





Statistical Analysis of the Skirted Ring Footings Located on Sandy Soil

Ramin Vali^{1*} , Mahmood Parsamanesh² 

¹Lecturer, Department of Civil Engineering, Technical and Vocational University (TVU), Tehran, Iran.

²Assistant Professor, Department of Mathematics, Technical and Vocational University (TVU), Tehran, Iran.

ARTICLE INFO

Received: 02.22.2022

Revised: 05.04.2022

Accepted: 06.07.2022

Keyword:

Ring footing

Finite element limit analysis (FELA)

Statistical analysis

Sandy soil

skirted footing

Bearing capacity

ABSTRACT

In this paper, the increased bearing capacity of the circular and ring footings in sandy soil was investigated. Therefore, vertical skirts were used to increase the bearing capacity of the footing. In this regard, axisymmetric numerical modeling was performed using the lower and the upper bounds of the *Finite Element Limit Analysis* (FELA). More than 1,000 simulations were performed using Optum^{G2} software to ensure accurate results. The impact of different parameters on the bearing capacity of the ring footing was studied by considering structural and geotechnical parameters. The factors included the soil's internal friction angle, interaction coefficient between the footing and the soil, radius ratio of the ring footing, and vertical skirt length. Dimensionless design charts were used to present the research results. Additionally, statistical analysis was employed to derive a nonlinear regression equation for calculating the bearing capacity of the ring footings.

***Corresponding Author:**

Ramin Vali

Email: rvali@tvu.ac.ir



EXTENDED ABSTRACT

Introduction

A ring footing is one of the most useful structures for the foundation of chimneys, silos, and storage tanks. A decreased use of the material is one of the crucial advantages of utilizing such a foundation. In the present research, the possibility of increasing the bearing capacity of circular and ring footing in sandy soil was investigated. For this purpose, various methods were considered, among which soil reinforcement methods or structural design methods can be mentioned. One of the most effective methods is the use of skirt elements. Therefore, in this article, the effect of using vertical skirts to increase the bearing capacity of the ring footing was investigated.

Methodology

To carry out the modelling in this research study and to calculate the bearing capacity directly, the *Finite Element Limit Analysis* was adopted. To increase the accuracy of the simulation, *lower* and *upper* bounds were calculated, and the *average* values used to present dimensionless design charts. For this purpose, *Optum^{G2}* software was used. Figure 1 shows the axisymmetric numerical simulation performed by *FELA* in *Optum^{G2}* software. In order to investigate the effect of various parameters, 1000 different simulations were performed to ensure accurate results.

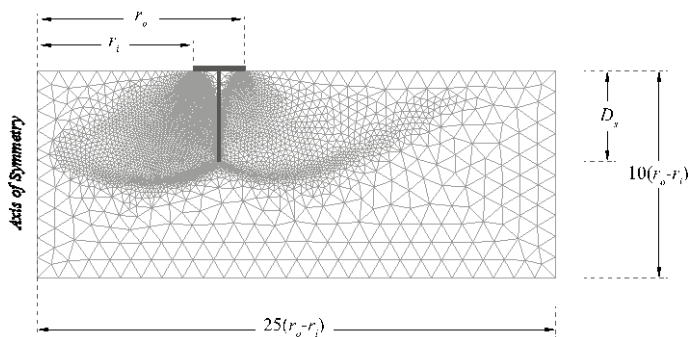


Figure 1. Model geometry and a typical FELA mesh

When a skirted ring footing is located on sandy soil, its bearing capacity could be affected by two categories of influential parameters; (i) geometrical features, namely, the radius ratio (r_i/r_o), and the skirt element length ($D_s/(r_o-r_i)$); (ii) the soil internal friction angle (φ) and the relevant soil density (γ). As mentioned, the impact of different parameters on the bearing capacity of the ring footing was studied by considering structural and geotechnical parameters. As a result, the bearing capacity of the skirted ring footing can be presented as per Equation 1:

$$(1) \quad \frac{q_u}{\gamma(r_o-r_i)} = f\left(\frac{r_i}{r_o}, \frac{D_s}{(r_o-r_i)}, \varphi\right)$$

Results and discussion

In this study, failure patterns were represented by the shear dissipation contours

obtained from the *upper bound* of *FELA*. As a sample, Figure 2 shows the effect of $D_s/(r_o-r_i)$ on the failure pattern. The values of the *lower* and *upper* bounds of *FELA* are also presented.

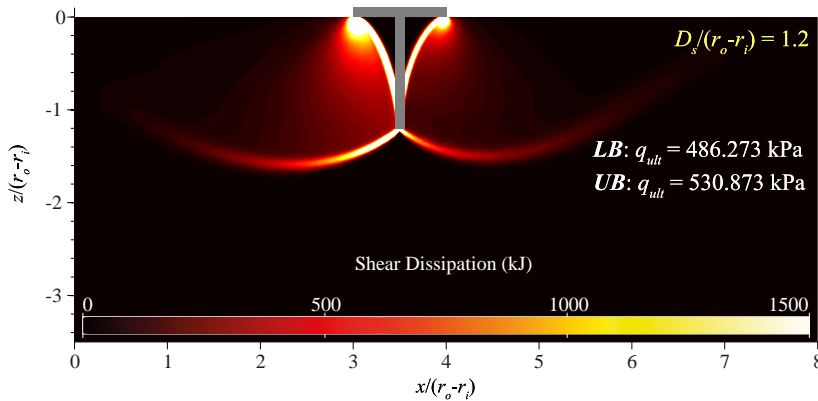


Figure 2. The effect of $D_s/(r_o-r_i)$ on the failure pattern of the skirted ring footing

To increase the accuracy of the results, the *average* values of *lower* and *upper* bounds of *FELA* were calculated and dimensionless design charts were plotted to present the research results. For instance, the dimensionless charts for the case where $\phi=45^\circ$, is presented in Figure 3.

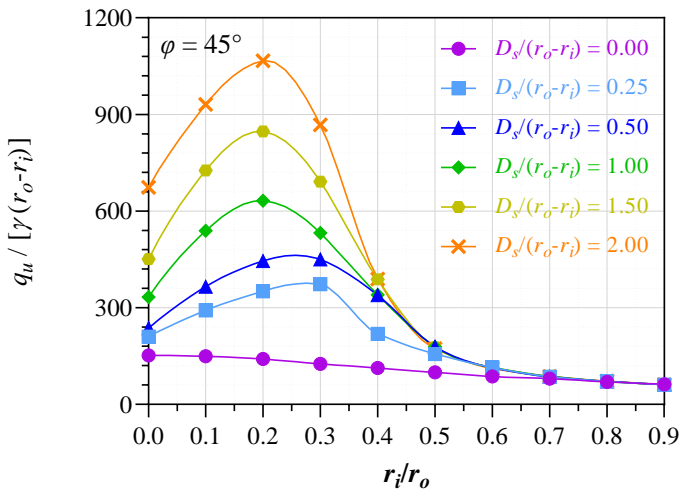


Figure 3. Normalized bearing capacity of the ring footing in the frictional soil for various skirt length (smooth footing)

Additionally, statistical analysis was employed by means of SPSS v.26 to derive a nonlinear regression equation for calculating the bearing capacity of the skirted ring footings. As shown, Equation 2 is a function of the radius ratio of the ring footing. For greater illustration, Table 1 is presented in this section for the case where $\phi=45^\circ$ for smooth footing.

$$(2) \quad \frac{q_u}{\gamma(r_o-r_i)} = a \times \left(\frac{r_i}{r_o}\right)^3 + b \times \left(\frac{r_i}{r_o}\right)^2 + c \times \left(\frac{r_i}{r_o}\right) + d$$

Table 1. The regression parameters of the model

ϕ	$D_s/(r_o-r_i)$	a		b		c		d		R^2
		Value	S.E.	Value	S.E.	Value	S.E.	Value	S.E.	
45	0.00	164.13	15.54	-207.31	21.28	-46.19	8.20	154.89	0.84	0.997
	0.25	3182.14	257.09	-4650.63	352.18	1499.50	135.62	201.53	13.95	0.946
	0.50	4659.54	271.17	-6855.32	371.47	2283.22	143.04	219.70	14.72	0.967
	1.00	6010.44	454.97	-8358.46	623.25	2414.37	240.00	375.02	24.69	0.954
	1.50	8197.09	731.99	-11126.64	1002.73	3023.38	386.13	524.14	39.72	0.939
	2.00	9729.47	1049.34	-12752.68	1437.45	3038.94	553.53	754.48	56.95	0.928

The comparison between the predicted normalized bearing capacity values from Equation 2 and the measured values from the *FELA* are provided in Figure 4. The predicted values were in reasonable agreement with the measured values. This was also confirmed by the R^2 values shown in Table 1. Therefore, the proposed models could be used to predict the normalized bearing capacity of skirted ring footing based on the radius ratio and the skirt element length of the footing.

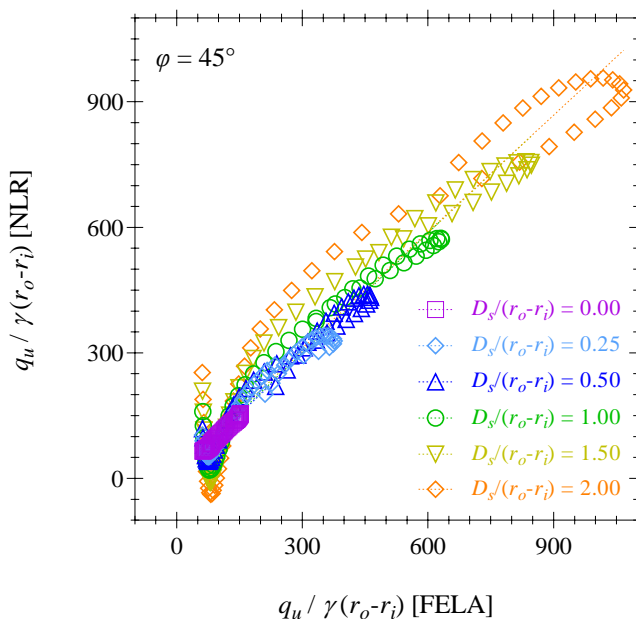


Figure 4. The correlation between the predicted and measured normalized bearing capacity values (smooth footing)

Conclusions

Based on the current research, the following conclusions were drawn:

- 1- As the radial ratio increased, the normalized bearing capacity first rose and then declined.
- 2- As radial ratio increased, the footings behaved similarly to strip foundations, which is an important factor in reducing bearing capacity as radius ratios increased.
- 3- Normalized bearing capacity increased significantly as the soil's internal friction angle increased. The bearing capacity increased by approximately 22 and 26 times for smooth and rough footings, respectively, when the relative length of the skirt element was 2 and the internal friction angle was increased from 30 to 45 degrees.
- 4- Normalized bearing capacity was maximized in larger radius ratios when the soil's internal friction angle was increased. Therefore, it is important to note that ring footings with a larger radius ratio can be used for soils with high internal friction angles.
- 5- According to the results of the *Finite Element Limit Analysis*, the range of changes in smooth ring footings was limited compared to rough ring foundations, particularly at radius ratios greater than 0.5.
- 6- In both smooth and rough footings, R^2 values calculated by *Finite Element Limit Analysis* and the estimated values derived from non-linear regression demonstrated very good agreement.



شاپای الکترونیکی: ۴۴۲۰-۲۵۳۸

شاپای چاپی: ۹۷۹۶-۲۳۸۲



تحلیل آماری پی‌های رینگی تقویت‌شده با دیواره قائم مستقر بر خاک‌های ماسه‌ای

رامین ولی^{*۱}، محمود پارسامنش^۲

۱- عضو هیات علمی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه فنی و حرفه‌ای، تهران، ایران.

۲- استادیار، گروه ریاضی، دانشگاه فنی و حرفه‌ای، تهران، ایران.

چکیده

اطلاعات مقاله

در این مقاله، افزایش ظرفیت باربری پی دایره‌ای و رینگی مستقر بر روی خاک ماسه‌ای بررسی شده است. بنابراین به‌منظور نیل به این هدف، از دیواره‌های تقویت‌کننده قائم برای افزایش ظرفیت باربری شالوده، استفاده شده است. در این راستا، مدل‌سازی عددی به‌صورت تقارن محوری و برپایه تحلیل حدی المان محدود و با درنظر گرفتن حد پایین و حد بالا انجام شده است. برای دستیابی به نتایج دقیق، بیش از هزار مدل‌سازی در فضای نرم‌افزاری Optum^{G2} انجام شده است. برای بررسی تأثیر تغییرات ایجاد شده بر ظرفیت باربری پی رینگی، پارامترهای سازه‌ای و ژئوتکنیکی مدنظر قرار گرفته است. این عوامل شامل زاویه اصطکاک داخلی خاک، ضریب تماسی سازه و خاک، نسبت‌های شعاعی متفاوت در پی رینگی و طول دیواره تقویت‌کننده قائم می‌باشند. نتایج حاصل از پژوهش، به‌صورت نمودارهای پی‌بعد شده طراحی، ارائه شده است. همچنین با استفاده از تحلیل‌های آماری، رابطه رگرسیون غیرخطی به‌منظور محاسبه مقادیر ظرفیت باربری در پی رینگی، پیشنهاد شده است.

دریافت مقاله: ۱۴۰۰/۱۲/۰۳

بازنگری مقاله: ۱۴۰۱/۰۲/۱۴

پذیرش مقاله: ۱۴۰۱/۰۳/۱۷

کلید واژگان:

پی رینگی
تحلیل حدی المان محدود
تحلیل آماری
خاک ماسه‌ای
دیواره‌های تقویت‌کننده قائم
ظرفیت باربری

*نویسنده مسئول: رامین ولی

پست الکترونیکی:

rvali@tvu.ac.ir



مقدمه

پی‌های رینگی، یکی از انواع بهینه شالوده‌ها به‌خصوص برای سازه‌هایی چون دودکش‌ها، سیلوها و مخازن ذخیره‌سازی می‌باشند. از مهم‌ترین ویژگی‌های این گونه شالوده‌ها می‌توان به کاهش مصرف مصالح ساختمانی در عملیات پی‌سازی اشاره کرد [۱]. در این بخش به‌منظور بررسی پیشینه پژوهش، به مطالعات انجام‌شده در زمینه پی‌های رینگی تمرکز شده و پس از آن تحقیقات انجام‌شده در مورد بهره‌گیری از دیواره‌های قائم به‌منظور تقویت ظرفیت باربری پی، بررسی شده است.

پژوهشگران متعددی در مورد ظرفیت باربری پی‌های رینگی مطالعه کرده‌اند. کومار و قوش [۲] برای محاسبه ضریب ظرفیت باربری پی رینگی از روش مشخصه‌های تنش^۱ استفاده کرده‌اند، در حالی که بنمبارک و همکاران [۱] همین مسئله را با استفاده از تحلیل تفاضلات محدود^۲ مطالعه کرده‌اند. نتایج مطالعات ایشان نشان داده است که مقادیر ضریب ظرفیت باربری N_p برای پی‌های رینگی زبر، بیشتر از پی‌های رینگی صیقلی می‌باشد. لی و همکاران [۳] ظرفیت باربری زه‌کشی‌نشده پی‌های رینگی را در خاک‌های رسی غیرمتجانس ارزیابی کرده‌اند. نتایج مطالعات ایشان نشان می‌دهد که با کاهش نسبت شعاعی در پی‌های رینگی، مناطق پلاستیک خاک توسعه می‌یابد. در تحقیقات ایشان ظرفیت باربری زه‌کشی‌نشده پی رینگی مستقر بر خاک رس دو لایه با استفاده از تحلیل اجزای محدود^۳ محاسبه شده است. سیدی حسینی نیا [۴] ظرفیت باربری پی رینگی را ارزیابی کرده و نشان داده است که با افزایش ضریب اصطکاک بین شالوده و خاک، ظرفیت باربری پی افزایش می‌یابد. کشاورز و کومار [۵] برای محاسبه ظرفیت باربری پی رینگی، از روش مشخصه‌های تنش استفاده کرده‌اند. همچنین غلامی و سیدی حسینی نیا [۶] ظرفیت باربری پی‌های رینگی را با استفاده از روش مشخصه‌های تنش ارزیابی کرده‌اند. راماندا و همکاران [۷] برای محاسبه ضریب ظرفیت باربری N_c در پی‌های دایره‌ای و رینگی، از روش تفاضلات محدود بهره گرفته‌اند. نتایج مطالعات ایشان نشان می‌دهد که با افزایش نسبت شعاعی پی رینگی، مقدار N_c به‌طور قابل توجهی کاهش می‌یابد. شارما و کومار [۸] ظرفیت باربری پی‌های رینگی را با در نظر گرفتن اثر خروج از مرکزیت بارگذاری و مستقر بر خاک‌های ماسه‌ای تقویت شده ارزیابی کرده‌اند. نتایج مطالعات ایشان نشان می‌دهد که بار نهایی اعمال‌شده بر پی‌های رینگی مستقر بر خاک‌های دانه‌ای، با افزایش خروج از مرکزیت بار، کاهش می‌یابد. ولی و همکاران [۹] با استفاده از روش تحلیل حدی المان محدود^۴ به بررسی تأثیر محل بارگذاری بر ظرفیت باربری پی‌های رینگی پرداخته‌اند. نتایج مطالعات ایشان نشان می‌دهد که محل اعمال بارگذاری بر روی شالوده (نیمه‌داخلی پی، نیمه‌خارجی پی یا سطح بارگذاری کلی بر روی پی)، بر ظرفیت باربری پی رینگی، تأثیرگذار می‌باشد. کشاورز و کومار [۱۰] با استفاده از روش مشخصه‌های تنش به ارزیابی ظرفیت باربری پی‌های رینگی مستقر بر بستر سنگی پرداخته‌اند. پراساد و چاکرابورتی [۱۱] ظرفیت باربری پی‌های رینگی مستقر بر خاک دو لایه رسی- ماسه‌ای را بررسی کرده‌اند. نتایج تحقیقات ایشان نشان می‌دهد که با افزایش ضخامت لایه ماسه‌ای، ظرفیت باربری پی رینگی به‌شدت افزایش می‌یابد.

¹ Stress Characteristics Method (SCM)

² Finite Difference Method (FDM)

³ Finite Element Method (FEM)

⁴ Finite Element Limit Analysis (FELA)

پی‌های تقویت‌شده با دیواره‌های قائم، از اتصال المان عمودی به‌صورت پیرامونی زیر پی سطحی تشکیل شده‌اند. این نوع شالوده‌ها به‌طور گسترده در پروژه‌های ژئوتکنیکی برای افزایش ظرفیت باربری و کنترل نشست پی استفاده می‌شوند. اخیراً محققان با استفاده از روش‌های عددی و تجربی بر تأثیر استفاده از دیواره‌های قائم در پی‌های نواری و دایره‌ای و تأثیر آن بر افزایش ظرفیت باربری شالوده، متمرکز شده‌اند [۱۲-۱۵]. زو و همکاران [۱۶] با بهره‌گیری از روش المان محدود به ارزیابی ظرفیت باربری پی‌های رینگی تقویت‌شده با دیواره قائم تحت بارگذاری‌های عمودی و افقی پرداخته‌اند. همچنین بین و همکاران [۱۷] با استفاده از روش‌های عددی به تأثیر بارگذاری عمودی و افقی بر روی پی‌های تقویت‌شده با دیواره قائم اشاره کرده‌اند. الاقبری و دوتا [۱۸] با استفاده از تحلیل‌های تجربی به ارزیابی عملکرد پی مربعی تقویت‌شده با دیواره‌های قائم پرداخته‌اند. گرونک و راندولف [۱۹] در مطالعات خود به بررسی رفتار زه‌کشی‌شده و زه‌کشی‌نشده پی‌های تقویت‌شده با دیواره‌های قائم پرداخته‌اند. همچنین مانا و همکاران [۲۰] مکانیسم شکست پی‌های تقویت‌شده با دیواره قائم را ارزیابی کرده‌اند. عید [۲۱] با استفاده از مدل‌سازی عددی و فیزیکی به ارزیابی ظرفیت باربری و نشست پی‌های سطحی مستقر بر روی لایه‌های ماسه‌ای، پرداخته است. نتایج مطالعات ایشان نشان داده است که ظرفیت باربری شالوده با افزایش عمق دیواره قائم افزایش می‌یابد. پال و همکاران [۲۲] ظرفیت باربری پی‌های نواری تقویت‌شده با دیواره قائم مستقر بر خاک‌های دانه‌ای را با استفاده از تحلیل حد بالا^۱ محاسبه کرده‌اند. الاقبری و محمدزین [۲۳] تأثیر دیواره‌های قائم بر بهبود رفتار پی‌های مستقر بر روی لایه ماسه‌ای را ارزیابی کرده‌اند. نتایج به‌دست‌آمده از پژوهش ایشان نشان داده است که ظرفیت باربری پی دایره‌ای تقویت‌شده با دیواره قائم به‌طور قابل‌توجهی بهبود می‌یابد. ختری و کومار [۲۴] ظرفیت باربری پی‌های نواری و دایره‌ای را با استفاده از تحلیل حدی المان محدود ارزیابی کرده‌اند. به‌طور مشابه، نتایج مطالعات ایشان به افزایش ظرفیت باربری پی‌های تقویت‌شده با دیواره قائم دلالت می‌کند. بیگی و همکاران [۲۵] در مطالعات خود به بررسی ظرفیت باربری پی‌های نواری مجاور شیب و تأثیر طول دیواره‌های تقویت‌کننده قائم پرداخته‌اند. نتایج تحقیقات ایشان به تأثیر قابل‌توجه طول دیواره قائم بر افزایش ظرفیت باربری پی، اشاره می‌کند.

مواجهه با خاک غیرمناسب و احداث زیرساخت‌های عمرانی در این‌گونه مناطق باعث شده روش‌های متنوعی برای کاهش نشست سازه و همچنین افزایش ظرفیت باربری پی مطرح شود. یکی از راهکارهای متداول برای این مهم، تقویت بستر خاکی توسط لایه‌های ژئوگرید و ژئوتکتایل می‌باشد [۲۶-۲۹]. علاوه بر روش‌های مرسوم، در سال‌های اخیر، دیواره‌های تقویت‌کننده قائم، یکی از روش‌های موردتوجه برای افزایش ظرفیت باربری پی می‌باشد. براساس تاریخچه پیش‌گفته می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از دیواره‌های قائم تقویت‌کننده می‌تواند روش مناسبی برای افزایش ظرفیت باربری پی‌ها، به‌خصوص پی‌های دایره‌ای و رینگی عمل کند. از این‌رو، هدف از انجام این پژوهش، ارزیابی آماری استفاده از دیواره قائم در میانه پی، بر افزایش ظرفیت باربری پی‌های دایره‌ای و رینگی مستقر بر روی خاک‌های ماسه‌ای در دو حالت پی صیقلی و پی زیر می‌باشد. مطالعه عددی انجام شده در این مقاله، بر پایه تحلیل حدی المان محدود در دو حد بالا و پایین می‌باشد. همچنین، براساس نتایج به‌دست‌آمده از مدل‌سازی عددی و بهره‌گیری از رگرسیون غیرخطی و تحلیل‌های آماری صورت‌گرفته، معادله‌ای برای تخمین ظرفیت باربری پی رینگی پیشنهاد شده است.

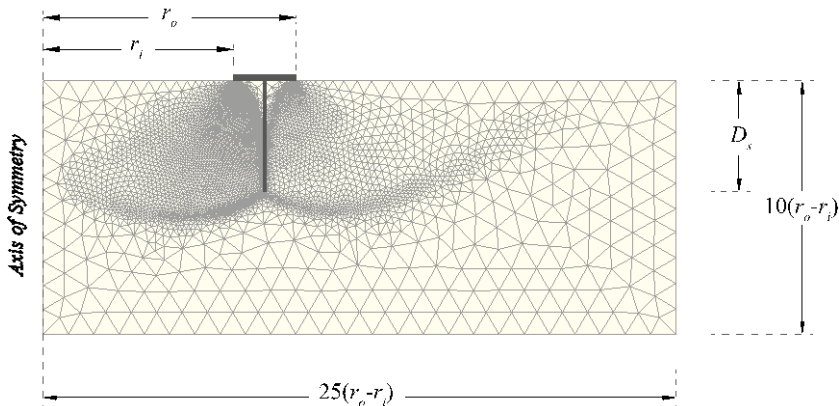
¹ Upper Bound Analysis

مدل سازی عددی

ظرفیت باربری نهایی پی رینگی (q_u)، تابعی از ویژگی‌های هندسی پی (نسبت شعاعی و طول نسبی دیواره قائم) و مشخصات مقاومتی خاک (زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) و وزن مخصوص (γ)) بوده که می‌تواند به صورت معادله (۱) نوشته شود [۲۵]. پارامترهای هندسی مدل در شکل ۱ و جدول ۱ نمایش داده شده است.

$$\frac{q_u}{\gamma(r_o-r_i)} = f\left(\frac{r_i}{r_o}, \frac{D_s}{(r_o-r_i)}, \phi\right) \quad (1)$$

بیشینه بار قابل تحمل توسط یک شالوده، با استفاده از ظرفیت باربری پی تعیین می‌شود. از این رو، به منظور محاسبه دقیق ظرفیت باربری پی، توجه به تمامی پارامترهای تأثیرگذار، امری اساسی می‌باشد. همان طور که در معادله (۱) بیان شد در این پژوهش تمامی پارامترهای تأثیرگذار مدنظر قرار گرفتند که این امر موجب پیچیدگی قابل توجهی در هندسه مسئله می‌شود [۳۰]. از این رو این موضوع، اهمیت انتخاب مناسب‌ترین روش حل را پررنگ‌تر می‌کند. بین روش‌های عددی مرسوم ژئوتکنیکی، بر روی تحلیل عددی اجزای محدود (FEM) بیش از سایر روش‌ها تمرکز شده است [۳۱]. شایان ذکر است که در تحلیل عددی اجزای محدود، محاسبه ظرفیت باربری به صورت غیرمستقیم و از طریق ترسیم نمودارهای بار-نشست و تقاطع مماس‌ها امکان‌پذیر می‌باشد. از این رو، هرچند روش‌های عددی می‌توانند تمامی متغیرهای تأثیرگذار را به طور هم‌زمان در نظر بگیرند ولیکن برای دستیابی به نتایج دقیق، محاسبه مستقیم ظرفیت باربری پی و همچنین در نظر گرفتن یک شبکه‌بندی بهینه، بسیار تأثیرگذار خواهد بود [۲۶؛ ۲۸؛ ۳۰]. از این رو در این پژوهش با استفاده از نرم‌افزار Optum^{G2} بر پایه روش تحلیل حدی المان محدود (FELA)، ایجاد شبکه‌بندی تطبیقی به طور خودکار انجام می‌شود و ظرفیت باربری شالوده به صورت مستقیم محاسبه می‌گردد که این موضوع دستیابی به نتایج هرچه دقیق‌تر مسئله را منجر خواهد شد [۳۲].



شکل ۱. هندسه مدل و شبکه‌بندی فضای مدل سازی به روش تحلیل حدی المان محدود

در این مقاله به‌منظور تخمین تعداد اولیه و نهایی شبکه‌بندی و همچنین ابعاد مدل‌سازی، از تحلیل حساسیت بهره گرفته شده است [۳۳]. با توجه به تحلیل انجام شده، سه مرحله همگرایی و ۳۰۰۰ و ۵۰۰۰ المان برای شبکه‌بندی اولیه و نهایی و همچنین ابعادی برابر با مقادیر گفته‌شده در شکل ۱، به‌عنوان محدوده نهایی مدل‌سازی در نظر گرفته شده است. در این پژوهش معیار شکست مور-کولمب برای رفتار خاک مدنظر قرار گرفته است [۳۴-۳۶]. به‌منظور بررسی تأثیر دیواره تقویت‌کننده قائم بر ظرفیت باربری نهایی پی رینگی، از یک دیواره قائم در وسط عرض پی رینگی بهره گرفته شده است. مرز پایینی مدل در هر دو جهت عمودی و افقی و مرزهای جانبی برای حرکت در راستای افقی محدود شده‌اند [۳۷؛ ۳۸]. شایان ذکر است که برای مدل‌سازی هرچه نزدیک‌تر به شرایط طبیعی، وزن مخصوص خاک متناسب با زاویه اصطکاک داخلی خاک، تغییر یافته است (جدول ۱) [۲۴؛ ۳۹].

جدول ۱. مشخصات مکانیکی و سازه‌های مدل‌سازی در نرم‌افزار Optum^{G2}

مشخصات مکانیکی خاک	
تغییرات وزن مخصوص خاک متناسب با زاویه اصطکاک داخلی خاک [۲۴؛ ۳۹]	
ϕ (°)	۳۰، ۳۵، ۴۰، ۴۵
γ (kN/m ³)	۱۴، ۱۶، ۱۸، ۲۰
مشخصات سازه‌های پی	
مدل‌سازی شده با المان تیر و بدون در نظر گرفتن وزن المان	
δ	پی صیقلی ($\delta=0$) و پی زبر ($\delta=\phi$) [۴۰]
r_i/r_o	۰، ۰.۱، ۰.۲، ۰.۳، ۰.۴، ۰.۵، ۰.۶، ۰.۷، ۰.۸، ۰.۹
$D_s/(r_o-r_i)$	۰، ۰.۲۵، ۰.۵، ۱، ۱.۵، ۲

مقایسه با مطالعات پیشین

به‌منظور مقایسه نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی به روش تحلیل حدی المان محدود، دو مقایسه عددی با نتایج حاصل از مطالعات دیگر پژوهشگران در این بخش انجام شده است. ختری و کومار [۲۴] در مطالعات خود به بررسی نسبت ظرفیت باربری در پی‌های تقویت‌شده با دیواره قائم پرداخته‌اند. در مطالعات ایشان نسبت ظرفیت باربری برابر با نسبت ظرفیت باربری پی تقویت شده با دیواره قائم به ظرفیت باربری پی بدون المان تقویت‌کننده می‌باشد. در جدول ۲ نتایج مطالعات ایشان با نتایج حاصل از مدل‌سازی حاضر مقایسه شده است. نتایج حاصل نشان‌دهنده انطباق بالای داده‌های مدل‌سازی می‌باشد.

جدول ۲. مقایسه نتایج نسبت ظرفیت باربری در پی‌های تقویت‌شده با دیواره قائم به ظرفیت باربری پی بدون

المان تقویت‌کننده در مطالعات ختری و کومار [۲۴] و مطالعه حاضر

D_s/B	مطالعه حاضر			ختری و کومار [۲۴]		
	$\phi=۳۵$	۴۰	۴۵	۳۵	۴۰	۴۵
۰	۱	۱	۱	۱	۱	۱
۰.۲۵	۱.۹۳	۱.۷۷	۱.۶۱	۱.۸۷	۱.۶۸	۱.۵۶
۰.۵	۲.۷۳	۲.۴۶	۲.۱۷	۲.۶۴	۲.۳۴	۲.۰۸

Ds/B	مطالعه حاضر			ختری و کومار [۲۴]		
	φ=۳۵	۴۰	۴۵	۳۵	۴۰	۴۵
۰.۷۵	۳.۵۴	۳.۱۴	۲.۶۹	۳.۴۱	۲.۹۸	۲.۶۱
۱	۴.۳۷	۳.۸۲	۳.۲۲	۴.۱۹	۳.۶۲	۳.۱۴

در جدول ۳ نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی به‌منظور محاسبه ضریب ظرفیت باربری N_7 به روش تحلیل حدی و در دو حد پایین و حد بالا گزارش شده است. همچنین نتایج حاصل از مطالعات دیگر محققان برای مقایسه آورده شده است. شایان ذکر است که مطالعات آکریچن و همکاران [۴۱]، کومار و کوزر [۴۲] و ویس کرمی و همکاران [۴۳] در دو حد پایین و حد بالا براساس تحلیل حدی المان محدود انجام شده است. همچنین، مطالعات کومار [۴۴] بر اساس روش مشخصه‌های تنش صورت گرفته است. همان‌طور که مشاهده می‌شود نتایج مدل‌سازی عددی به روش تحلیل حدی المان محدود (FELA)، با نتایج مطالعات دیگر محققان مطابقت بالایی دارند.

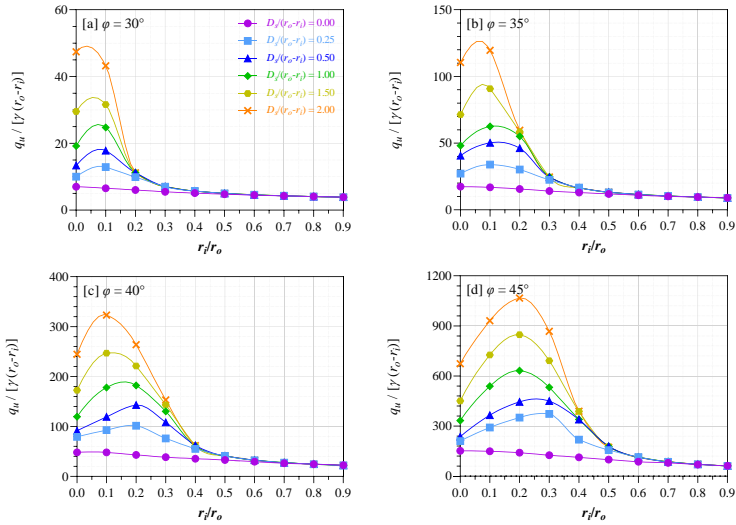
جدول ۳. مقایسه ضریب ظرفیت باربری N_7 در مطالعه حاضر و مطالعات دیگر پژوهشگران

φ	مطالعه حاضر		آکریچن و همکاران [۴۱]		کومار و کوزر [۴۲]	کومار [۴۴]	ویس کرمی و همکاران [۴۳]
	حد پایین	حد بالا	حد پایین	حد بالا			
۵	۰.۱۰	۰.۱۲	۰.۱۱	۰.۱۲	۰.۱۳	۰.۱۱۴	۰.۱۲
۱۰	۰.۳۸	۰.۴۶	۰.۴۱	۰.۴۷	۰.۴۹	۰.۴۳۰	۰.۴۴
۱۵	۰.۹۹	۱.۲۶	۱.۱۳	۱.۳۱	۱.۳۲	۱.۱۷۳	۱.۲۱
۲۰	۲.۴۷	۳.۰۳	۲.۶۷	۳.۲۷	۳.۱۶	۲.۸۲۲	۲.۸۸
۲۵	۵.۱۶	۶.۹۲	۵.۹۵	۷.۵۲	۷.۲۶	۶.۴۵۸	۶.۴۸
۳۰	۸.۸۲	۱۵.۶۸	۱۳.۲۰	۱۷.۴۰	۱۶.۵۴	۱۴.۶۸۳	۱۵.۰۳
۳۵	۲۵.۸۲	۳۶.۸۷	۲۹.۳۰	۴۲.۴۰	۳۸.۹۹	۳۴.۳۰۸	۳۳.۷۶
۴۰	۶۷.۳۳	۹۲.۱۹	۶۹.۹۰	۱۱۱.۱۰	۹۸.۵۳	۸۵.۰۹۹	۷۰.۶۲
۴۵	۱۸۹.۴۶	۲۵۶.۸۸	۱۶۵.۱۰	۳۱۵.۱۰	۲۸۰.۳۶	۲۳۲.۶۴۸	۱۶۴.۶۳

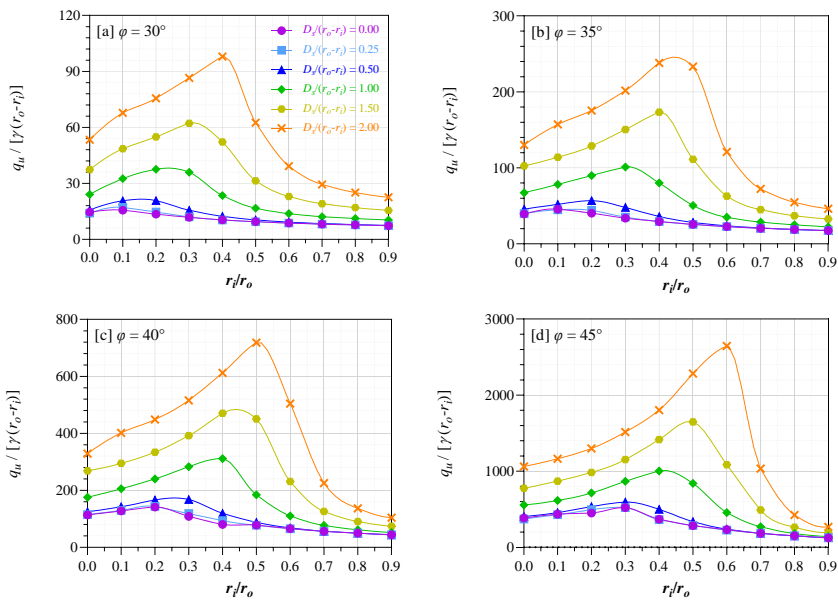
نتایج و بحث

با توجه به مقادیر حد پایین و حد بالای محاسبه‌شده از روش تحلیل حدی المان محدود، مقادیر متوسط در هر حالت محاسبه می‌شود. این امر موجب افزایش دقت نتایج در مدل‌سازی به روش تحلیل حدی المان محدود می‌باشد [۹؛ ۲۵؛ ۳۳؛ ۴۰]. شایان ذکر است که با افزایش طول دیواره قائم و همچنین افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک، اختلاف ایجاد شده بین حد پایین و حد بالا افزایش می‌یابد. به‌منظور امکان مقایسه بهتر، از مقادیر ظرفیت باربری نرمال شده $(qu/\gamma(r_o-r_i))$ برای پی در حالت صیقلی و زیر به‌ترتیب در شکل ۲ و شکل ۳ استفاده شده است. همان‌طور که در نمودارهای ترسیمی مشاهده می‌شود با افزایش r_i/r_o مقادیر $qu/\gamma(r_o-r_i)$ ابتدا رفتاری افزایشی و پس از آن رفتاری نزولی از خود نشان می‌دهند. با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک و همچنین افزایش $D_s/(r_o-r_i)$ ناحیه صعودی وسیع‌تر شده و ظرفیت باربری نرمال شده در مقادیر بزرگ‌تر r_i/r_o به مقدار بیشینه خود می‌رسد. از سوی دیگر، رفتار فوق در پی‌های زیر، با توسعه چشم‌گیر ناحیه صعودی و افزایش مقادیر $qu/\gamma(r_o-r_i)$ همراه می‌باشد. رفتار

فوق در شکل ۴ به‌وضوح نمایان است. مشاهده می‌شود که با افزایش نسبت شعاعی، توسعه تنش‌های ایجاد شده در زیر پی افزایش یافته است که این امر دلالت بر افزایش ظرفیت باربری ایجاد شده در زیر پی دارد (ناحیه صعودی). پس از آن با افزایش نسبت شعاعی رفتار پی رنگی مشابه رفتار پی‌های نواری شده که باعث کاهش ظرفیت باربری نهایی می‌گردد (ناحیه نزولی). برای مثال مقدار $q_u/\gamma(r_o-r_i)$ در پی رنگی صیقلی مستقر در خاکی با زاویه اصطکاک داخلی برابر با ۴۰ درجه، برای حالتی که $D_s/(r_o-r_i)$ برابر با صفر می‌باشد، مقدار ظرفیت باربری نرمال شده از مقدار ۴۸/۲۷ شروع و به مقدار ۲۲/۳۲ منتهی می‌شود. در صورتی که در پی رنگی زیر با مشخصات مشابه، مقدار $q_u/\gamma(r_o-r_i)$ از ۱۱۳/۶۷ شروع و در نسبت شعاعی حدوداً برابر با ۰/۲ به مقدار بیشینه خود برابر با ۱۴۱/۳۸ می‌رسد و به مقدار ۴۴/۲۳ منتهی می‌شود. مشاهده می‌شود که با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک مقادیر $q_u/\gamma(r_o-r_i)$ به‌صورت چشمگیری افزایش می‌یابد. برای مثال در پی‌های رنگی صیقلی بیشینه مقادیر $q_u/\gamma(r_o-r_i)$ برای پی با دیواره‌های تقویت‌کننده قائم در شرایطی که $D_s/(r_o-r_i)$ برابر با ۲ می‌باشد، برای خاک با زوایای اصطکاک داخلی برابر با ۳۰، ۳۵، ۴۰ و ۴۵ درجه به‌ترتیب برابر با ۴۷/۴۱، ۱۱۹/۶۰، ۳۲۳/۲۱، ۱۰۶۶/۶۷ می‌باشند؛ در حالی که این مقادیر برای پی رنگی زیر تقویت‌شده با دیواره قائم مقادیری برابر با ۹۷/۹۶، ۲۳۸/۱۱، ۷۱۸/۳۵ و ۲۶۴۵/۴۵ را نشان می‌دهند. نکته جالب توجه مقدار بیشینه $q_u/\gamma(r_o-r_i)$ در شرایطی می‌باشد که از دیواره قائم برای تقویت پی رنگی بهره گرفته شده است. مشاهده می‌شود که در پی‌های رنگی صیقلی و زیر، مقدار بیشینه $q_u/\gamma(r_o-r_i)$ با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک در نسبت‌های بزرگ‌تر r_i/r_o به وقوع می‌پیوندد. این مهم بیان‌کننده امکان استفاده از پی‌های رنگی با نسبت شعاعی بزرگ‌تر در خاک‌های با زوایای اصطکاک داخلی بالاتر می‌باشد [۱۹]. برای پی‌های رنگی صیقلی تقویت‌شده با دیواره قائم در حالتی که $D_s/(r_o-r_i)$ برابر با ۱/۵ می‌باشد، مقادیر بیشینه $q_u/\gamma(r_o-r_i)$ در خاک‌های با زوایای اصطکاک داخلی برابر با ۳۰، ۳۵، ۴۰ و ۴۵ درجه به‌ترتیب در نسبت‌های شعاعی حدوداً برابر با ۰/۱، ۰/۱، ۰/۱۱، ۰/۱۱۵ و ۰/۱۵ به وقوع می‌پیوندد؛ این در حالی است که در پی‌های رنگی زیر تقویت‌شده با دیواره‌های قائم، مقادیر بیشینه $q_u/\gamma(r_o-r_i)$ در شرایط مشابه در نسبت‌های شعاعی تقریباً برابر با ۰/۳، ۰/۳۵، ۰/۴ و ۰/۴۵ اتفاق می‌افتد. شایان ذکر است در پی‌های رنگی صیقلی، به‌خصوص در نسبت‌های شعاعی بزرگ‌تر از ۰/۵، دامنه تغییرات محدودتری نسبت به پی‌های رنگی زیر مشاهده می‌شود.



شکل ۲. مقادیر ظرفیت باربری نرمال شده در پی‌های رنگی سیقلی



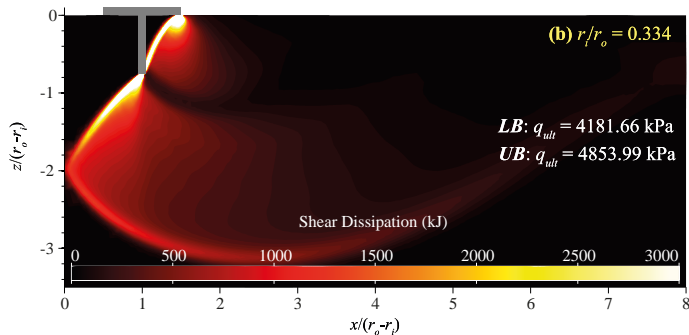
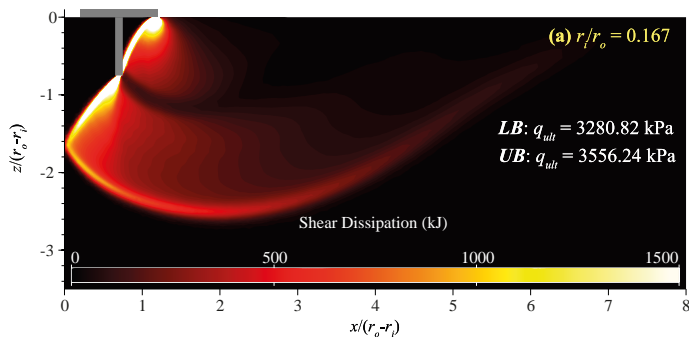
شکل ۳. مقادیر ظرفیت باربری نرمال شده در پی‌های رنگی زبر

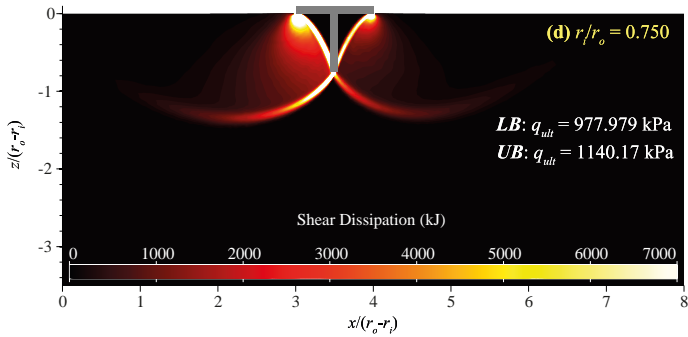
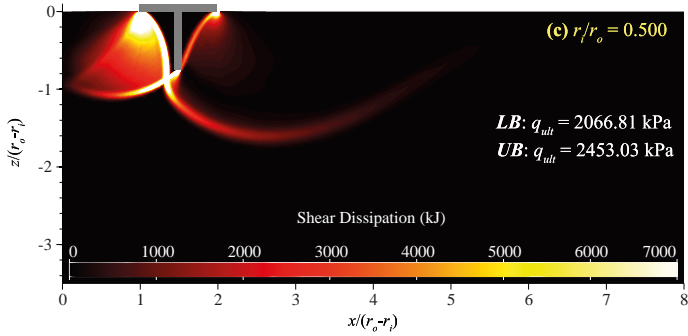
به‌منظور درک صحیح تر از مقادیر ظرفیت باربری پی رنگی تقویت شده با دیواره‌ی قائم و با توجه به تغییرات ایجادشده در مشخصات سازه‌ای، در شکل ۴ و شکل ۵ به‌ترتیب تأثیر نسبت شعاعی و تأثیر طول دیواره قائم در توسعه

تنش‌های برشی در زیر پی رینگی تقویت‌شده با دیواره قائم تصویر شده است. مشخصات به کار گرفته شده برای مدل‌سازی مربوط به شکل ۴ و شکل ۵ در جدول ۴ آورده شده است. با افزایش نسبت شعاعی، ابتدا تنش‌های برشی توسعه‌یافته و پس از آن توسعه تنش‌های برشی متوقف می‌شود. همچنین با افزایش $D_s/(r_o-r_i)$ تنش‌های برشی زیر پی، توسعه می‌یابد که عاملی بر افزایش ظرفیت باربری پی‌های رینگی می‌باشد.

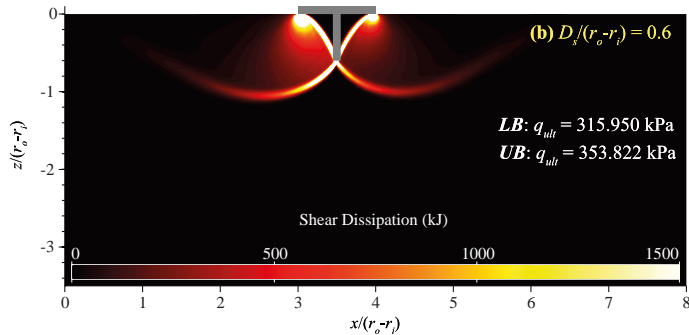
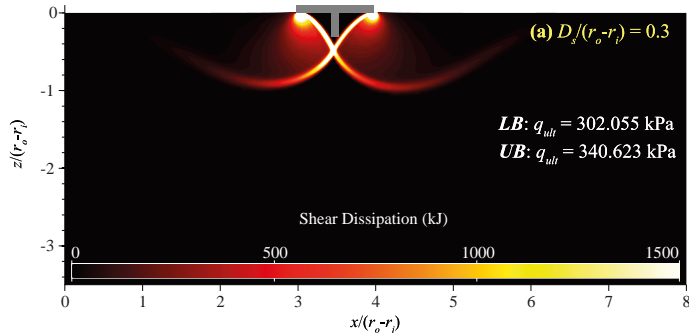
جدول ۴. مشخصات مدل‌سازی در بررسی توسعه تنش‌های برشی در شکل ۴ و شکل ۵

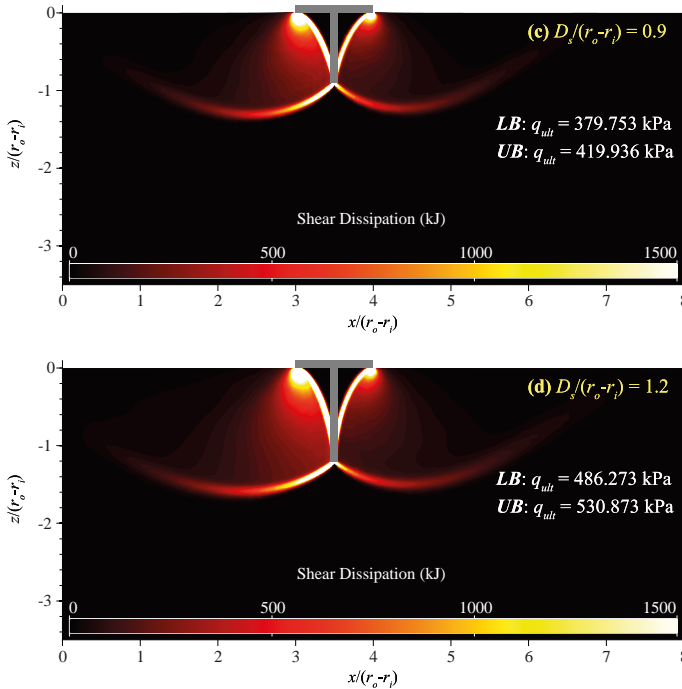
پارامتر مورد بررسی	r_i/r_o	$D_s/(r_o-r_i)$	c	ϕ	γ
	(-)	(-)	(kPa)	(°)	(kN/m ³)
شکل ۴	r_i/r_o	۰.۱۶۷	۰	۴۰	۱۸
		۰.۳۳۴			
		۰.۵۰۰			
		۰.۷۵۰			
شکل ۵	$D_s/(r_o-r_i)$	۰.۷۵۰	۰	۳۵	۱۶
		۰.۶۰			
		۰.۹۰			
		۱.۲۰			





شکل ۴. تأثیر نسبت شعاعی در توسعه تنش‌های برشی در زیر پی رینگ تقویت‌شده





شکل ۵. تأثیر طول دیواره قائم در توسعه تنش‌های برشی در زیر پی رینگی تقویت‌شده

تحلیل آماری

براساس نتایج بیش از ۱۰۰۰ حالت متفاوت مدل‌سازی تحلیل حدی المان محدود (FELA) در نرم‌افزار Optum^{G2}، مشاهده می‌شود که نسبت شعاعی (r_i/r_o) ، طول نسبی دیواره قائم $(D_s/(r_o-r_i))$ و زاویه اصطکاک داخلی خاک (φ) ، تأثیر قابل توجهی بر ظرفیت باربری نرمال شده $(q_u/\gamma(r_o-r_i))$ دارند. از این رو می‌توان با استفاده از تحلیل آماری رگرسیون غیرخطی^۱، معادله (۲) را برای برآورد رابطه بین ظرفیت باربری نرمال شده و نسبت شعاعی پی رینگی، پیشنهاد کرد [۴۵]. شایان ذکر است که رابطه چند جمله‌ای پیشنهادی توسط تحلیل‌های آماری در نرم‌افزار SPSS نسخه ۲۶، به دست آمده است [۴۶]. به منظور افزایش دقت تخمین در معادله (۲) و افزایش مقادیر ضریب تعیین (R^2) ، این معادله صرفاً تابعی از نسبت شعاعی در نظر گرفته شده است. ظرفیت باربری نرمال شده پی در تمامی حالات مربوط به تغییرات زاویه اصطکاک داخلی و همچنین طول نسبی دیواره قائم با استفاده از معادله (۲) و ضرایب محاسباتی ارائه شده در جدول ۵ و جدول ۶ قابل محاسبه می‌باشند.

$$\frac{q_u}{\gamma(r_o-r_i)} = a \times \left(\frac{r_i}{r_o}\right)^3 + b \times \left(\frac{r_i}{r_o}\right)^2 + c \times \left(\frac{r_i}{r_o}\right) + d \quad (2)$$

¹ Non-Linear Regression (NLR)

در رابطه (۲)، ضرایب a ، b ، c و d ضرایب رگرسیون غیرخطی می‌باشند. ضرایب رگرسیون غیرخطی به همراه خطای استاندارد محاسباتی^۱ و همچنین ضریب تعیین (R^2) برای حالات متفاوت پی صیقلی و پی زبر به ترتیب در جدول ۵ و جدول ۶ آورده شده است. مقایسه بین مقادیر ظرفیت باربری نرمال شده قابل پیش بینی از روش رگرسیون غیرخطی (NLR) براساس معادله (۲) و همچنین مقادیر محاسبه شده از روش تحلیل حدی المان محدود برای دو حالت پی صیقلی ($\delta=0$) و پی زبر ($\delta=\rho$) در شکل ۶ ارائه شده است. همان طور که مشخص می‌باشد، مقادیر بیشینه و کمینه R^2 برای پی در حالت صیقلی به ترتیب برابر با ۰/۹۹۹ و ۰/۸۹۶ می‌باشد، همچنین مقادیر بیشینه و کمینه R^2 برای پی زبر به ترتیب برابر با ۰/۹۸۲ و ۰/۷۷۷ می‌باشند. با توجه به مقادیر محاسبه شده ضریب تعیین و مطابقت قابل قبول بین مقادیر محاسباتی و تخمین زده شده از معادله غیرخطی، رابطه (۲) را می‌توان برای پیش بینی ظرفیت باربری نرمال شده براساس نسبت شعاعی پی در دو حالت صیقلی و زبر، به کار گرفت [۹].

جدول ۵. ضرایب محاسبه شده (a ، b ، c و d) و ضریب تعیین (R^2) مربوط به رابطه (۲) در حالت پی صیقلی

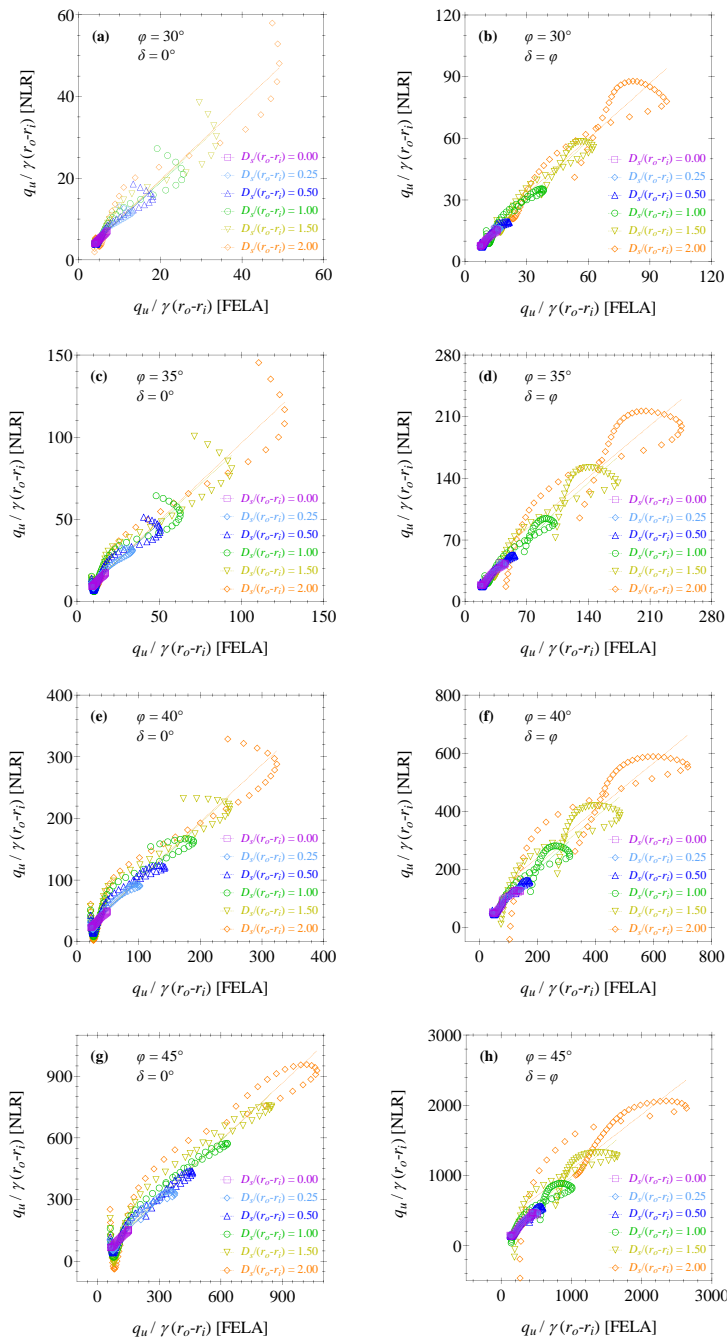
φ	$D_{s1}(r_o-r_i)$	a		b		c		d		R^2
		برآورد	S.E.	برآورد	S.E.	برآورد	S.E.	برآورد	S.E.	
۳۰	۰.۰۰	-۰.۴۵	۰.۳۰	۳.۴۱	۰.۴۱	-۶.۲۵	۰.۱۶	۷.۱۱	۰.۰۲	۰.۹۹۹
	۰.۲۵	۱۳.۴۶	۸.۰۸	-۲.۸۸	۱۱.۰۷	-۱۷.۶۶	۴.۲۶	۱۳.۰۰	۰.۴۴	۰.۹۳
	۰.۵۰	-۵.۲۲	۱۳.۷۵	۲۶.۶۰	۱۸.۸۴	-۴۴.۲۰	۷.۲۶	۱۸.۵۸	۰.۷۵	۰.۹۱۳
	۱.۰۰	-۵۴.۶۱	۲۱.۵۳	۱۲۵.۶۹	۲۹.۵۰	-۹۴.۴۶	۱۱.۳۶	۲۷.۲۶	۱.۱۷	۰.۹۰۵
	۱.۵۰	-۱۳۰.۵۰	۲۶.۲۷	۲۵۷.۲۶	۳۵.۹۸	-۱۶۴.۸۸	۱۳.۸۶	۳۸.۵۷	۱.۴۳	۰.۹۲۹
	۲.۰۰	-۲۶۲.۵۹	۳۵.۹۲	۴۸۵.۳۰	۴۹.۲۱	-۲۸۶.۳۴	۱۸.۹۵	۵۷.۹۸	۱.۹۵	۰.۹۴۲
۳۵	۰.۰۰	۹.۱۶	۱.۲۹	-۷.۳۷	۱.۷۶	-۱۰.۲۸	-۰.۶۸	۱۷.۷۶	۰.۰۷	۰.۹۹۸
	۰.۲۵	۱۰۸.۹۴	۱۹.۴۶	-۱۱۹.۰۴	۲۶.۶۶	-۴.۴۴	۱۰.۲۷	۳۲.۷۴	۱.۰۶	۰.۹۵۳
	۰.۵۰	۱۴۷.۶۸	۴۶.۱۲	-۱۲۶.۷۸	۶۳.۱۸	-۴۶.۹۲	۲۴.۳۳	۵۱.۳۹	۲.۵۰	۰.۹۱۳
	۱.۰۰	۱۵۵.۹۴	۶۴.۹۴	-۱۰۵.۴۳	۸۸.۹۶	-۸۵.۸۶	۳۴.۲۶	۶۴.۴۶	۳.۵۲	۰.۸۹۶
	۱.۵۰	-۳۰.۴۶	۸۳.۱۳	۲۴۰.۶۸	۱۱۳.۸۸	-۲۸۷.۷۸	۴۳.۸۵	۱۰۰.۶۹	۴.۵۱	۰.۹۱۹
	۲.۰۰	-۳۱۳.۲۷	۹۴.۹۰	۷۳۶.۹۱	۱۳۰.۰۰	-۵۵۸.۳۱	۵۰.۰۶	۱۴۵.۴۲	۵.۱۵	۰.۹۴۵
۴۰	۰.۰۰	۱۵.۲۷	۶.۱۹	-۸.۵۵	۸.۴۸	-۳۵.۴۷	۳.۲۷	۵۰.۳۷	۰.۳۴	۰.۹۹۵
	۰.۲۵	۵۴۶.۶۲	۵۷.۶۹	-۷۱۶.۴۸	۷۹.۰۲	۱۴۳.۱۰	۳۰.۴۳	۸۵.۱۶	۳.۱۳	۰.۹۶
	۰.۵۰	۱۰۶۰.۰۲	۱۲۰.۱۰	-۱۴۰۷.۸۴	۱۶۴.۵۲	۳۴۴.۸۶	۶۳.۳۵	۱۰۰.۰۸	۶.۵۲	۰.۹۲۳
	۱.۰۰	۱۲۷۳.۰۵	۱۸۶.۱۲	-۱۵۷۲.۳۵	۲۵۴.۹۶	۲۶۹.۷۸	۹۸.۱۸	۱۵۴.۲۴	۱۰.۱۰	۰.۹۱۳
	۱.۵۰	۱۲۵۸.۱۴	۲۴۱.۷۴	-۱۳۶۴.۷۰	۳۳۱.۱۶	۱۴.۶۸	۱۲۷.۵۲	۲۳۲.۳۲	۱۳.۱۲	۰.۹۲۱
	۲.۰۰	۱۰۹۱.۶۸	۳۰۱.۹۳	-۹۰۳.۶۰	۴۱۳.۶۰	-۳۶۸.۵۳	۱۵۹.۲۷	۳۲۸.۷۳	۱۶.۳۸	۰.۹۲۹
۴۵	۰.۰۰	۱۶۴.۱۳	۱۵.۵۴	-۲۰۷.۳۱	۲۱.۲۸	-۴۶.۱۹	۸.۲۰	۱۵۴.۸۹	۰.۸۴	۰.۹۹۷
	۰.۲۵	۳۱۸۲.۱۴	۲۵۷.۰۹	-۴۶۵۰.۶۳	۳۵۲.۱۸	۱۴۹۹.۵۰	۱۳۵.۶۲	۲۰۱.۵۳	۱۳.۹۵	۰.۹۴۶
	۰.۵۰	۴۶۵۹.۵۴	۳۷۱.۱۷	-۶۸۵۵.۳۲	۳۷۱.۴۷	۲۲۸۳.۲۲	۱۴۳.۰۴	۳۱۹.۷۰	۱۴.۷۲	۰.۹۶۷

¹ Standard Error (SE)

ϕ	$D_s/(r_o-r_i)$	a		b		c		d		R^2
		برآورد	S.E.	برآورد	S.E.	برآورد	S.E.	برآورد	S.E.	
	۱.۰۰	۶۰۱۰.۴۴	۴۵۴.۹۷	-۸۳۵۸.۴۶	۶۲۳.۲۵	۲۴۱۴.۳۷	۲۴۰.۰۰	۳۷۵.۰۲	۲۴.۶۹	۰.۹۵۴
	۱.۵۰	۸۱۹۷.۰۹	۷۳۱.۹۹	-۱۱۱۲۶.۶۴	۱۰۰۲.۷۳	۳۰۲۳.۳۸	۳۸۶.۱۳	۵۲۴.۱۴	۳۹.۷۲	۰.۹۳۹
	۲.۰۰	۹۷۲۹.۴۷	۱۰۴۹.۳۴	-۱۲۷۵۲.۶۸	۱۴۳۷.۴۵	۳۰۳۸.۹۴	۵۵۳.۵۳	۷۵۴.۴۸	۵۶.۹۵	۰.۹۲۸

جدول ۱. ضرایب محاسبه شده (a b c و d) و ضریب تعیین (R^2) مربوط به رابطه (۲) در حالت پی زیر

ϕ	$D_s/(r_o-r_i)$	a		b		c		d		R^2
		برآورد	S.E.	برآورد	S.E.	برآورد	S.E.	برآورد	S.E.	
۳۰	۰.۰۰	۱۲.۶۲	۳.۸۰	-۸.۵۳	۵.۲۰	-۱۱.۷۵	۲.۰۰	۱۶.۰۴	۰.۲۱	۰.۹۸۲
	۰.۲۵	۲۳.۱۴	۷.۴۶	-۲۰.۸۳	۱۰.۲۲	-۹.۷۳	۳.۹۴	۱۶.۸۲	۰.۴۱	۰.۹۴۷
	۰.۵۰	۸۷.۸۳	۱۳.۰۲	-۱۱۱.۲۸	۱۷.۸۳	۱۸.۷۴	۶.۸۷	۱۸.۶۶	۰.۷۱	۰.۹۳
	۱.۰۰	۲۹۲.۱۷	۲۴.۴۹	-۴۱۲.۲۶	۳۳.۵۵	۱۲۳.۵۷	۱۲.۹۲	۲۴.۸۱	۱.۳۳	۰.۹۴۲
	۱.۵۰	۴۸۸.۴۰	۳۷.۲۹	-۷۴۱.۲۱	۵۱.۰۸	۲۵۷.۶۱	۱۹.۶۷	۳۲.۵۳	۲.۰۲	۰.۹۵
	۲.۰۰	۶۰۴.۰۱	۸۰.۰۷	-۱۰۱۵.۳۴	۱۰۹.۶۸	۴۰۲.۸۸	۴۲.۲۴	۴۱.۱۰	۴.۳۵	۰.۸۹۹
۳۵	۰.۰۰	۸۱.۶۲	۱۵.۰۹	-۹۲.۳۴	۲۰.۶۷	-۱۱.۱۷	۷.۹۶	۴۴.۶۳	۰.۸۲	۰.۹۷۵
	۰.۲۵	۱۲۳.۵۸	۱۸.۱۴	-۱۵۳.۱۵	۲۴.۸۵	۱۱.۴۴	۹.۵۷	۴۳.۴۴	۰.۹۸	۰.۹۶۷
	۰.۵۰	۲۸۸.۳۰	۲۵.۹۶	-۳۹۲.۰۳	۳۵.۵۷	۹۱.۶۱	۱۳.۷۰	۴۷.۲۰	۱.۴۱	۰.۹۶۷
	۱.۰۰	۷۶۴.۹۰	۶۰.۵۳	-۱۱۵۳.۲۸	۸۲.۹۲	۳۸۸.۱۹	۳۱.۹۳	۵۶.۷۳	۳.۲۸	۰.۹۵۳
	۱.۵۰	۱۰۱۷.۰۷	۱۶۴.۶۵	-۱۷۳۶.۵۲	۲۲۵.۵۵	۶۸۹.۱۶	۸۶.۸۵	۷۲.۷۷	۸.۹۴	۰.۸۷۶
	۲.۰۰	۸۲۲.۷۸	۲۶۶.۱۸	-۱۸۰۶.۰۰	۳۶۴.۶۲	۸۷۲.۲۷	۱۴۰.۴۱	۹۵.۱۹	۱۴.۴۴	۰.۸۳۹
۴۰	۰.۰۰	۵۰۶.۵۵	۸۰.۶۷	-۶۸۲.۸۹	۱۱۰.۵۰	۱۲۹.۲۰	۴۲.۵۵	۱۲۱.۵۰	۴.۲۸	۰.۹۳۸
	۰.۲۵	۶۳۰.۱۷	۶۰.۷۹	-۸۷۷.۷۵	۸۳.۲۷	۲۰۷.۹۲	۳۲.۰۷	۱۱۹.۱۴	۳.۳۰	۰.۹۶۸
	۰.۵۰	۱۱۵۳.۴۷	۸۷.۴۸	-۱۶۹۰.۲۱	۱۱۹.۸۴	۵۲۳.۳۱	۴۶.۱۵	۱۱۵.۷۰	۴.۷۵	۰.۹۶۳
	۱.۰۰	۲۱۱۳.۰۶	۲۷۹.۳۶	-۳۵۲۲.۲۳	۳۸۲.۶۸	۱۳۷۷.۹۸	۱۴۷.۳۶	۱۲۳.۱۸	۱۵.۱۶	۰.۸۹۹
	۱.۵۰	۱۵۱۵.۸۷	۵۶۱.۲۲	-۳۴۴۷.۴۴	۷۶۸.۷۹	۱۶۸۲.۵۹	۲۹۶.۰۴	۱۸۳.۷۶	۳۰.۴۶	۰.۸۲۸
	۲.۰۰	-۲۵۸.۵۸	۸۰۹.۲۴	-۱۹۷۰.۷۴	۱۱۰۸.۵۵	۱۶۴۵.۷۳	۴۲۶.۸۸	۲۶۱.۸۱	۴۳.۹۲	۰.۸۱۵
۴۵	۰.۰۰	۲۷۰۷.۲۲	۲۵۵.۷۲	-۴۱۳۶.۹۷	۳۵۰.۳۰	۱۲۹۹.۱۵	۱۳۴.۸۹	۳۵۹.۸۳	۱۳.۸۸	۰.۹۶۱
	۰.۲۵	۳۱۸۵.۳۴	۲۶۳.۹۰	-۴۸۱۱.۹۷	۳۶۱.۵۱	۱۵۴۸.۸۹	۱۳۹.۲۱	۳۴۵.۱۷	۱۴.۳۲	۰.۹۶۲
	۰.۵۰	۴۰۳۳.۴۷	۳۱۴.۱۵	-۶۳۳۳.۱۰	۴۳۰.۳۴	۲۲۳۰.۱۴	۱۶۵.۷۱	۳۳۴.۳۵	۱۷.۰۵	۰.۹۶۲
	۱.۰۰	۴۱۴۶.۶۹	۱۰۲۸.۹۴	-۸۴۶۳.۴۵	۱۴۰۹.۵۱	۳۸۹۲.۸۹	۵۴۲.۷۷	۳۶۹.۳۰	۵۵.۸۴	۰.۸۶۹
	۱.۵۰	-۷۸۶.۰۷	۱۹۵۶.۴۹	-۴۲۷۹.۵۳	۲۶۸۰.۱۲	۳۷۶۱.۴۹	۱۰۳۲.۰۵	۵۷۲.۱۹	۱۰۶.۱۷	۰.۸۰۷
	۲.۰۰	-۱۴۶۱۵.۲۶	۳۲۲۲.۳۲	۱۱۱۱۳.۹۵	۴۴۲۷.۸۴	۲۰۷.۲۴	۱۷۰۵.۰۵	۱۰۰۴.۱۱	۱۷۵.۴۱	۰.۷۷۷



شکل ۲. مقایسه بین مقادیر ظرفیت باربری نرمال شده پی رینگی از دو روش *FELA* و *NLR*

نتیجه‌گیری

این مقاله به نتایج بیش از ۱۰۰۰ حالت مدل‌سازی عددی براساس روش حدی المان محدود (*FELA*) در دو حد پایین و بالا برای محاسبه ظرفیت باربری پی‌های دایره‌ای و رینگی تقویت‌شده با دیواره قائم و مستقر بر خاک ماسه‌ای تمرکز شد. به‌منظور بررسی شرایط متفاوت سازه‌ای و ژئوتکنیکی، تأثیرات ناشی از زاویه اصطکاک داخلی خاک، ضریب تماسی بین سازه و خاک (پی صیقلی و پی زبر)، نسبت‌های شعاعی متفاوت پی رینگی (پی دایره‌ای در حالت خاص) و طول دیواره قائم تقویت‌کننده، در نظر گرفته شده است. به‌منظور افزایش دقت در تحلیل نتایج، از مقادیر متوسط حد پایین و حد بالا استفاده شده است. با بهره‌گیری از تحلیل رگرسیون غیرخطی (*SPSS v.26*)، داده‌های حاصل از مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار *Optum^{G2}* در قالب یک معادله چند جمله‌ای پیشنهاد شده است. یافته‌های حاصل از پژوهش حاضر را می‌توان به شرح زیر خلاصه کرد:

- ۱- با افزایش نسبت شعاعی در پی رینگی مقادیر ظرفیت باربری نرمال شده ابتدا روندی صعودی و پس از آن رفتاری نزولی دارند.
- ۲- رفتار پی رینگی در نسبت‌های شعاعی بالا، مشابه رفتار پی‌های نواری است که این مهم عاملی بر رفتار نزولی ظرفیت باربری با افزایش نسبت شعاعی می‌باشد.
- ۳- با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک، مقادیر ظرفیت باربری نرمال شده به‌صورت چشم‌گیری افزایش می‌یابد. این مقادیر برای طول نسبی دیوار تقویت‌کننده برابر با ۲، با افزایش زاویه اصطکاک داخلی از ۳۰ به ۴۵ درجه، در حدود ۲۲ و ۲۶ برابر برای پی‌های صیقلی و زبر می‌باشد.
- ۴- در پی‌های رینگی صیقلی و زبر، بیشینه مقدار ظرفیت باربری نرمال شده با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک در نسبت‌های شعاعی بزرگ‌تر به وقوع می‌پیوندد. این مهم بیان‌کننده امکان استفاده از پی‌های رینگی با نسبت شعاعی بزرگ‌تر در خاک‌های با زوایای اصطکاک داخلی بالا می‌باشد.
- ۵- براساس نتایج حاصل از تحلیل حدی المان محدود، در پی‌های رینگی صیقلی، به‌خصوص در نسبت‌های شعاعی بزرگ‌تر از ۰/۵، دامنه تغییرات محدودتری نسبت به پی‌های رینگی زبر مشاهده می‌شود.
- ۶- با توجه به مقادیر محاسبه‌شده R^2 در دو حالت پی صیقلی و پی زبر، مطابقت بسیار خوبی بین مقادیر محاسباتی از طریق روش تحلیل حدی المان محدود و مقادیر تخمین‌زده‌شده از رابطه غیرخطی پیشنهادی وجود دارد.

References

- [1] Benmebarek, S., Remadna, M. S., Benmebarek, N., & Belounar, L. (2012). Numerical evaluation of the bearing capacity factor N_{γ}' of ring footings. *Computers and Geotechnics*, 44, 132-138. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2012.04.004>
- [2] Kumar, J., & Ghosh, P. (2005). Bearing capacity factor N_{γ} for ring footings using the method of characteristics. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(5), 1474-1484. <https://doi.org/10.1139/t05-051>
- [3] Lee, J. K., Jeong, S., & Lee, S. (2016). Undrained bearing capacity factors for ring footings in heterogeneous soil. *Computers and Geotechnics*, 75, 103-111. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.01.021>

- [4] Seyedi Hosseininia, E. (2016). Bearing Capacity Factors of Ring Footings. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 40(2), 121-132. <https://doi.org/10.1007/s40996-016-0003-6>
- [5] Keshavarz, A., & Kumar, J. (2017). Bearing capacity computation for a ring foundation using the stress characteristics method. *Computers and Geotechnics*, 89, 33-42. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.04.006>
- [6] Gholami, H., & Hosseininia, E. S. (2017). Bearing Capacity Factors of Ring Footings by Using the Method of Characteristics. *Geotechnical and Geological Engineering*, 35(5), 2137-2146. <https://doi.org/10.1007/s10706-017-0233-9>
- [7] Remadna, M. S., Benmebarek, S., & Benmebarek, N. (2017). Numerical evaluation of the bearing capacity factor N_c of circular and ring footings. *Geomechanics and Geoengineering*, 12(1), 1-13. <https://doi.org/10.1080/17486025.2016.1153729>
- [8] Sharma, V., & Kumar, A. (2018). Behavior of ring footing resting on reinforced sand subjected to eccentric-inclined loading. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 10(2), 347-357. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2017.11.005>
- [9] Vali, R., Beygi, M., Saberian, M., & Li, J. (2019). Bearing capacity of ring foundation due to various loading positions by finite element limit analysis. *Computers and Geotechnics*, 110, 94-113. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.02.020>
- [10] Keshavarz, A., & Kumar, J. (2021). Bearing Capacity of Ring Foundations over Rock Media. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147(6), 04021027. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0002517](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002517)
- [11] Prasad, S. D., & Chakraborty, M. (2021). Bearing capacity of ring footing resting on two layered soil. *Computers and Geotechnics*, 134(4), 104088. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104088>
- [12] Hu, Y., Randolph, M. F., & Watson, P. G. (1999). Bearing Response of Skirted Foundation on Nonhomogeneous Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(11), 924-935. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1999\)125:11\(924\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:11(924))
- [13] Rezazadeh, S., & Eslami, A. (2018). Bearing capacity of semi-deep skirted foundations on clay using stress characteristics and finite element analyses. *Marine Georesources & Geotechnology*, 36(6), 625-639. <https://doi.org/10.1080/1064119X.2017.1361488>
- [14] Vulpe, C., Bienen, B., & Gaudin, C. (2013). Predicting the undrained capacity of skirted spudcans under combined loading. *Ocean Engineering*, 74, 178-188. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2013.06.027>
- [15] Yun, G., & Bransby, M. F. (2007). The Undrained Vertical Bearing Capacity of Skirted Foundations. *Soils and Foundations*, 47(3), 493-505. https://doi.org/10.3208/sandf.47.49_3
- [16] Zou, X., Hu, Y., Hossain, M. S., & Zhou, M. (2018). Capacity of skirted foundations in sand-over-clay under combined V-H-M loading. *Ocean Engineering*, 159, 201-218. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2018.04.007>
- [17] Bienen, B., Gaudin, C., Cassidy, M. J., Rausch, L., Purwana, O. A., & Krisdani, H. (2012). Numerical modelling of a hybrid skirted foundation under combined loading. *Computers and Geotechnics*, 45(4), 127-139. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2012.05.009>
- [18] Al-Aghbari, M. Y., & Dutta, R. K. (2008). Performance of square footing with structural skirt resting on sand. *Geomechanics and Geoengineering*, 3(4), 271-277. <https://doi.org/10.1080/17486020802509393>

- [19] Gourvenec, S., & Randolph, M. F. (2010). Consolidation beneath circular skirted foundations. *International Journal of Geomechanics*, 10(1), 22-29. https://dl.wqtxts1xz.le7.cloudfront.net/53578830/Consolidation_beneath_Circular_Skirted_F20170619-22_859-mrg4bl-with-cover-page-v2.pdf?Expires=1658077263&Signature=bMoW47b4mjLfiG2JfX2NddxyLk7xvA6llj3bB6GdpBjVGigMdmPvzbzRKn2yDkbGgWRg7wH2V6liar2PbvF9zeE~z-mx6sgM3z0r~tVmpq9rhjhYfKHFdFKKHNTcDMY5Tl-5EhfR77u5KuB17wo38OTEDiMPysYB~GPDxm0LXBx~EOsb-x4-px4tXUH9s0qeAfM63BM4j9o0if0nc~emE3YZl25DvzcypAbPal1RylGwFCcdOiONvZN1duUvigFXoCrWk7ZwZRXjfdYfelU8pCl0-n9wU00ppXf4I~JailHSI0ectLs-VkGLF9HHwgXCXjm2Mj4jyZRgXxSNK0xgiWKA_&Key-Pair-Id=APKAJLOHF5GGSLRBV4ZA
- [20] Mana, D. S. K., Gourvenec, S. M., Randolph, M. F., & Hossain, M. S. (2012). Failure mechanisms of skirted foundations in uplift and compression. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 12(2), 47-62. <https://doi.org/10.1680/ijpmg.11.00007>
- [21] Eid, H. T. (2013). Bearing Capacity and Settlement of Skirted Shallow Foundations on Sand. *International Journal of Geomechanics*, 13(5), 645-652. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000237](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000237)
- [22] Pal, A., Ghosh, P., & Majumder, M. (2017). Interaction Effect of Two Closely Spaced Skirted Strip Foundations in Cohesionless Soil Using Upper-Bound Limit Analysis. *International Journal of Geomechanics*, 17(2), 06016022. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000755](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000755)
- [23] Al-Aghbari, M. Y., & Mohamedzein, Y. E. A. (2020). The use of skirts to improve the performance of a footing in sand. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 14(2), 134-141. <https://doi.org/10.1080/19386362.2018.1429702>
- [24] Khatri, V. N., & Kumar, J. (2019). Finite-Element Limit Analysis of Strip and Circular Skirted Footings on Sand. *International Journal of Geomechanics*, 19(3), 06019001. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001370](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001370)
- [25] Beygi, M., Vali, R., & Keshavarz, A. (2022). Pseudo-static bearing capacity of strip footing with vertical skirts resting on cohesionless slopes by finite element limit analysis. *Geomechanics and Geoengineering*, 17(2), 485-498. <https://doi.org/10.1080/17486025.2020.1794058>
- [26] Jahandari, S., Saberian, M., Zivari, F., Li, J., Ghasemi, M., & Vali, R. (2019). Experimental study of the effects of curing time on geotechnical properties of stabilized clay with lime and geogrid. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 13(2), 172-183. <https://doi.org/10.1080/19386362.2017.1329259>
- [27] Vali, R. (2021). Water Table Effects on the Behaviors of the Reinforced Marine Soil-footing System. *Journal of Human, Earth, and Future*, 2(3), 296-305. <https://doi.org/10.28991/hef-2021-02-03-09>
- [28] Vali, R., Saberian, M., Li, J., Shams, G., & Gelder, P. V. (2018). Properties of geogrid-reinforced marine slope due to the groundwater level changes. *Marine Georesources & Geotechnology*, 36(6), 735-748. <https://doi.org/10.1080/1064119X.2017.1386741>
- [29] Yousefi, H., & Marandi, S. M. (2021). The effect of geo-grid plates on vertical displacement and shearing force on foundation using finite element method and two dimensional PLAXIS software. *Karafan Quarterly Scientific Journal*, 19(1), -. <https://doi.org/10.48301/kssa.2021.275662.1411>

- [30] Shiau, J., Merifield, R., Lyamin, A., & Sloan, S. (2011). Undrained stability of footings on slopes. *International Journal of Geomechanics*, 11(5), 381-390. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000092](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000092)
- [31] Shabani, M., Farokhzad, F., & Shojaei, F. (2019). Numerical analysis of the effects of clay blanket and cut-off wall on reducing seepage from earth dam foundation. *Karafan Quarterly Scientific Journal*, 16(1), 107-126. https://karafan.tvu.ac.ir/article_100535_63c766dbb68ddeb4f0903fb27b2e78c6.pdf
- [32] Optum Computational Engineering. (2015). *OptumG2 v. 2015* (Version 2015) [Computer software]. Optum Computational Engineering 2015. <https://optumce.com/?s=OptumG2+2015>
- [33] Beygi, M., Keshavarz, A., Abbaspour, M., Vali, R., Saberian, M., & Li, J. (2022). Finite element limit analysis of the seismic bearing capacity of strip footing adjacent to excavation in c- ϕ soil. *Geomechanics and Geoengineering*, 17(1), 246-259. <https://doi.org/10.1080/17486025.2020.1728396>
- [34] Beygi, M., Keshavarz, A., Abbaspour, M., & Vali, R. (2020). 3D numerical study of the piled raft behaviour due to groundwater level changes in the frictional soil. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 14(6), 665-672. <https://doi.org/10.1080/19386362.2019.1677326>
- [35] Beygi, M., Vali, R., Porhoseini, R., Keshavarz, A., & Maleksaedi, E. (2021). The effect of rotational stiffness on the behaviour of retaining wall. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 15(7), 845-856. <https://doi.org/10.1080/19386362.2018.1517927>
- [36] Vali, R., Mehrinejad Khotbehsara, E., Saberian, M., Li, J., Mehrinejad, M., & Jahandari, S. (2019). A three-dimensional numerical comparison of bearing capacity and settlement of tapered and under-reamed piles. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 13(3), 236-248. <https://doi.org/10.1080/19386362.2017.1336586>
- [37] Vali, R., Saberian, M., Beygi, M., Porhoseini, R., & Abbaspour, M. (2020). Numerical Analysis of Laterally Loaded Single-Pile Behavior Affected by Urban Metro Tunnel. *Indian Geotechnical Journal*, 50(3), 410-425. <https://doi.org/10.1007/s40098-019-00375-5>
- [38] Vali, R., Shams, G., Porhoseini, R., Boroujeni, M., & Saberian, & Beygi, M. (2019). Lateral behavior of pile located on top of a slope. *Australian Geomechanics Journal*, 54(1), 103-114. <https://australiangeomechanics.org/papers/lateral-behavior-of-pile-located-on-top-of-a-slope/>
- [39] Bowles, J. E. (1997). *Foundation Analysis and Design* (5 ed.). McGraw-Hill. https://books.google.com/books/about/Foundation_Analysis_and_Design.html?id=iuBwtgAACAAM
- [40] Keshavarz, A., Beygi, M., & Vali, R. (2019). Undrained seismic bearing capacity of strip footing placed on homogeneous and heterogeneous soil slopes by finite element limit analysis. *Computers and Geotechnics*, 113, 103094. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.103094>
- [41] Ukritchon, B., Whittle, A. J., & Klangvijit, C. (2003). Calculations of bearing capacity factor N_γ using numerical limit analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(5), 468-474. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2003\)129:6\(468\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:6(468))

- [42] Kumar, J., & Kouzer, K. M. (2007). Effect of Footing Roughness on Bearing Capacity Factor Ng. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(5), 502-511. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:5\(502\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:5(502))
- [43] Veiskarami, M., Chenari, R. J., & Jameei, A. A. (2017). Bearing Capacity of Strip Footings on Anisotropic Soils by the Finite Elements and Linear Programming. *International Journal of Geomechanics*, 17(12), 04017119. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001018](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001018)
- [44] Kumar, J. (2009). The variation of N_γ with footing roughness using the method of characteristics. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 33(2), 275-284. <https://doi.org/10.1002/nag.716>
- [45] Aliakbari, K., Saberi, M. R., & Andalib, M. (2021). Applying Taguchi method to optimize EDM parameters on Inconel 718 super alloy. *Karafan Quarterly Scientific Journal*, 17(4), 163-180. <https://doi.org/10.48301/kssa.2021.128402>
- [46] International Business Machines. (2019). *IBM SPSS Statistics* (Version 26) [Computer software]. IBM. <https://www.ibm.com/support/pages/downloading-ibm-spss-statistics-26>