۵	دایره‌ای	بتنی
۳۳	Eslami (۱۹۹۶) [۳۰]	رس	۷/۴	۰/۴	مربعی	بتنی
۳۴	Eslami (۱۹۹۶) [۳۰]	رس	۱۳	۰/۲۵	دایره‌ای	فولادی
۳۵	Eslami (۱۹۹۶) [۳۰]	رس، رس سیلتی	۸/۸	۰/۴	مربعی	بتنی
۳۶	Eslami (۱۹۹۶) [۳۰]	رس، رس سیلتی	۳۷/۸	۰/۹	دایره‌ای	بتنی
۳۷	Eslami (۱۹۹۶) [۳۰]	رس، رس سیلتی	۷/۶	۰/۴۵	دایره‌ای	بتنی
۳۸	Rauser (۲۰۰۸) [۳۰]	رس	۴۱/۸	۱/۳۷	دایره‌ای	بتنی
ردیف	مرجع	نوع خاک	طول شمع (متر)	قطر شمع (متر)	شکل شمع	جنس شمع
۳۹	Fellenius (۲۰۰۲) [۳۰]	رس	۹/۵	۰/۹	دایره‌ای	بتنی
۴۰	Sakr (۲۰۱۳) [۳۰]	رس	۹	۰/۳۲	دایره‌ای	فولادی
۴۱	Witherspoon (۲۰۰۶) [۳۰]	رس	۲۲/۸۶	۰/۷۶	دایره‌ای	فولادی
۴۲	Witherspoon (۲۰۰۶) [۳۰]	رس	۷/۶۲	۰/۷۶	دایره‌ای	فولادی
۴۳	Witherspoon (۲۰۰۶) [۳۰]	رس	۴/۵۷	۰/۳	دایره‌ای	بتنی
۴۴	Witherspoon (۲۰۰۶) [۳۰]	رس	۴/۵۷	۰/۳	دایره‌ای	بتنی
۴۵	Tappenden (۲۰۰۷) [۳۰]	رس	۵	۰/۴۵	هلیکال	فولادی
۴۶	Tappenden (۲۰۰۷) [۳۰]	رس	۵/۵	۰/۴۸	هلیکال	فولادی
۴۷	Holeyman (۲۰۰۰) [۳۰] و همکاران	رس	۶/۳۵	۰/۴	مربعی	بتنی
۴۸	Holeyman et al. (۲۰۰۰) [۳۰]	رس	۱۰/۸۱	۰/۴۱	دایره‌ای	بتنی
۴۹	De Cock (۲۰۰۱) [۳۰]	رس	۱۳/۲	۰/۶۵	دایره‌ای	بتنی
۵۰	Bustamante (۲۰۰۲) [۳۰] و همکاران	رس	۴	۰/۳۵	دایره‌ای	بتنی
۵۱	Beim و Luna (۲۰۱۲) [۳۰]	رس	۵/۵	۰/۲۵	هلیکال	فولادی
۵۲	Schneider (۲۰۰۷) [۳۰]	رس	۶۶/۵	۱/۵	دایره‌ای	فولادی
۵۳	Fellenius (۲۰۰۴) [۳۰] و همکاران	رس	۴۵	۰/۴	دایره‌ای	فولادی
۵۴	Iskander (۲۰۰۳) [۳۰] و همکاران	رس	۱۴/۳	۰/۹	دایره‌ای	بتنی
۵۵	Tan (۲۰۱۱) [۳۰] و همکاران	رس	۲۱/۳	۰/۴۵	مربعی	بتنی
۵۶	Mandolini (۲۰۰۲) [۳۰] و همکاران	رس، رس سیلتی	۲۴/۱	۰/۸	دایره‌ای	بتنی
۵۷	Charue (۲۰۰۲) [۳۰] و همکاران	رس، رس سیلتی	۹/۵۷	۰/۴۵	دایره‌ای	بتنی
۵۸	Ruiz (۲۰۰۵) [۳۰]	رس به همراه ماسه ریزدانه	۷/۳	۱/۰۷	دایره‌ای	بتنی
۵۹	Sallam (۲۰۰۶) [۳۰] و همکاران	رس به همراه ماسه ریزدانه	۲۳/۱۶	۰/۴۶	دایره‌ای	بتنی
۶۰	Lee (۲۰۱۰) [۳۰] و همکاران	رس به همراه ماسه ریزدانه	۱۷/۷	۰/۳۵	دایره‌ای	فولادی
۶۱	Van Impe (۱۹۹۹) [۳۰]	رس به همراه ماسه ریزدانه	۱۷/۹	۰/۳۶	پروفیل	فولادی
۶۲	De Cock (۲۰۰۱) [۳۰]	رس به همراه ماسه ریزدانه	۱۲/۵	۰/۴۶	دایره‌ای	بتنی



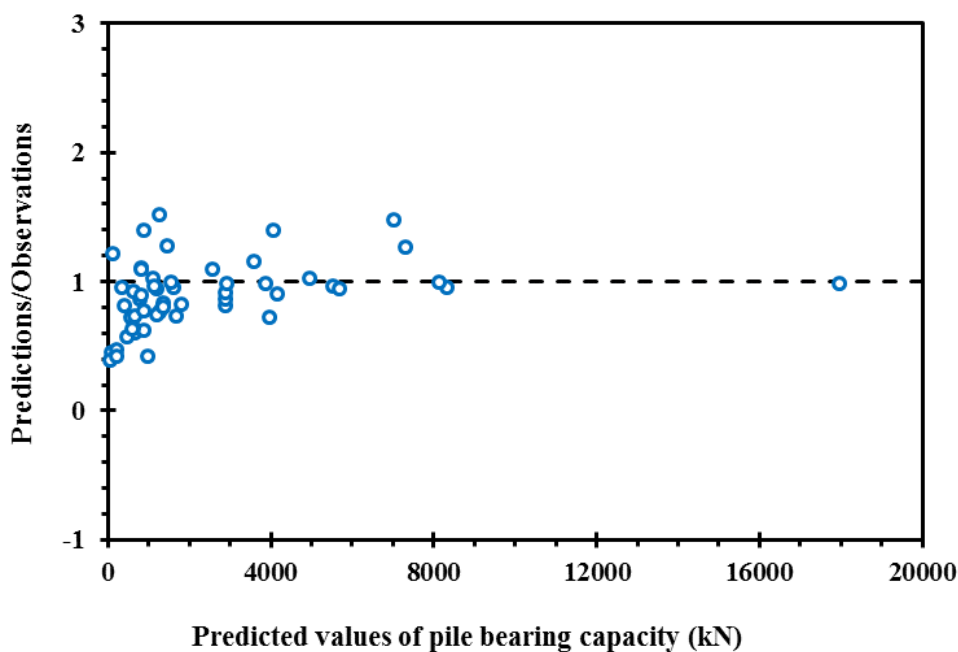
شکل ۱. مقادیر به دست آمده از پیش‌بینی مدل در برابر مقادیر مشاهده شده از ظرفیت باربری شمع

Fig. 1. The values obtained from model prediction versus observed values of the pile bearing capacity



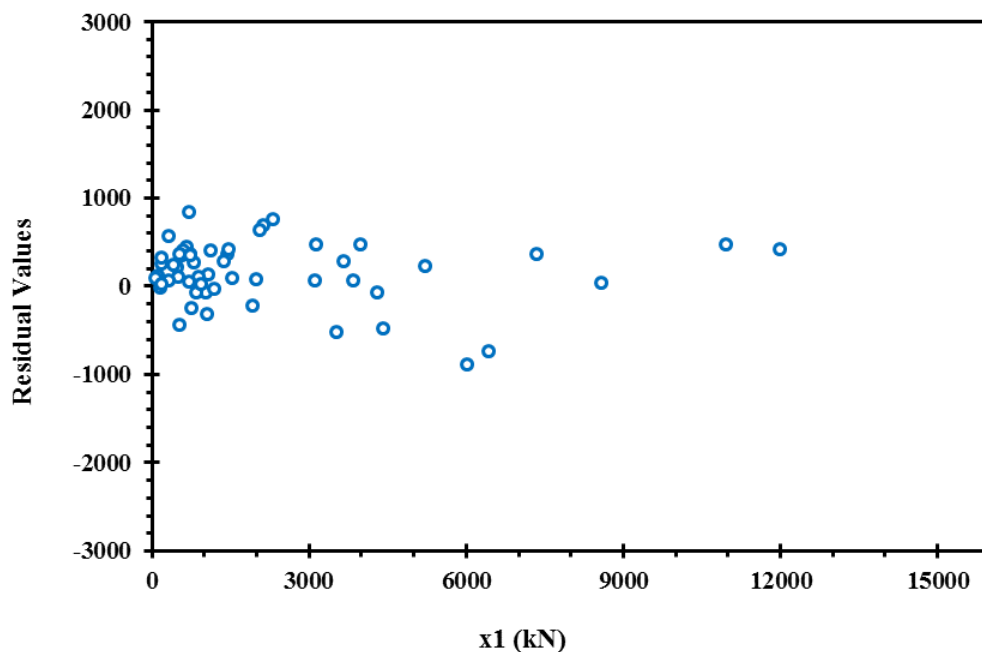
شکل ۲. مقادیر چارک داده‌های طبیعی در برابر چارک تئوری طبیعی ظرفیت باربری شمع

Fig. 2. Quadratic values of normal data versus the normal theoretical quantile of pile bearing capacity



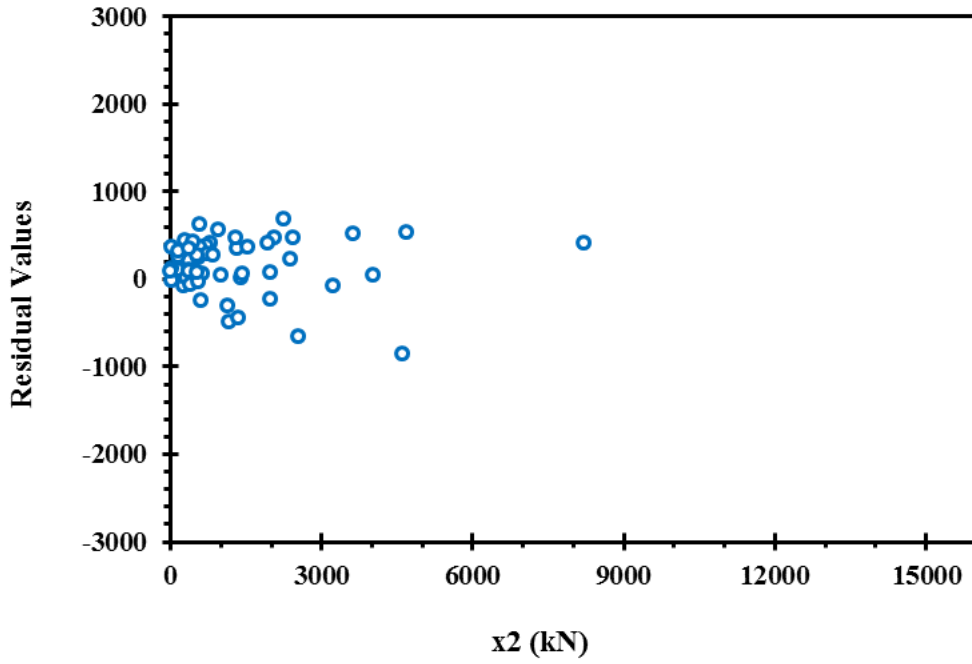
شکل ۳. نسبت مقادیر پیش‌بینی شده به مشاهده شده در برابر مقادیر پیش‌بینی شده از مدل احتمالاتی ظرفیت باربری شمع

Fig. 3. The ratio of prediction to observation values versus the predicted values of pile bearing capacity in probabilistic model



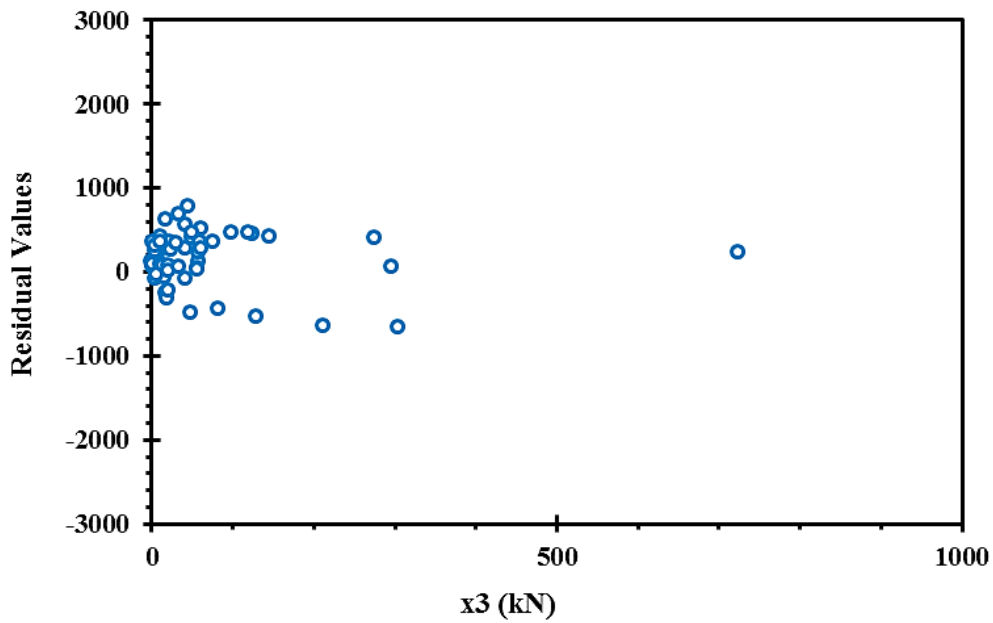
شکل ۴. مقادیر خطای مدل در برابر متغیر توصیفی x1

Fig. 4. Residual values of model versus descriptive variable x1



شکل ۵. مقادیر خطای مدل در برابر متغیر توصیفی x_2

Fig. 5. Residual values of model versus descriptive variable x_2



شکل ۶. مقادیر خطای مدل در برابر متغیر توصیفی x_3

Fig. 6. Residual values of model versus descriptive variable x_3

با جایگزینی R از رابطه ۹ در رابطه ۸ و تقسیم صورت و مخرج کسر بر QL ، نهایتاً تابع حالت حدی به صورت رابطه ۱۰ حاصل می‌شود:

$$g = \ln \frac{\lambda_R \left(\gamma_{QD} \frac{QD}{QL} + \gamma_{QL} \right)}{\varphi \left(\lambda_{QD} \frac{QD}{QL} + \lambda_{QL} \right)} \quad (10)$$

از تابع حالت حدی رابطه ۱۰ در تحلیل نمونه‌گیری مونت کارلو^۵ استفاده شده است. در این مطالعه، ضرایب بار و مقاومت مطابق با استاندارد آشتو^۶ استفاده شده است و مطابق آن، γ_{QD} و γ_{QL} (ضریب تمایل بار مرده و زنده) دارای توزیع لگاریتم طبیعی^۷ بوده و به ترتیب دارای میانگین‌های $1/15$ و $1/18$ و ضرایب پراکندگی $0/13$ و $0/18$ هستند. مقادیر γ_{QD} و γ_{QL} (ضریب بار مرده و زنده) نیز، به ترتیب برابر $1/25$ و $1/75$ است. در رابطه ۱۰، γ_R (ضریب تمایل مقاومت^۸) نسبت مقادیر محاسبه شده از ظرفیت باربری به مقادیر پیش‌بینی شده توسط مدل است [۳۲].

به منظور بررسی قابلیت اعتماد ظرفیت باربری محوری شمع در روش‌های مختلف، تحلیل قابلیت اعتماد با استفاده از روش نمونه‌گیری مونت کارلو بر روی داده‌های گردآوری شده انجام گردیده است. مطابق استاندارد آشتو نسبت مقادیر بار مرده به زنده $0/52$ ، $1/06$ ، $1/58$ ، $2/12$ ، $3/64$ ، 3 و $3/53$ برای پل با دهانه‌هایی با طول 9 ، 18 ، 27 ، 36 ، 45 ، 50 و 60 متر به کار می‌رود. در این مطالعه نیز از نسبت بار مرده به زنده 1 ، 2 ، 3 و 4 استفاده شده است. معادله ۸ نشان می‌دهد که ضریب مقاومت تابعی از مشخصات بار و مقاومت، نسبت بار مرده به زنده و شاخص قابلیت اعتماد مورد نظر است. بر اساس استاندارد آشتو برای پل‌های بزرگراه‌ها، شاخص قابلیت اعتماد برای اثرات بار در پل‌ها به طور معمول بین $1/5$ تا $4/7$ بسته به طول دهانه‌ی پل تغییر می‌کند [۳۳]. از این رو در این مطالعه سه مقدار $2/5$ ، 3 و 3 به عنوان شاخص قابلیت اعتماد هدف به منظور واسنجی ضرایب مقاومت مورد استفاده قرار گرفته است که به ترتیب متناظر با احتمال شکست‌های $0/228$ ، $0/0622$ و $0/0014$ هستند.

در این رابطه، R_n مقاومت پیش‌بینی شده، φ ضریب مقاومت^۱، Q_i بار (مرده، زنده، زلزله و ...) و γ_i ضریب بار است. مقدار ایمنی در سازه‌ی شمع بر اساس احتمال شکست^۲ آن (P_f) بیان می‌شود که مقدار آن مطابق رابطه ۶ تعریف می‌شود:

$$p_f = P(R < Q) = \iint_{g < 0} f_{R,Q}(r, q) dr dq \quad (6)$$

در این رابطه، $f_{R,Q}(r, q)$ تابع چگالی احتمال متغیرهای تصادفی R و Q است و می‌بایست مقدار این انتگرال بر روی ناحیه‌ی شکست (ناحیه‌ای که در آن تابع حالت حدی مقداری منفی است و $g(R, Q) < 0$) محاسبه شود. به دلیل دشواری حل این انتگرال، معمولاً برای حل آن از رویکردهای عددی استفاده می‌شود.

برای انجام تحلیل قابلیت اعتماد، تابع حالت حدی مطابق رابطه ۷ تعریف می‌شود:

$$g = \ln R - \ln \left(\sum Q_i \right) = \ln \left(\frac{R}{\sum Q_i} \right) \quad (7)$$

اگر تنها اثر بارهای مرده و زنده (QD و QL) در نظر گرفته شود، تابع حالت حدی می‌تواند برحسب ضرایب تمایل^۴ بار و مقاومت بازنویسی شود:

$$g = \ln \frac{\lambda_R R}{\lambda_{QD} QD + \lambda_{QL} QL} \quad (8)$$

رابطه ۵ را نیز می‌توان برحسب بارهای مرده و زنده به صورت زیر نوشت:

$$\varphi R = \gamma_{QD} QD + \gamma_{QL} QL \quad (9)$$

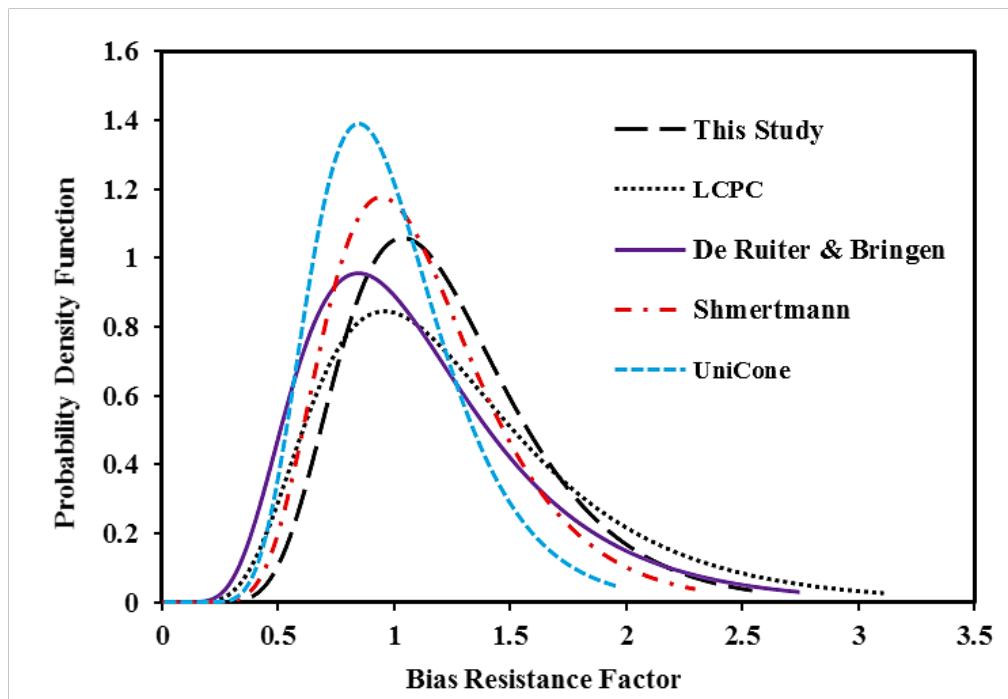
5 Monte Carlo Sampling
6 AASHTO
7 Lognormal Distribution
8 Bias Resistance Factor

1 Resistance factor
2 Probability of failure
3 Probability density function
4 Bias Factor

جدول ۳. مشخصات پارامترهای آماری γ_R در روش‌های مختلف

Table 3. Characteristics of γ_R statistical parameters in different methods

ضریب پراکندگی	میانگین	روش
۰/۳۵	۱/۲۴	مطالعه حاضر
۰/۴۷	۱/۲۹	LCPC (۱۹۸۹)
۰/۴۷	۱/۱۴	درویتر و برینجن (۱۹۷۹)
۰/۳۵	۱/۱۲	اشمرتمن (۱۹۷۸)
۰/۳۳	۰/۹۹	UniCone (۱۹۹۷)

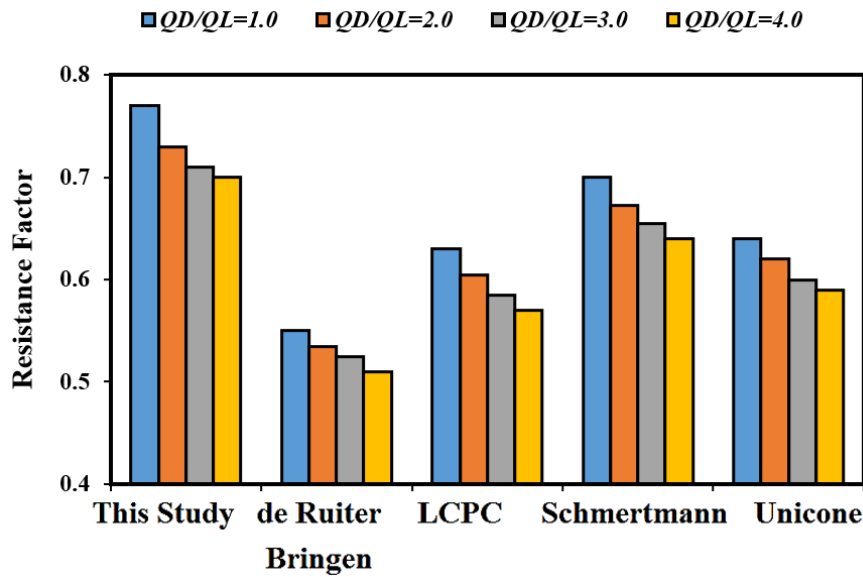


شکل ۷. توزیع لگاریتم طبیعی γ_R در روش‌های مختلف

Fig. 7. Distribution of γ_R normal logarithms in different methods

در شکل ۸ مقدار ضریب مقاومت به دست آمده در روش‌های مختلف و به ازای نسبت‌های بار مرده به زنده متفاوت و مقدار شاخص قابلیت اعتماد ۲ نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که نسبت بار مرده به زنده کمتر، منجر به ضریب مقاومت بالاتری به ازای یک شاخص قابلیت اعتماد مشخص شده است. به طوری که با میانگین‌گیری از تمامی روش‌ها این

مشخصات پارامترهای آماری مربوط به γ_R که برای هر یک از روش‌ها محاسبه شده است، در جدول ۳ آمده است. از آنجایی که نسبت γ_R یک عدد نامنفی با مقدار بهینه‌ی یک است، یک توزیع لگاریتم طبیعی برای این نسبت استفاده شده است. در شکل ۷ مقایسه‌ای بین توزیع لگاریتم طبیعی برای روش‌های مختلف مورد استفاده نشان داده شده است.



شکل ۸. مقدار ضریب مقاومت برای روش‌ها و نسبت بار مرده به زنده مختلف به ازای $\beta = 2$

Fig. 8. The value of resistance factor for the methods and the ratio of dead to live different for $\beta = 2$

آمده مقدار ضریب مقاومت رابطه پیشنهادی در حدود ۱۰٪ از نزدیک‌ترین روش به خود (روش اشمرتمن) بیشتر است. این روند در سایر شاخص‌های قابلیت اعتماد نیز مشاهده می‌گردد.

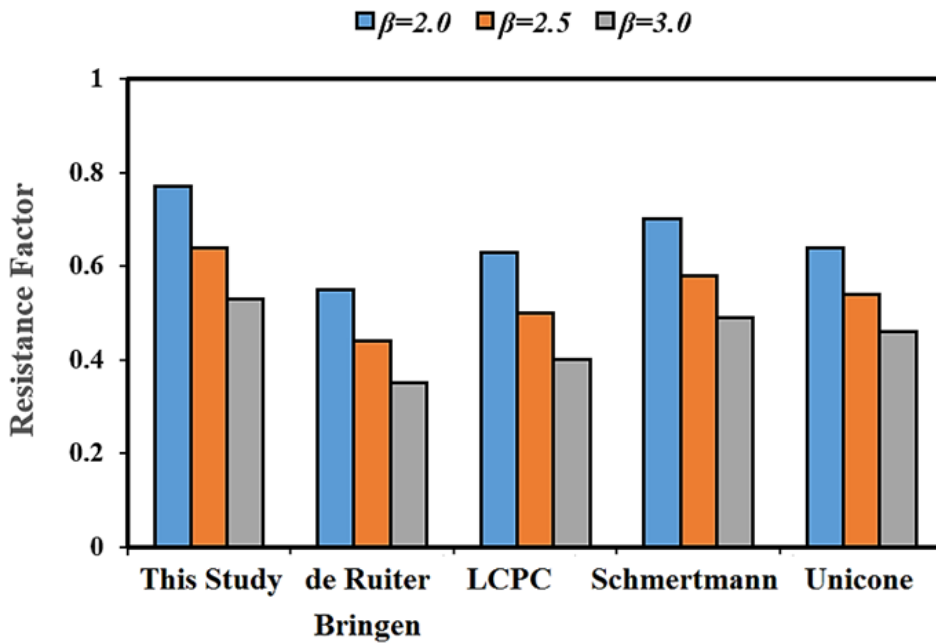
به طور کلی وجود ضریب مقاومت بالاتر یا شاخص قابلیت اعتماد بیشتر برای یک روش، نشان دهنده‌ی بهتر بودن آن روش است؛ با توجه به این موضوع می‌توان به کارایی بالای رابطه پیشنهاد شده در این مقاله اشاره نمود. اما در صورتی که یک روش بیش از حد محافظه کارانه باشد، می‌تواند به مقادیر ϕ و β بالایی منجر شود. در این رابطه، مک وی^۱ و همکاران، یک پارامتر جدید به نام نسبت راندمان^۲ تعریف کردند که برابر با نسبت ضریب مقاومت به ضریب تمایل مقاومت $(\frac{\phi}{\lambda R})$ است [۳۴]. در واقع این پارامتر میزان مشارکت ظرفیت باربری محاسبه شده در یک طراحی را برای یک قابلیت اعتماد مشخص نشان می‌دهد. مقدار بیشتر این پارامتر می‌تواند به معنای قابلیت اعتماد بیشتر و کارایی بیشتر آن روش باشد. در شکل ۱۰ نسبت راندمان برای روش‌های مختلف و نسبت بار مرده به زنده متفاوت و به ازای β برابر با ۲ ترسیم شده است. مطابق این شکل، مشاهده می‌شود که روش ارائه شده در این پژوهش به همراه روش‌های اشمرتمن و Uni-Cone از دقیق‌ترین و قابل اعتمادترین روش‌ها در تخمین ظرفیت باربری

کاهش در حدود ۵٪ به دست می‌آید. همچنین به ازای یک نسبت بار مرده به زنده ثابت، ضریب مقاومت در روش پیشنهادی این مقاله بیشتر از سایر روش‌ها به دست آمده است. به طوری که مقدار آن از نزدیک‌ترین روش به خود (روش اشمرتمن) حدود ۹٪ بیشتر است. برای مثال، برای نسبت بار مرده به زنده ۴، ضریب مقاومت در روش پیشنهادی برابر ۰/۷، در روش اشمرتمن برابر ۰/۶۴، در روش Unicone برابر ۰/۵۹، در روش LCPC برابر ۰/۵۷ و در روش درویتر-برینجن برابر ۰/۵۱ به دست آمده است.

در شکل ۹ مقدار حساسیت ضریب مقاومت به شاخص قابلیت اعتماد مورد نظر به ازای یک نسبت بار مرده به زنده‌ی ثابت نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که هر چه مقدار β بیشتر باشد و یا به عبارت دیگر احتمال شکست کمتر باشد، ضرایب مقاومت کاهش یافته است. مقدار این کاهش با میانگین‌گیری در تمامی روش‌ها در حدود ۲۰٪ به دست آمده است. همچنین، به ازای یک مقدار مشخص از مقدار شاخص قابلیت اعتماد (β)، مقدار ضریب مقاومت در روش پیشنهادی این مقاله بیشتر از سایر روش‌ها است. به طوری که برای مثال برای شاخص قابلیت اعتماد ۲، در روش پیشنهادی مقدار ضریب مقاومت برابر ۰/۷۷، در روش اشمرتمن برابر ۰/۷، در روش Unicone برابر ۰/۶۴، در روش LCPC برابر ۰/۶۳ و در روش درویتر-برینجن برابر ۰/۵۵ به دست آمده است. لذا مطابق نتیجه به دست

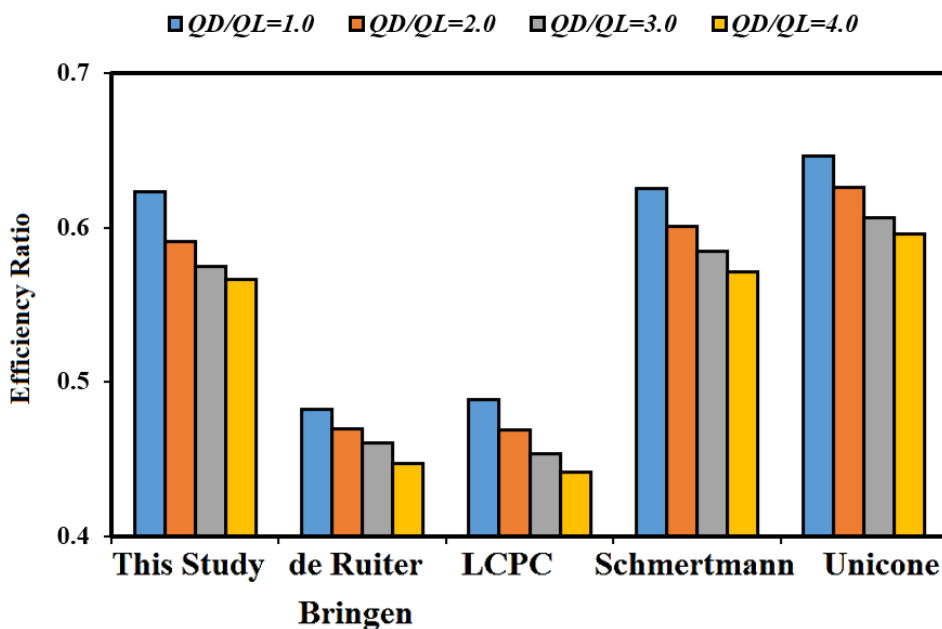
1 McVay

2 Efficiency Ratio



شکل ۹. ضریب مقاومت برای روش‌ها و شاخص قابلیت اعتمادهای مختلف به ازای $QD/QL=1$

Fig. 9. Resistance factor for different methods and reliability index for $QD/QL=1$



شکل ۱۰. نسبت راندمان برای هر روش و به ازای نسبت‌های بار مرده به زنده مختلف و $\beta = 2$

Fig. 10. Efficiency ratio for each method and for different dead to live ratios for $\beta = 2$

۵- فهرست علائم

علائم انگلیسی	
A_c	سطح مقطع نوک شمع، m^2
A_t	سطح مقطع نوک شمع، m^2
A_{si}	سطح واحد دیواره‌ی شمع در لایه آ‌م، m^2
L	طول شمع، m
P	محیط دیواره‌ی شمع، m
P_f	احتمال شکست
Q	متغیر تصادفی
Q_i	بار (مرده، زنده، زلزله و ...)
Q_s	مقاومت کل اصطکاکی جداره شمع، kPa
Q_t	مقاومت کل نوک شمع، kPa
Q_u	ظرفیت باربری شمع، kPa
QD	بار مرده، kN
QL	بار زنده، kN
R	متغیر تصادفی
R^2	مجموع مربعات خطای مدل پیشنهادی
R_n	مقاومت پیش بینی شده
r_{si}	میانگین مقاومت واحد دیواره‌ی شمع در لایه آ‌م، kPa
r_t	ظرفیت باربری نوک شمع، kPa
u_2	فشار آب حفره ای در شانه مخروط، kPa
$x1$	اثر اصطکاک سطح مخروط
$x2$	اثر مقاومت نوک مخروط
$x3$	اثر فشار آب حفره‌ای (u_2)

علائم یونانی

β	شاخص قابلیت اعتماد
γ_i	ضریب بار
γ_{QD}	ضریب تمایل بار مرده
γ_{QL}	ضریب تمایل بار زنده
θ	پارامتر مدل
λ	ضریب تمایل مقاومت
φ	ضریب مقاومت

شمع است و مقادیر نسبت راندمان بالاتری را دارا هستند. به طوری که برای مثال، برای نسبت بار مرده به زنده یک، نسبت راندمان در مطالعه حاضر و روش اشمرتمن برابر $0/62$ ، در روش Unicone برابر $0/64$ و در روش‌های درویتتر-برینجن و LCPC به ترتیب برابر $0/48$ و $0/49$ به دست آمده است. لذا به عنوان یک شاخص می‌توان بیان داشت که نسبت راندمان در مطالعه حاضر، 29% بیشتر از روش درویتتر-برینجن و 26% بیشتر از روش LCPC و تنها 3% کمتر از روش Unicone است. این روند در سایر نسبت‌های بار مرده به زنده نیز مشاهده می‌گردد. هر چند که با افزایش دو برابری نسبت بار مرده به زنده، مقدار نسبت راندمان به طور میانگین در تمامی روش‌ها در حدود 5% کاهش داشته است.

۴- نتیجه‌گیری

در این مطالعه، با توجه به داده‌های گردآوری شده از نتایج آزمون‌های بارگذاری شمع و نفوذ مخروط متناظر آن، ابتدا روشی برای تخمین ظرفیت باربری محوری شمع با استفاده از مدل روندگرایی خطی ارائه گردید؛ سپس قابلیت اعتماد این روش با سایر روش‌های متداول در تعیین ظرفیت باربری شمع با استفاده از نتایج آزمایش نفوذ مخروط، مقایسه شد. برای بررسی قابلیت اعتماد هر یک از روش‌ها، از روش نمونه‌گیری مونت کارلو استفاده شد. این تحلیل‌ها برای نسبت‌های بار مرده به زنده‌ی مختلف انجام گردیده و مشاهده شد که مقادیر شاخص قابلیت اعتماد و ضریب مقاومت به این نسبت‌ها حساس هستند. به طوری که با افزایش نیم واحدی شاخص قابلیت اعتماد و یا افزایش دو برابری نسبت بار مرده به زنده مقدار ضریب مقاومت کاهشی در حدود 5% داشته است. با انجام نمونه‌گیری از هر یک از روش‌ها مشاهده شد که بیشترین مقدار شاخص قابلیت اعتماد در رابطه‌ی پیشنهاد شده وجود دارد و مقدار ضریب مقاومت آن از نزدیک‌ترین روش به خود (روش اشمرتمن) در حدود 10% بیشتر است. لذا رابطه‌ی ارائه شده برای ظرفیت باربری از دقت و قابلیت اعتماد مناسبی برخوردار است.

از آن جهت که شاخص قابلیت اعتماد و ضرایب مقاومت به تنهایی نمی‌توانند ابزار کارآمدی در ارزیابی قابلیت اعتماد یک روش باشند از پارامتری دیگر به نام نسبت راندمان نیز که معرف مناسبی در این مورد است، استفاده گردید و مطابق با بررسی انجام شده مشاهده شد که رابطه‌ی پیشنهاد شده در این مطالعه، نسبت راندمانی 29% بیشتر از روش درویتتر-برینجن، 26% بیشتر از روش LCPC داشته و به همراه روش‌های UniCone و اشمرتمن از بیشترین مقدار نسبت راندمان برخوردار هستند.

- and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards, 14(3) (2020) 216-230.
- [9] S. Moshfeghi, A. Eslami, Reliability-based assessment of drilled displacement piles bearing capacity using CPT records, Marine Georesources & Geotechnology, 37(1) (2019) 67-80.
- [10] S. Moshfeghi, A. Eslami, Study on pile ultimate capacity criteria and CPT-based direct methods, International Journal of Geotechnical Engineering, 12(1) (2018) 28-39.
- [11] J.H. Schmertmann, Guidelines for cone penetration test: performance and design, United States. Federal Highway Administration, 1978.
- [12] J. De Ruiter, F. Beringen, Pile foundations for large North Sea structures, Marine Georesources & Geotechnology, 3(3) (1979) 267-314.
- [13] M. Bustamante, L. Gianceselli, Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT, in: Proceedings of the 2nd European symposium on penetration testing, 1982, pp. 493-500.
- [14] A. Eslami, B.H. Fellenius, Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories, Canadian Geotechnical Journal, 34(6) (1997) 886-904.
- [15] M. Mahsuli, T. Haukaas, Computer program for multimodel reliability and optimization analysis, Journal of computing in civil engineering, 27(1) (2013) 87-98.
- [16] L.C. Reese, M. O'NEIL, Field load tests of drilled shafts, in: International geotechnical seminar on deep foundations on bored and auger piles. 1, 1988, pp. 145-191.
- [17] P.W. Mayne, Evaluating axial drilled shaft response by seismic cone, in: Foundations & Ground Improvement, GSP
- [1] A. Eslami, E. Aflaki, B. Hosseini, Evaluating CPT and CPTu based pile bearing capacity estimation methods using Urmiyeh Lake Causeway piling records, Scientia Iranica, 18(5) (2011) 1009-1019.
- [2] L. Zhang, W.H. Tang, L. Zhang, J. Zheng, Reducing uncertainty of prediction from empirical correlations, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(5) (2004) 526-534.
- [3] M.Y. Abu-Farsakh, H.H. Titi, Assessment of direct cone penetration test methods for predicting the ultimate capacity of friction driven piles, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(9) (2004) 935-944.
- [4] J.L. Briaud, L.M. Tucker, Measured and predicted axial response of 98 piles, Journal of Geotechnical Engineering, 114(9) (1988) 984-1001.
- [5] K.-K. Phoon, F.H. Kulhawy, Characterization of geotechnical variability, Canadian geotechnical journal, 36(4) (1999) 612-624.
- [6] P. Pishgah, C.R. Jamshidi, Reliability measures for consolidation settlement by means of CPT data, International Journal of Civil engineering (IJCE), (2014) 180-185.
- [7] S.A.A. Pari, G. Habibagahi, A. Ghahramani, K. Fakharian, Reliability-based calibration of resistance factors in LRFD method for driven pile foundations on inshore regions of Iran, International Journal of Civil Engineering, 17(12) (2019) 1859-1870.
- [8] S. Heidarie Golafzani, R. Jamshidi Chenari, A. Eslami, Reliability based assessment of axial pile bearing capacity: static analysis, SPT and CPT-based methods, Georisk: Assessment

- Engineering, 12, 1989, pp. 1141-1146.
- [27] D. Milovic, S. Stevanovic, Deformation modulus determined by pile load test, In Proceedings of 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 12, 1989, pp. 1163-1166.
- [28] G. Vogrinic, Analyses of stress and strain states in the soil surrounding the axially loaded pile, In Proceedings of 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1999, pp. 743-746.
- [29] C. Ferreira, A. Lobo, D. Carvalho, Behaviour of displacement, cast-in-place piles on collapsible soil, in: Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 2, AA Balkema Publishers, 1997, pp. 805-806.
- [30] S. Moshfeghi, A. Eslami, S.M.M. Hosseini, AUT-CPT&pile database for piling performance using CPT and CPTu records, in: Proceedings of the 40th Annual Conference on Deep Foundations, Deep Foundation Institute (DFI) Oakland, CA, 2015, pp. 12-15.
- [31] S.G. Paikowsky, Load and resistance factor design (LRFD) for deep foundations, Transportation Research Board, 2004.
- [32] AASHTO, LRFD Highway Bridges Specifications, SI Units, 1st ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 1994.
- [33] FHWA, Load and Resistance Factor Design (LRFD) for highway bridge substructures, FHWA Washington DC, 2001.
- [34] M.C. McVay, B. Birgisson, L. Zhang, A. Perez, S. Putcha, Load and resistance factor design (LRFD) for driven piles using dynamic methods—A Florida perspective, Geotechnical Testing Journal, 23(1) (2000) 55-66.
- 113, ASCE, Citeseer, 2001.
- [18] K. Pitilakis, S. Tsotos, T. Hatzigogos, Pile tests on bored piles in Greece, in: International geotechnical seminar on deep foundations on bored and auger piles. 1, 1988, pp. 545-552.
- [19] J.-M. Konrad, M. Roy, Bearing capacity of friction piles in marine clay, Geotechnique, 37(2) (1987) 163-175.
- [20] B. McCabe, B. Lehane, Behavior of axially loaded pile groups driven in clayey silt, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(3) (2006) 401-410.
- [21] M.Y. Abu-Farsakh, H.H. Titi, Assessment of direct cone penetration test methods for predicting the ultimate capacity of friction driven piles, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(9) (2004) 935-944.
- [22] A.S. Hoback, M. Rujipakorn, Prediction of Bearing Capacity of Large Drilled Piles in Nonhomogeneous Soil by Using 3D Finite Element Method, The Electronic Journal of Geotechnical Engineering (EJGE), Vol. 9, 2004.
- [23] E.M. Comodromos, C.T. Anagnostopoulos, M.K. Georgiadis, Numerical assessment of axial pile group response based on load test, Computers and Geotechnics, 30(6) (2003) 505-515.
- [24] F. Martins, J. Martins, CPT and pile tests in granitic residual soils, in: Congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations. 12, 1989, pp. 529-531.
- [25] I. Soric, N. Grubic, K. Horvat, and B. Skacan, Bearing capacity of large-diameter bored piles, In Proceedings of 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1989, pp. 1065–1066.
- [26] A. Jaime, M. PROMO, J. Ponce, A. Mitre, Static tests on friction piles in Mexico City clay, In Proceedings of 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

M. M. Ahmadi, M. J. Mashinchian, Reliability analysis of pile bearing capacity in clayey soils based on Monte Carlo sampling, Amirkabir J. Civil Eng., 54(7) (2022) 2813-2828.

DOI: [10.22060/ceej.2022.20268.7387](https://doi.org/10.22060/ceej.2022.20268.7387)

