چکیدہ

تعیین ضرایب ظرفیت باربری و شکل در پیهای سطحی مستطیلی

بهروش اجزاي مجزا

علىاصغر ميرقاسمى استادیار دانشکده مهندسی عمران – پردیس دانشکده های فنی – دانشگاه تهران عليرضا مجيدي

دانشجوی دکتری دانشکده مهندسی عمران – پردیس دانشکده های فنی – دانشگاه تهران (تاریخ دریافت ۸۴/۳/۷، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۴/۹/۱۳ ، تاریخ تصویب ۸۴/۱۰/۱۰)

در این مقاله با استفاده از روش اجزای مجزا (DEM)، مسالهٔ ظرفیت باربری پیهای سطحی مستطیلی بهصورت سهبعدی، مورد بررسی قرار گرفته است. تودهٔ خاک در این روش همانند بلوکهای سهبعدی مجزا از یکدیگر در نظر گرفته شده، که با اتصال این بلوکها توسط فنرهای وینکلر، حجم گسیختگی مفروض زیر پی بهصورت یکپارچه تشکیل می گردد. معادلات مربوط به این روش با توجه به مدل رفتاری ارتجاعی- خمیری فنرها، شرایط تعادل نیروها و لنگرها را بهطور کامل ارضاء میکند. شکل هندسی تودهٔ خاک گسیخته شدهٔ زیر پی توسط ۶ زاویه مستقل از یکدیگر مشخص شده، که با سعی و خطا سطح گسیختگی بحرانی و ظرفیت باربری متناظر آن بهدست میآید. در این بررسی مثالهایی بهمنظور انجام تحلیل حساسیت جهت نشان دادن تاثیر پارامترهای مختلف به کار رفته در مدل ارائه شده است. همچنین ضرایب ظرفیت باربری پی و ضرایب شکل مربوطه در قالب جداول و نمودارهایی ارائه و با روشهای دیگر مقایسه شده است.

واژههای کلیدی: پی سطحی، اجزای مجزا، سه بعدی، ضرایب ظرفیت باربری، ضرایب شکل

مقدمه

در دهههای گذشته مطالعات و بررسیهای وسیعی در ارتباط با مسالهٔ ظرفیت باربری پیهای سطحی بهصورت دوبعدی انجام شده و روشهای حل متعددی نیز در این زمینه ارائه گردیده است. در واقع این طور بهنظر میرسد که راه حلهای تئوری در حالت دو بعدی به سطح رضایت بخشی از اطمینان رسیده باشد، هرچند که هماکنون نیز تحقیق و بررسی در زمینهٔ ظرفیت باربری دو بعدی پیهای سطحی به صورت گسترده ادامه دارد. اما روشهای حل عددی مسالهٔ ظرفیت باربری پی در سهبعد، هنوز هم با مسائل و مشکلات حل نشدهٔ عدیدهای روبروست.

امروزه روش عمومي و معمول جهت برآورد ظرفيت باربري سهبعدی پیهای سطحی، استفاده از ضرایب شکل تجربی و آزمایشگاهی در معادلات ظرفیت باربری دو بعدی پی است که توسط محققان برجستهای مانند ترزاقی و یک [1]، میرهوف [7]، هانسن [7] و وسیک [۴] انجام گرفته است.

روشهای حل این مساله با روشهای تعادل حدی، حتی

مصورت دو بعدی آن، تمام شرایط تعادل را ارضاء نکرده و لذا احتیاج به فرضیات اضافهای در مورد تنشها و نیروهای بین قطعهای است. همچنین استفاده از روشهای آنالیز حدی برای حل مسائل سهبعدی، مشکلات و پیچیدگیهای مخصوص به خود را داشته وحتی جدیدترین راه حل ارائه شدهٔ آن (روش حد بالا) برای مسالهٔ ظرفیت باربری سهبعدی پی دارای دقت چندانی نمی باشد [۵]. از طرفی مدل کردن این مساله توسط روشهای اجزای محدود (FEM) یا تفاضل محدود (FDM)، محتاج اطلاعاتي همچون المانبندي مناسب سيستم خاک و پی، وضعیت تنشهای اولیه در خاک، مدل رفتاری صحیح و نیز پارامترهای مناسب مربوط به آن می باشد. دخالت این مفروضات، پیچیدگی حل مساله را در سه بعد زیاد کرده و ممکن است عدم اطمینان نتایج را نیز باعث شود.

روش ارائه شده در این بررسی مبتنی است برروش تعادل حدی، که علاوه بر داشتن امتیاز سادگی این قبیل روشها، توانایی و قابلیتهای بیشتری را در حل مسالهٔ ظرفیت

باربری پی در سه بعد ارائه داده و از طرفی پیچیدگیهای مربوط به روشهای اجزای محدود یا تفاضل محدود را دارا نمیباشد.

معرفي روش اجزاي مجزا ⁽

این روش به مفهوم جدید خود، اولین بار توسط چانگ (C. S. Chang) برای بررسی ظرفیت باربری پی [۶]، پایداری شیروانیها [۷] و نیز دیوارهای حائل [۸]، تماماً به صورت دو بعدی، انجام گرفته است. در بررسی حاضر، با توسعهٔ مفهوم اولیهٔ این روش، مسالهٔ ظرفیت باربری پی برای اولین بار در حالت سه بعدی مورد توجه قرار می گیرد. برای اولین بار در حالت سه بعدی مورد توجه قرار می گیرد. گسیختگی مفروض (که در سه بعد این سطح تبدیل به حجم می شود)، در نظر گرفته می شود. سپس این حجم گسیخته شده، با توجه به هندسه و ماهیت مساله به تعدادی قطعهٔ مجزای از هم، تقسیم می شود. در این تحقیق از بلوکهای ۵ وجهی، برای تقسیم بندی تودهٔ خاک زیر پی استفاده شده است.



شکل ۱ : نحوهٔ اتصال سطوح قطعات سهبعدی به یکدیگر توسط فنرهای وینکلر.



همچنین همانند حالت دوبعدی این روش، از فنرهایی به نام فنر وینکلر^۲، در بین سطوح مشترک قطعات استفاده میشود. کلیهٔ سطوح مشترک توسط این فنرها به یکدیگر

متصل شده تا سیستمی یکپارچه تشکیل گردد (شکل ۱). هر فنر وینکلر (شکل ۲)، در حالت سهبعدی، شامل یک فنر فشاری – کششی (عمود بر سطح) و دو فنر برشی (مماس بر سطح و عمود بر یکدیگر) میباشد. رفتار کلیهٔ فنرها مطابق شکل (۳) بهصورت ارتجاعی-خمیری^۳ فرض شده است. فنرهای عمودی در فشار به تسلیم نرسیده و در کشش دارای مقاومت کششی (F_t) مطابق رابطهٔ زیر میباشند:

$$F_t = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

در فنرهای مماسی نیز چنانچه تنش برشی موجود به مقاومت برشی فنرها (τ_p) برسد، فنر از حالت ارتجاعی خارج شده و رفتاری خمیری خواهد داشت. مقاومت برشی فنرها، از معیار گسیختگی مور- کولمب پیروی می کند:

 $\tau_p = c + \sigma_n t g \varphi$

به علت رفتار ارتجاعی- خمیری فنرها، هرگاه در فنرهای برشی، میزان تنش برشی موجود از مقاومت برشی فنرها بیشتر شود، فنر به حالت خمیری رفتار کرده و اصطلاحاً گسیخته می شود. همانند حالت دو بعدی این روش، از روش سختی وتری[†] با توجه به میزان تغییر مکانهای مودی و مماسی، جهت کاهش سختی فنرها استفاده می شود. چنانچه سختی فنرهای عمود بر سطح را با استفاده مورد ی و سختی فنرهای مود بر سطح را با مورت در طی روند تحلیل، برای یک فنر تسلیم نشده، ضرایب فنریت همان مقادیر فوق می باشد. اما چنانچه سطح مورد نظر به تنش تسلیم بر سد، باید با توجه به نمودار تنش- کرنش، مقادیر سختی جدید فنرها نمودار تنش- کرنش، مقادیر سختی جدید فنرها

با خمیری شدن یک فنر مماسی یا عمودی در بین سطوح مشترک قطعات، تنش در آن ثابت مانده و اضافه تنش باقیمانده در بین قطعات دیگر توزیع خواهد شد. با توزیع تنشها در بین قطعات دیگر، شاهد بوجود آمدن گسیختگیهای موضعی بهصورت پیشرونده خواهیم بود.



شکل ۳: رفتار تنش-کرنش فنرهای وینکلر، (a) - فنرهای برشی و (b) - فنرهای عمودی.

لذا این روش برخلاف روشهای معمول حدی، قابلیت مدلسازی پدیدهٔ گسیختگی پیشرونده^۵ را نیز دارا میباشد. توزیع مجدد تنشها به صورت یک روند تکراری، تا جایی ادامه مییابد که تنشهای موجود در سطح تماس قطعات، به طور کامل روابط تنش- کرنش را ارضاء نماید. برای اعمال خاصیت غیرخطی مساله در حالت خمیری، از روند تکراری نیوتن- رافسون⁵ استفاده شده است [۹]. در صورتیکه با افزایش بار پی، تمام فنرهای برشی روی سطح گسیختگی مفروض، به حالت خمیری برسند، گسیختگی کلی در خاک زیر پی رخ داده و بار پی در این لحظه، ظرفیت باربری را نشان خواهد داد.

در این بررسی، همانند حالت دو بعدی این روش، از ضریب ارتجاعی (E) و ضریب برشی خاک (G) بهترتیب جهت مدل کردن سختی اولیهٔ فنرهای عمودی و مماسی استفاده شده است. لازم بهذکر است که این روش بهسادگی قابلیت مدل کردن خاکهایی با خاصیت نرم شوندگی و یا سخت شوندگی را دارا میباشد. در اینصورت مدل رفتاری فنرها (شکل ۳) متناسب با رفتار خاک انتخاب میشود. خاطر نشان میسازد با توجه به اینکه روش تحلیل و نحوهٔ بهدست آوردن فرمولاسیون حل سهبعدی مساله در مرجع [۱۰] و توسط مؤلفین مقالهٔ حاضر آورده شده است، لذا جهت جلوگیری از طولانی شدن مطلب، از ذکر مجدد آن در این مقاله صرفنظر میگردد.

هندسهٔ سطح گسیختگی زیر پی همانطور که اشاره گردید از قطعه بلوکهای پنج وجهی

جهت مجزا سازی تودهٔ خاک زیر پی استفاده شده است. با توجه به شکل (۴) همانند حالت دو بعدی این روش، از سه ناحیه جهت تعریف این سطح استفاده می شود [۱۱]. ناحیهٔ I به صورت یک گوه، درست در زیر پی قرار دارد. یک سطح این گوه بوسیلهٔ قاعدهٔ پی و دو وجه دیگر آن بوسيلة سطوح برش مشخص مىشوند. اين ناحيه بهصورت یک گوهٔ صلب به سمت پایین حرکت کرده و در خاک ناحیهٔ III رانش مقاوم را بسیج می کند. ناحیهٔ II نیز یک ناحیهٔ انتقالی بین نواحی I و III با کرنشهای برشی بالا بوده و با یک سطح لگاریتمی- حلزونی^۷ تقریب زده می شود. لذا شکل ناحیهٔ گسیخته شده در این بررسی، تابع عرض پی (B)، طول آن (A)، زاویهٔ اصطکاک داخلی θ_2 و نيز ϑ زاويهٔ مستقل α_1 ، α_2 ، α_3 ، α_2 ، θ_1 و (ϕ) مىباشد. زواياى $heta_1$ و $heta_2$ مشخص كنندهٔ وضــعيت وجوه جانبی سطح گسیختگی یا به عبارت دیگر مشخص كنندهٔ وضعیت بعد سوم سطح گسیختگی در فضا مىباشند. اگر زواياى θ_1 و θ_2 منفى باشند، وجوه جانبی سطے گسیختےگی بهسمت داخل و اگر این زوايا مثبت باشند.

آنها بهسمت خارج تمایل دارند. در این روش با متغیر فرض کردن این ۶ زاویهٔ مستقل، بحرانی ترین سطح گسیختگی متناظر با کمترین مقدار ظرفیت باربری پی، با سعی و خطا مشخص می شود. در این تحقیق با استفاده از نرمافزار BCAP^{3D}، که بر اساس روش METL و در محیط MATLAB، توسط مؤلفین مقاله حاضر تهیه شده است، مثالهایی مورد بررسی قرار گرفته که نتایج آن در ادامه آورده می شود.



شکل ۴ : نحوهٔ تقسیم بندی توده خاک گسیخته شدهٔ زیر پی به قطعات سه بعدی مجزا، (a) - مقطع دو بعدی و (b) - وضعیت وجوه جانبی در مقطع سه بعدی.

تحليل حساسيت

در این بخش مثالهایی جهت انجام آنالیزهای حساسیت برای نشان دادن تاثیر پارامترهای مختلف به کار رفته در مدل ارائه می گردد. مفروضات اولیه این مثالها عبارتند از:

وزن مخصوص خاک ۲۰ kN/m³ چسبندگی خاک kPa درجه، ضریب ۳۰، زاویه اصطکاک داخلی خاک ۳۰ درجه، ضریب ارتجاعی خاک MΠα، ضریب برشی خاک ۸۳ ۵ و ۳، تعداد قطعات در نواحی سه گانه به ترتیب ۱، ۵ و ۳، زوایای ₁ ۵ تا ₄ ۵ بهترتیب ۶۰، ۶۰، ۹۰ و ۱۲۰ درجه، زوایای ₁ ۵ و ₂ ۵ معادل صفر درجه، عرض و طول پی بهترتیب ۱ و ۲ متر. لازم بهذکر است که با تغییر در پارامترهای هندسی و

مقاومتی مثال فوق، نتایج آنالیزهای حساسیت انجام شده در ذیل ارائه می گردد.

تاثير تعداد قطعات

همانطور که قبلاً نیز اشاره گردید، تودهٔ خاک زیر پی به قطعات صلب مجزای از هم که توسط فنرهای وینکلر به یکدیگر متصل شدهاند، تقسیم می گردد. در جدول (۱) تاثیر تعداد قطعات به کار گرفته شده در هر کدام از نواحی

سه گانهٔ سطح گسیختگی زیر پی (نواحی I، II و III) نشان داده شده است. تعداد قطعات مربوط به هرکدام از این نواحی سه گانه (N_1 , N_2 و N_3) در ترکیبهای ۱ و ۱۰ عددی تغییر داده شده تا تاثیر آن برروی ظرفیت باربری پی نشان داده شود. همانگونه که انتظار میرود کمترین مقدار ظرفیت باربری، هنگامی به دست می آید که تعداد قطعات در نواحی I و III، یک عدد و در ناحیه II، ۱۰ عدد (بزرگترین تعداد در این سری از مدل سازی) باشد. بنابراین می توان نتیجه گیری نمود که ناحیه II، باید از تعداد مناسبی قطعه تشکیل شود تا بتوان رفتار برشی این ناحیه را به خوبی مدل نمود. همچنین به علت رفتار غیر برشی نواحی I و III، تنها یک قطعه جهت مدل کردن این نواحی کفایت میکند.

در شکل (۵)، تاثیر تعداد قطعات در ناحیه II برروی ظرفیت باربری پی با فرض $I = N_1$ و $I = N_3$ عدد آورده شده است. همانطور که ملاحظه میشود با افزایش تعداد قطعات در این ناحیه، ظرفیت باربری پی کاهش مییابد. بهنظر میرسد که مدل کردن این ناحیه با بیش از ۱۰ قطعه دارای دقت مناسبی جهت مقاصد مهندسی باشد. لذا در آنالیزهای انجام شده در بخشهای بعدی برای بهدست آوردن دقت کافی در نتایج، تعداد قطعات در

نواحی سه گانهٔ I، II و III، بهترتیب معادل ۱، ۲۵ و ۱ عدد در نظر گرفته شده است.

جدول ۱ : تاثیر تعداد قطعات در نواحی سه گانهٔ سطح

گسیختگی برروی بار حدی پی مثال. N₁ : تعداد . قطعات در 10 10 10 10 ناحيه [N₂ : تعداد 10 10 1 10 10 فطعات در ناحبه 1 1 1 Π N₃ : تعداد قطعات در ناحیه 10 10 10 1 10 1 1 1 III : بارحدى يهايى Q_{ult.} 10.0 5.4 5.3 8.8 4.9 5.1 8.1 5.1 (MN)



شکل ۵ : تاثیر تعداد قطعات در ناحیه II برروی بار حدی پی.

تاثير وضعيت سطوح كسيختكى جانبى

همانطور که توضیح داده شد، زوایای θ_1 و θ_2 وضعیت سطوح گسیختگی جانبی را در فضای سهبعدی مشخص می کنند. بدیهی است که در شرایط بارگذاری متقارن مقادیر این دو زاویه با یکدیگر برابر خواهند شد. در شکل (۶)، تاثیر تغییرات این زوایا برروی ظرفیت باربری پی آورده شده است. همانطور که دیده میشود، تغییر در مقدار این زوایا، تاثیر زیادی برروی بار حدی بهدست آمده خواهد گذاشت.

تاثیر نسبت ابعادی پی

در شکل (۷)، تاثیر نسبت طول به عرض پی (L/B)، برروی ظرفیت باربری پی در واحد سطح (quit)) نشان داده شده است. همانطور که انتظار میرود، ظرفیت باربری پی در واحد سطح با افزایش نسبت ابعادی پی کمتر میشود، که درنهایت این مقدار بهسمت ظرفیت باربری پی در حالت دو بعدی میل میکند (۱۲۰۴/۳۷ کیلو پاسکال).





احد سطح پی مثال.

تاثير ضرايب فنريت وينكلر

مشابه حالت دو بعدی که توسط چانگ ارائه شده است، مقادیر اولیهٔ ضرایب سختی فنریت موجود در جهات عمودی و مماسی بین قطعات را می توان به تر تیب مشابه مدول یانگ یا ضریب ارتجاعی (E) و ضریب برشی (G) خاک درنظر گرفت. برای یک جسم همسان ارتجاعی، نسبت (E / Γ) معادل (V + V) بوده که در آن v ضریب پواسن می باشد. محدودهٔ این ضریب در انواع خاکها بین صفر تا 0/1 متغیر است. لذا محدودهٔ عملی مقدار (E/Γ) نیز بین اعداد ۲ تا ۳ تغییر می کند. مشابه شرایط دو بعدی، در بررسی حاضر نیز مشخص گردیده است که نتایج به دست آمده، به نسبت مقادیر سختی فنرها بستگی دارند نه به مقادیر تک تک آنها. در شکل (۸)، تاثیر تغییرات (E / G) یا بهعبارت دیگر نسبت است. (k_{normal} / k_{shear}) برروی نتایج نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می شود، مقادیر بار حدی به دست آمده زیاد تحت تاثیر نسبت ضرایب سختی فنریت در محدودهٔ ذکر شدهٔ فوق، قرار نمی گیرد.



شکل **۸** : تاثیر تغییرات ضرایب سختی فنرهای وینکلر برروی بار حدی پی مثال.

ضرایب ظرفیت باربری سهبعدی جهت تعیین ظرفیت باربری پی، معمولاً از روش برهمنهی یا رویهم گذاری^۹ که اولینبار توسط ترزاقی [۱۲] مطرح گردیده، استفاده میشود. در این روش تاثیر پارامترهای مختلف خاک و پی، شامل وزن مخصوص (γ)، زاویه اصطکاک داخلی (ϕ)، سربار (θ) و نیز چسبندگی زاویه اصطکاک داخلی (ϕ)، سربار (θ) و نیز چسبندگی خاک (χ)، برروی ظرفیت باربری پی، به همراه ضرایب بی بعدی بهصورت زیر بیان میگردد: $\theta_{v\lambda t} = 0.5 B \gamma N \Rightarrow_{\gamma} + \theta N \Rightarrow_{\theta} + \chi N'_{c}$ (۳)

$$N_{9\gamma} = \sigma_{\gamma} \cdot N_{\gamma}$$
 (الف)

$$N \mathfrak{d}_{\theta} = \sigma_{\theta} \ . \ N_{\theta}$$

 $N \vartheta_{\chi} = \sigma_{\chi} \cdot N_{\chi}$

 N_{θ} , N_{γ} مقادیر N_{γ} ، مقادیر N_{γ} ، مقادیر N_{χ} و N_{χ} ، ضرایب ظرفیت باربری پی در حالت دو بعدی بوده و σ_{γ} o σ_{θ} o ϵ_{χ} p بهترتیب ضرایب شکل متناظر آنها میباشند. در ادامه ضرایب ظرفیت باربری بهدست آمده از روش DEM ارائه می گردد. ابتدا مقایسهای بین روشهای قبلی در حالتهای دوبعدی و سهبعدی با روش حاضر انجام شده و سپس برای مقادیر مختلف زاویهٔ اصطکاک داخلی خاک و نیز نسبتهای ابعادی گوناگون پی، ضرایب γ ، 0.0 و N δ_{χ}

$$N_{q} = tg^{2}(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}).exp(\pi tg\phi)$$
(Δ)

$$N_{c} = \left(\frac{N_{q} - 1}{tg\phi}\right)$$
(۶)

 $(\alpha_3 = \pi/2) \cdot (\alpha_1 = \alpha_2 = \pi/4 + \phi/2)$ ، (وابط فوق با فرض و $(\alpha_4 = \pi/2 + \varphi)$ بهدست آمدهاند. اما همانطور که ذکر شد، در روش حاضر هیچگونه قیدی در تعیین این زوایا وجود نداشته و آنها بهصورت كاملاً مستقل از هم تغيير مىكنند تا مقادير بحراني مربوطه بهدست آيند. اين مزّيت بهخصوص در هنگامی که خاک دارای چسبندگی و اصطکاک به صورت توأم است، دقت جوابها را نسبت به روشهای متعارف بالاتر میبرد. در شکلهای (۹) و (۱۰)، مقادیر N_q و N_c بهدست آمده از روابط (۵) و (۶) با مقادیر حاصل از روش DEM، با فرض تعداد قطعات در نواحی سه گانهٔ سطح گسیختگی زیر پی به ترتیب معادل ۱، ۵ و۱ عدد با یکدیگر مقایسه شده است. این مقایسه یکبار با فرض وجود زوایایی برابر با زوایای حاصل از روشهای دقیق فوق الذکر و بار دیگر با فرض زوایای بحرانى متناظر با كمترين مقدار ظرفيت باربرى انجام شده است. همانطور که از این اشکال پیداست مقادیر حاصل از روش DEM و روشهای دقیق کلاسیک با فرض زوایای معادل هم، بسیار به هم نزدیک بوده اما مقادیر بحرانی حاصل از روش DEM به وضوح کوچکتر میباشند. لازم بهذکر است که برای بهدست آوردن N_c کافیست وزن مخصوص خاک (γ) را صفر درنظر گرفته و از سربار اطراف پی (θ) صرفنظر کنیم. N_{θ} را می توان با فرض $(0 = \gamma)$ و

پی (ب) کر عشر العیار (بی اور دامی اور) بی کران (بی اور) (بی (ب) و (γ) (γ) بهدست آورده و برای یافتن N_{γ} ، مقادیر (c) و (γ) را معادل صفر درنظر می گیریم. همچنین جهت بـهدست آوردن این نتایج در حالت دوبعدی به روش DEM، نسبت طول به عرض پی (L/B) معادل ۱۰۰۰ درنظر گرفته شده است.



شکل ۹: مقایسه مقادیر N_q حاصل از روشهای دقیق ریاضی و DEM در حالت دوبعدی.



شکل ۱۰ : مقایسه مقادیر N_c حاصل از روشهای دقیق ریاض و DEM در حالت دوبعدی.

حالت سەبعدى

جهت مقایسهٔ ضرایب ظرفیت باربری سهبعدی پی بهدست آمده از روش DEM با روشهای دیگر، نتایج حاصل از دو روش نیمه تجربی کلاسیک که امروزه به طور وسیع مورد استفاده قرار می گیرد، یعنی روشهای پیشنهادی میره وف [۲] و هانسن [۳]، و نیز دو روش عددی از جدیدترین روشهای ارائه شده در زمینهٔ تعیین ظرفیت باربری سهبعدی، یعنی روش قطعات [۱۳] و نیز روش آنالیز حدی (حد بالا) [۱۴]، در اشکال (۱۱) تا افزایش مقدار زاویه اصطکاک داخلی خاک بالاتر می رود، افزایش مقدار زاویه اصطکاک داخلی خاک بالاتر می رود، زاویه اصطکاک داخلی معادل ۴۰ درجه ارائه گردیده است . در تمام محاسبات انجام شده عرض پی (B) معادل یک معادل ۲/۲ فرض شده است .

در جداول (۲) تا (۴)، مقادیر ضرایب سهبعدی ظرفیت باربری برای زوایای مختلف اصطکاک داخلی خاک و نیز نسبتهای ابعادی گوناگون پی، که توسط روش حاضر

بهدست آمده، ارائه گردیده است. همچنین ضرایب شکل مربوطه که با استفاده از این جداول و نیز معادلات (۴) حاصل شدهاند، در نمودارهای (۱۴) تا (۱۶)، نشان داده شده است.









جدول ۲ : مقادیر ضریب _V 'y برای مقادیر مختلف زاویهٔ اصطکاک داخلی خاک و نسبت ابعادی پی بهروش DEM.										
\$ Deg	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
L/B = 1	0.00	0.35	1.15	2.66	5.83	12.63	26.28	56.19	122.98	273.19
L/B = 2	0.00	0.31	1.01	2.44	5.01	10.67	22.20	47.56	104.14	224.49
L/B = 4	0.00	0.28	0.96	2.30	4.68	9.50	19.61	40.86	91.08	204.80
L/B = 8	0.00	0.27	0.92	2.18	4.43	9.10	18.81	38.94	82.34	181.06
L/B=16	0.00	0.26	0.91	2.13	4.28	8.72	17.93	37.36	80.15	163.49
2 Dim.	0.00	0.25	0.87	2.10	4.20	8.51	17.31	35.55	74.65	147.78

جدول ۳ : مقادیر ضریب N'_g برای مقادیر مختلف زاویهٔ اصطکاک داخلی خاک و نسبت ابعادی پی بهروش DEM.

∳ Deg	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
L/B = 1	1.00	1.72	2.70	4.14	6.95	11.65	20.67	37.20	67.08	125.05
L/B = 2	1.00	1.62	2.49	3.80	6.25	10.34	17.69	31.36	56.63	106.27
L/B = 4	1.00	1.56	2.36	3.59	5.74	9.39	15.75	27.21	49.19	94.83
L/B = 8	1.00	1.54	2.28	3.48	5.48	8.88	14.78	24.90	43.91	83.36
L/B=16	1.00	1.53	2.24	3.39	5.30	8.53	14.31	23.28	41.09	73.89
2 Dim.	1.00	1.52	2.19	3.30	5.16	8.27	13.54	21.99	37.82	66.54

جدول ۴ : مقادیر ضریب _۵، N' برای مقادیر مختلف زاویهٔ اصطکاک داخلی خاک و نسبت ابعادی پی بهروش DEM.

ф _{Deg}	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
L/B = 1	6.52	8.50	11.47	15.85	22.86	34.78	52.34	83.60	141.14	248.81
L/B = 2	5.60	7.17	9.36	12.58	17.61	25.69	38.33	61.82	107.63	205.24
L/B = 4	5.12	6.46	8.27	10.79	14.67	20.57	30.04	45.88	75.04	135.44
L/B = 8	4.86	6.02	7.62	9.97	13.06	18.08	25.25	38.59	60.30	99.26
L/B=16	4.69	5.84	7.32	9.41	12.27	16.82	22.94	34.45	50.46	83.34
2 Dim.	4.54	5.60	7.01	8.90	11.50	15.12	20.66	29.95	42.71	64.46

مقدار زاویه اصطکاک داخلی خاک، بخصوص برای بزرگتر از ۳۰ درجه دارد. برای زوایای اصطکاک داخلی بزرگ، ضرایب ظرفیت باربری پی و نیز ضرایب شکل مربوط به آن، وقتی که نسبت ابعادی پی (L/B) به سمت

بحث و بررسی نتایج بهدست آمده ضرایب ظرفیت باربری

مشابه اغلب روشهای حل مساله ظرفیت باربری پی، نتایج بهدست آمده از روش DEM، وابستگی زیادی به در روابط نیمه تجربی ارائه شده تاکنون توسط محققان قبلی، رابطهٔ بین ضرایب شکل و نسبت ابعاد پی، عموماً بوسیله یک رابطه خطی تبیین شده است. بهطور مثال ضرایب شکل پیشنهادی توسط میرهوف برای زوایای اصطکاک داخلی بزرگتر از ۱۰ درجه، عبارتند از : $\sigma_{\gamma} = 1 + 0.1 \tau \alpha v^2 (\pi/4 + \phi/2).(B / \Lambda)$

(۷– الف)

(۷- ب)

(ال – ال

 $\sigma_\theta = \sigma_\gamma$

 $\sigma_{\chi} = 1 + 0.2 \tau \alpha v^2 (\pi/4 + \phi/2).(B / \Lambda)$ (ج -۷) همچنین روابط پیشنهادی توسط هانسن برای بهدست آوردن ضرایب شکل ($(\phi > 10)$ عبارت است از: $\sigma_{\gamma} = 1 - 0.4 (B / \Lambda)$

 $\sigma_{\theta} = 1 + \tau \alpha \nu \ \phi$. (B / A)

 $\sigma_{\chi} = 1 + (N_{\theta} / N_{\chi}) \cdot (B / \Lambda)$



شکل ۱۵ : ضریب شکل سربار (σ_θ) برای مقادیر مختلف φ و ΔEM بهروش ΔEM.

۱ میل میکند، بهسرعت بزرگ میشود. در صورتیکه برای زوایای اصطکاک داخلی کوچکتر، شدت این افزایش کمتر است.

روش حد بالایی که توسط میخالوفسکی [۱۴] پیشنهاد شده است، مقادیر بسیار بزرگتری را در مقایسه با روشهای دیگر، بهخصوص برای نسبتهای ابعادی کوچک پی و زوایای اصطکاک داخلی بالا، ارائه میدهد. البته روش حد بالای پیشنهادی فوق الذکر، بعداً توسط میخالوفسکی و همکارش داوسن [۵] با روش عددی حاصل از نرم افزار FLAC^{3D · ۱} مورد مقایسه قرار گرفته و به این نتیجه رسیدند که نتایج حاصل از نرم افزار ^{3D} FLAC مقادیر بسیار کمتری را در مقایسه با روش حد بالای فوق ارائه میدهد. همچنین مشخص گردید که این روش حل پیشنهادی، قیدها و محدودیتهای زیادی را به بردارهای سرعت^{۱۱} در روش حد بالا اعمال کرده و لذا نتایچ بهدست آمده دارای دقت چندانی نمیباشد.

همانطور که در اشکال (۱۱) تا (۱۳) دیده می شود، نتایج حاصل از روش قطعات که توسط ناریتا و یاماگوچی [۱۳] یشنهاد شده است دارای اختلاف محسوس در روند تغییرات ضرایب ظرفیت باربری با دیگر روشهاست. این روش بهعلت سادگی در هندسه پیشنهادی سطح گسیختگی فرض شده (به صورت حلزونی - لگاریتمی و با تعداد اندکی متغیر در تعریف هندسهٔ آن) و نیز حذف تاثیر نیروهایی که بر وجوه جانبی قطعات وارد شده است و همچنین سایر فرضیاتی که جهت ارضای دستگاه معادلات تعادل سیستم در نظر گرفته شدهاند، دارای دقت مطلوبی نمی باشد.

در مجموع می توان گفت نتایج حاصل از روش حاضر دارای تطابق بیشتری با روشهای کلاسیک نیمه تجربی مانند روشهای پیشنهادی میرهوف و هانسن می باشد. لازم بهذکر است که این روشهای نیمه تجربی، عمدتاً برمبنای نتایج حاصل از آزمونهای آزمایشگاهه که توسط گوله در [10] انجام شده است، به دست آمدهاند. البته به علت وجود پراکندگی زیاد در نتایج حاصل از آزمایشات گولدر و نیز عدم وجود آزمونهای سیستماتیک و جامعی در این زمینه تاکنون، اعتبار نتایج به دست آمده را هنوز نمی توان به درستی مورد ارزیابی دقیق قرار داد.



شکل ۱۶ : ضریب شکل چسبندگی (σ_χ) برای مقادیر مختلف φ و Λ/B بهروش ΔΕΜ.

در معادلات فوق ضرایب ظرفیت باربری پی در حالت دو بعدی از روابط (۵) و (۶) حاصل میشوند. همچنین ضریب وزن ظرفیت باربری در روشهای میرهوف و هانسن بهترتیب عبارتند از :

- $$\begin{split} N_{\gamma,M\epsilon\psi.} &= (N_{\theta} 1).\tau\alpha\nu \ (1.4\ \varphi) \\ N_{\gamma,H\alpha\nu.} &= 1.5\ (N_{\theta} 1)\ .\ \tau\alpha\nu\ \varphi \end{split}$$
 - (1.)

همانطور که اشاره گردید بهعلت عدم وجود آزمونهای جامع آزمایشگاهی و صحرایی در رابطه با تعیین ظرفیت باربری پی و نیز وجود پراکندگی نتایج در همین تعداد محدود آزمایشات انجام شده، اعتبار روابط فوق مورد تردید واقع است. بهطور مثال بهوضوح دیده میشود که روابط (۷- الف) و (۸- الف)، با یکدیگر در تناقض قرار دارند. زیرا رابطهٔ پیشنهادی میرهوف جهت بهدست آوردن ضریب شکل وزن افزاینده (بزرگتر از ۱) و رابطهٔ پیشنهادی هانسن، کاهنده (کوچکتر از ۱) است. همچنین ضریب شکل وزن (σ_{γ}) میرهوف با کاهش نسبت (L/B) افزایش یافته، درصورتیکه ضریب شکل وزن هانسن با کاهش این نسبت، مستقل از مقدار زاویهٔ اصطکاک داخلی خاک کاهش مییابد.

در روش DEM، این ضریب با افزایش نسبت (L/B)، کاهش مییابد. در ضمن _۶، با افزایش مقدار زاویهٔ اصطکاک داخلی خاک تا حدود ۱۵ درجه کاهش یافته و سپس با افزایش مقدار ۹، زیاد میشود. علت کاهش این ضریب در مقادیر ۹ کوچک میتواند انحراف سطوح جانبی تسیختگی به داخل و در نتیجه کاهش وزن توده خاک گسیخته شده باشد. خاطر نشان میسازد که این اختلافات فاحش در روشهای گوناگون به خصوص در

محاسبهٔ مقدار ضریب وزن ظرفیت باربری و یا ضریب شکل مربوطه در حالت سهبعدی زیاد عجیب و غیرمنتظره نیست. بهطور مثال باولز [۱۶] اشاره میکند که مقدار N_{γ} برای ۴۰ = ϕ درجه در روشهای گوناگون در حالت دو بعدی بین ۳۸ تا ۱۹۲ تغییر میکند. مقادیر ضرایب شکل مربوط به سربار و چسبندگی در روش DEM با روشهای میرهوف و هانسن دارای سازگاری خوبی است. بهعبارت دیگر P_{s} و s_{s} با افزایش مقدار ϕ زیاد شده و با کاهش مقدار نسبت (L/B) نیز زیاد میشوند. همچنین مقادیر ضرایب P'N و s' بهدست آمده از روش

نتيجهگيرى

در این بررسی تحلیل سهبعدی مساله ظرفیت باربری پیهای سطحی توسط روش اجزای مجزا (DEM) انجام شده است. در این روش تودهٔ خاک درون سطوح گسیختگی در سهبعد، بوسیلهٔ قطعات مجزای از یکدیگر که توسط فنرهای وینکلر به یکدیگر متصل شدهاند، مدل میشود. نحوهٔ مدلسازی در این روش معرفی و مثالهای میشود. نحوهٔ مدلسازی در این روش معرفی و مثالهای مقاومتی خاک و پی برروی نتایج آن آورده شده است. همچنین ضرایب ظرفیت باربری پی و نیز ضرایب شکل مربوطه برای مقادیر مختلف زوایای اصطکاک داخلی خاک و نسبتهای ابعادی گوناگون پی ارائه گردیده است. با توجه به جمیع مطالب ذکر شده در این بررسی، میتوان مزیتهای عمدهٔ این روش را نسبت به روشهای متعارف حدی بدین صورت ذکر نمود:

- رفتار خاک ارتجاعی- خمیری فرض شده است.
- در تعیین سطح گسیختگی تودهٔ خاک زیر پی، هیچ پیشفرض خاصی، بهغیر از وجود مناطق سهگانه انجام نشده است.
- وجود ۶ زاویهٔ مستقل تعیین کنندهٔ هندسه سطح گسیختگی تودهٔ خاک زیر پی، دقت حل مساله را با توجه به اینکه محدودهٔ بسیار وسیعی از حالتهای مختلف گسیختگی دربر گرفته میشود، نسبت به روشهای متعارف حدی بالاتر میبرد.
- تعادل نیروها و لنگرها به طور کامل ارضاء میشود.
 لذا احتیاج به فرض خاصی جهت بهدست آوردن
 جواب یکتا در دستگاه معادلات سیستم نمی باشد.

- روشهای نیمه تجربی کلاسیک همچون روشهای مقاومتی خاک و پی بهطور همزمان و تعیین یک سطح گسیختگی بحرانی متناظر با آن وجود دارد. میرهوف و هانسن است. گسیختگی پیشرونده با این روش قابل مشاهده است. ۴- ضریب شکل وزن (s_γ) با افزایش نسبت (Λ/B)، • مفروضات اضافي اوليه در اين روش، فقط مقادير کاهش می ابد. همچنین σ_{γ} با افزایش مقدار زاویه اصطکاک داخلی خاک تا حدود ۱۵ درجه، کاهش ضرایب ارتجاعی و برشی خاک بوده، لذا برای مقاصد مهندسی در عمل مفید میباشد. یافته و سیس با افزایش ()، زیاد می شود. ۵- ضریب شکل سربار (σ_θ) و ضریب شـکل چسـبندگی همچنین نتایج حاصل از بررسی حاضر مساله ظرفیت باربری سهبعدی پیهای سطحی را میتوان بهطور خلاصه افزایش مقدار ϕ افزایش یافته و با (σ_{χ}) خاک با افزایش افزایش مقدار نسبت (۸/B)، کاهش می یابد. چنین عنوان نمود: -۱ ضرایب ظرفیت باربری بهدست آمده از روش DEM،
 - ۲۰ ضرایب ظرفیت باربری به دست آمده از روش IVEIV،

 وابستگی زیادی به مقدار زاویه اصطکاک داخلی

 خاک دارد، به خصوص برای
 بزرگتر از ۳۰ درجه.

• توانایی اعمال اغلب شرایط محیطی، هندسی و

- ۲- برای زوایای بزرگ اصطکاک داخلی خاک (بزرگتر از
 ۳۰ درجه)، ضرایب ظرفیت باربری بهسرعت با
 کاهش نسبت طول به عرض پی (L/B) زیاد شده،
 درصورتیکه برای زوایای اصطکاک داخلی کوچکتر
 مقدار این افزایش کمتر است.
 - مراجع
- 1 Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967). Soils Mechanics in Engineering Practice. J.Wiley, New York.

تشکر و قدردانی

- 2 Meyerhof, G. G. (1963). "Some recent research on the bearing capacity of foundations." *Can. Geotech. J.*, Vol. 1, No. 1, PP. 16-26.
- 3 Hansen, J. B. (1970). "A revised and extended formula for bearing capacity." *Danish Geotech. Inst. Bulletin*, No. 28, Denmark.
- 4 Vesic, A. S. (1973). "Analysis of ultimate loads of shallow foundations." J. of Soil Mech. and Fndn Div., ASCE, Vol. 99, No. SM1, PP. 45-73.
- 5 Michalowski, R. L. and Dawson, E. M. (2002). "Three-dimensional analysis of limit loads on Mohr-Coulomb soil." *Fndn of Civ. and Inv. Eng.*, No. 1, PP. 137-147.
- 6 Chang, C. S. (1991). "Discrete element method for bearing capacity analysis." *Comput. and Geotech.*, Vol. 12, PP. 273-288.
- 7 Chang, C. S. (1992). "Discrete element method for slope stability analysis." *J. of Geotech. Engng*, Vol. 118, No. 12, PP. 1889-1905.
- 8 Chang, C. S. (1994). "Discrete element analysis for active and passive pressure distribution on retaining wall." *Comput. and Geotech.*, Vol. 16, PP. 291-310.
- 9 Bathe, K. J. (1982). *Finite element procedures in engineering analysis*. Prentice-Hill, Englewood Cliffs, New Jersey.
- 10 Mirghasemi A. A. and Majidi A. R. (2004). "Three dimensional bearing capacity analysis of shallow foundations by discrete element method." *Int. Conf. on Geotech. Eng.*, Beyrouth, PP. 481-486.

۳- نتایج حاصل از روش حاضر دارای تطابق بیشتری با

این مقالـه مسـتخرج از طـرح پژوهشـی " بررسـی

ظرفیت باربری سهبعدی پیهای سطحی به روش اجزای

مجزا" به شمارهٔ (۱۰۰۹/۴/۱۰۰۹) بوده، که با حمایت

مالی معاونت پژوهشی دانشگاه تهران انجام شده است.

- 11 Mirghasemi A. A. and Majidi A. R. (2002). "Static and pseudo-static bearing capacity analysis of shallow foundations by discrete element method." Proc. of 5th European Conf. of Num. Meth. in Geotech. Engng, Paris, PP. 337-342.
- 12 Terzaghi, K. (1943). Theoretical soil mechanics. J. Wiley, New York.
- 13 Narita, K. and Yamaguchi, H. (1992). "Three-dimensional bearing capacity analysis of foundations by use of a method of slices." Soils and Foundations, Vol. 32, No. 4, PP. 143-155.
- 14 Michalowski, R. L. (2001). "Upper-bound load estimates on square and rectangular footings." Géotechnique, Vol. 51, No. 9, PP. 787-798.
- 15 Golder, H. Q. (1941). "The ultimate bearing pressure of rectangular footings." J. Instn Civ. Engrs, Vol. 17, No. 2, PP. 161-174.
- 16 Bowles, J. E. (1996). Foundation analysis and design. 5th edition, McGraw-Hill, New York.
- 1 Discrete (or Distinct) Element Method
- 2 Winkler Springs
- 3 Elasto-Plasctic
- 4 Secant Stiffness Method
- 5 Progressive Failure
- 6 Newton-Raphson Iterative Scheme

واژههای انگلیسی به تر تیب استفاده در متن

- 7 Spiral-Logarithmic
- 8 Bearing Capacity Analysis Program in 3D
- 9 Superposition method
- 10 Fast Lagrangian Analysis of Continiua in 3D
- 11 Velocity Field