

ارزیابی ضرایب بار مایل و بار نامحوری در ضرایب ظرفیت باربری خاک به کمک

مدل الاستیک - پلاستیک با معیار موهر کولمب

محمود وفائیان

دانشیار دانشکده مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی اصفهان

(تاریخ دریافت ۷۹/۹/۱۹، تاریخ تصویب ۸۱/۷/۲۰)

چکیده

در این مقاله، نتایج محاسبات حاصل از اجرای یک برنامه اجزای محدود مبتنی بر مدل الاستیک - موهر کولمب به منظور تعیین ضرایب کاهش ظرفیت باربری خاک به علت بار نامحوری و بار مایل ارائه می‌گردد. در این مطالعه، وضعیت خاک صرفاً چسبنده (در حالت بی‌وزن) و خاک صرفاً اصطکاکی (خاک وزین و $\phi \neq 0$) بطور جداگانه مورد بررسی قرار گرفته و در هر مورد برای مقادیر انتخابی مشخصی از زاویه اصطکاک داخلی خاک، ظرفیت باربری نهایی (وضعیت تسلیم خاک) به دست آمده است، آنگاه نسبت مقدار حاصل از وضعیتهای بار مایل در هر مقدار معین از زاویه میل بار، با مقدار بار نهایی مربوط به بار قائم تعیین شده است و به عنوان i_p یا i_c نشان داده شده است. همینطور در حالت‌های مختلفی از نامحوری بودن بار ($e = \frac{B}{12}$ ، $\frac{B}{6}$) محاسبات مشابهی انجام گرفته و نتیجه حاصل برای بار تسلیم با مقدار متناظر با بار تسلیم شرایط بار محوری مقایسه گردیده و نسبت آن به عنوان i_p و i_c ارائه شده است. مقادیر حاصل از این محاسبات نشان می‌دهد که این مقادیر - نسبت به ارقام حاصل از تئوریها به نتایج تجربی نزدیکترند و با توجه به سهولت تغییر شرایط فیزیکی و هندسی محیط مورد بررسی و نیز امکان تغییر مشخصات خاک، می‌توان به کارآیی این گونه برنامه‌ها برای بررسی رفتار خاکهایی که از این مدل تبعیت می‌کنند اطمینان نمود. همچنین نتیجه‌های محاسبات نشان می‌دهد که تغییرات بعضی از این ضرایب تابعی از زاویه اصطکاک داخلی می‌باشد، در حالی که تئوریهای سابق این وابستگی را نشان نمی‌دهند.

واژه‌های کلیدی: ضرایب ظرفیت باربری، بار مایل، بار نامحوری، مدل الاستیک - پلاستیک، اجزای محدود

مقدمه

تعیین ظرفیت باربری خاکها زیر بار مایل و بار نامحوری از موضوعهای با سابقه در مبحث مکانیک خاک است که از دهه‌های قبل مورد بحث قرار گرفته است. با وجود این به علت توسعه روشهای جدید تحلیلها و محاسبات، دیدگاههای جدیدی مطرح شده است.

مطالعات تجربی یا نظری در این زمینه را می‌توان در مقالات "مایر هوف" (۱۹۵۳)، "جومیکی" (۱۹۵۶)، "سوکولفسکی" (۱۹۶۰)، "وزیک" (۱۹۷۰)، "سران" و "پراکاش" (۱۹۷۱)، "له بژو" (۱۹۷۲) "موهس" و "ویس" (۱۹۷۳)، "مایر هوف" (۱۹۸۷)، "ایبان" و "یندراسیک" (۱۹۹۱ و ۱۹۹۵) مطالعه نمود.

است. مثالهایی از این نوع تحلیلها را می‌توان در مقالات "زینکوویچ" و همکاران (۱۹۷۵)، "گریفیت" (۱۹۸۲)، "مانوهاران" و "دسگوپتا" (۱۹۹۵)، "فریدمن" و "برد" (۱۹۹۷) و "وودوارد" و "گریفیت" (۲۰۰۰) مطالعه نمود.

در مورد بررسی ظرفیت باربری خاک زیر یک پی با بار مایل غالباً ضرایب کاهش ضرایب ظرفیت باربری مطرح می‌شود که با i_p ، i_c و i_γ مستناظر با N_q ، N_c و N_γ نشان داده می‌شود. پیشنهادهای پژوهشگران مختلف برای این ضرایب (مبتنی بر تجربه یا تحلیل) عمدتاً عبارت است از:

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2, \quad i_p = (1 - \theta/\phi)^2 \quad (1)$$

$$i_p = (1 - H/M)^2, \quad M = V + A.c.cot\phi \quad (2)$$

$$i_q = (1 - H/M)^2, \quad i_\gamma = (1 - H/M)^2$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan\phi} \quad (3)$$

از طرف دیگر، در سالهای اخیر کاربرد برنامه‌های کامپیوتری اجزای محدود بر اساس مدل الاستیک - پلاستیک مبتنی بر معیار موهر - کولمب در مبحث ظرفیت باربری بسیار معمول گردیده است ولی تقریباً تمامی آنها مربوط به بار قائم و محوری

محاسبه تا محور پی در هر طرف ۱ متر گرفته شد. در شکل (۱)، الف و ب نوع اجزاء به کار برده شده (مثلثی ۶ گرهی و چهار ضلعی ۸ گرهی) و چگونگی آرایش اجزاء در شبکه محاسباتی نشان داده شده است.

از آنجا که پارامترهای متفاوتی از قبیل E (مدول تغییر شکل)، ν (ضریب پواسون)، ϕ (زاویه اصطکاک)، ψ (زاویه اتساع)، γ (وزن واحد خاک)، K (ضریب تنشی جانبی)، اندازه عرض پی، نوع توزیع بار بر قاعده پی، چگونگی افزایش مراحل کوچک بار در ضمن محاسبه و حتی نوع شبکه و نوع اجزاء به کار برده شده در نتیجه محاسبات مؤثر است، از این رو در برنامه‌های دیگری تأثیر تغییرات این متغیرها بررسی گردیده و در مقاله دیگری توضیح داده شده است (۲۳) که در اینجا به منظور تلخیص مطلب، از تکرار نتایج آن محاسبات صرف نظر می‌شود ولی باید توجه داشت که تأثیر عواملی چون E و ν در بخش الاستیک دگر شکلی هاست و در محدوده‌های معمولی بر بار نهایی تسلیم تأثیر قابل ملاحظه ندارد و با توجه به اینکه معیار موهر-کولمب مبتنی بر تنشهای حدی گسیختگی است و کرنشهای موجود در ضمن محاسبه تأثیری بر آن معیار ندارد، در این محاسبات از مقادیر نسبتاً بزرگ برای مدول دگرشکلی استفاده شده است تا دگر شکلیهای اجزاء در حد کوچک باقی‌مانده و موجب خطای حاصل از اعوجاج اجزا و کرنشهای زیاد نگردد. البته مقادیر به کار برده شده برای E تقریباً تا حدی منطبق بر حد بالایی مقدار مدول الاستیسیته برای خاکهای سخت است ولی در هر حال برای D تمام انواع خاکها از همان مقادیر E استفاده گردیده است. در عین حال کاربرد مقادیر بزرگ E در این گونه محاسبات در اکثر پژوهشهای محاسباتی اجزای محدود در پژوهشهای اخیر معمول بوده است [۲۱، ۹، ۸].

در کاربرد شبکه با اجزاء مثلثی، تعداد گرههای زیر عرض پی ۱۷ گره (۸ جزء) و برای شبکه با اجزای مربعی، ۲۵ گره، ۱۲ جزء) می‌باشد (شکل ۲-الف) که این تعداد در بعضی از پژوهشها در همین حد و در بعضی از این تعداد کمتر است و به هر حال از نظر انتخاب تعداد گرهها و اجزای در تماس با عرض پی، با این تعداد خطایی دیده نمی‌شود. در شکل (۲-ب) نوع توزیع بارهای گرهی در دو حالت توزیع یکنواخت و توزیع سهمی نشان داده شده است و در شکل (۲-ج) روش تقسیم نسبی بارهای گرهی بر اساس قاعده مربوط به توزیع بار در اجزاء با گرههای وسطی مشاهده می‌شود.

$$i_{\gamma} = (1 - \sqrt{H/M})^5 \quad (4)$$

$$i_{\gamma} = (1 - H/M)^{m+1}, \quad i_q = (1 - H/M)^m \quad (5)$$

برای خاکهای فاقد چسبندگی، در فرمولهای بالا، مقدار M همان V می‌شود، و نیز مقدار m بستگی به راستای عملکرد بار و نسبت L/B دارد [به کتابهای مهندسی پی مراجعه شود].

$$i_{\gamma} = (1 - \tan\theta)^3 \quad \text{پی پایب} \quad i_{\gamma} = (1 - \sqrt{V \tan\theta})^3 \quad \text{پی سطحی} \quad (6)$$

$$i_{\gamma} = (1 - \tan\theta / \tan\phi)^2 \quad (7)$$

$$i_{\gamma} = (1 - \tan\theta)^2, \quad i'_{\gamma} = (1 - \tan\theta) \quad (8)$$

$$i_q = 1 - \sqrt{H/V}, \quad i_{\gamma} = i_q^2 \quad (9)$$

$$i'_{\gamma} = \cos\theta (1 - \sin\theta / \sin\phi) \quad (10)$$

$$i'_{\gamma q} = \cos\theta (1 - \sin\theta), \quad i_c = \cos\theta (1 - \sqrt{H} \sin\theta) \quad (11)$$

$$i_{\gamma} = 1/3 - 3/4 \tan\theta + 3/2 (\tan\theta)^2 \quad (12)$$

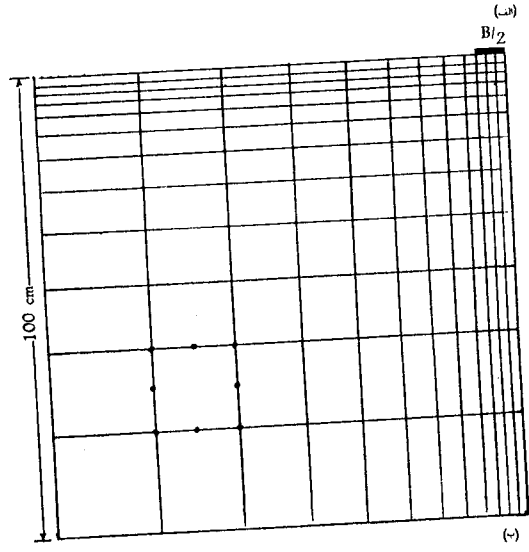
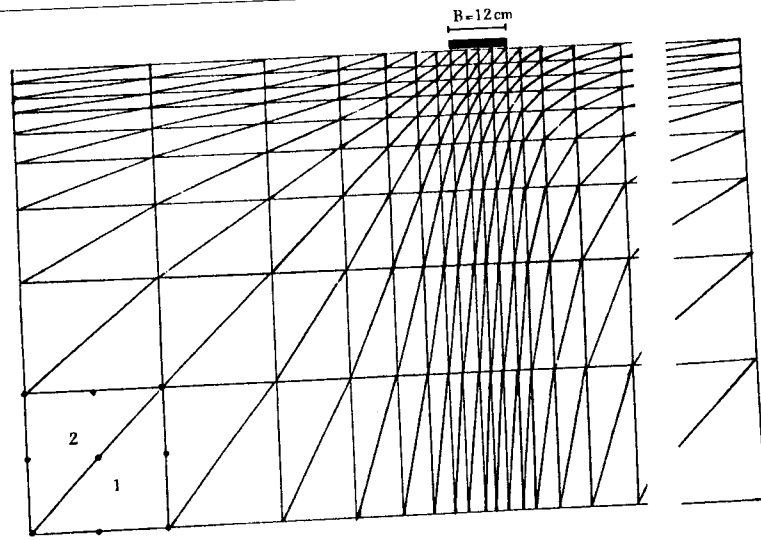
$$i_{\gamma} = 1 - (2/56 \tan\theta)^2 \quad (13)$$

در روابط بالا، A سطح تماس پی، B عرض پی، H مؤلفه افقی بار و V مؤلفه قائم بار است. علامت پریم مربوط به بارهای به موازات طول پی، و θ زاویه میل بار و ϕ زاویه اصطکاک داخلی است.

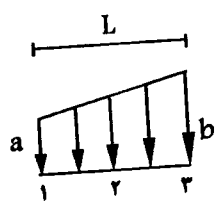
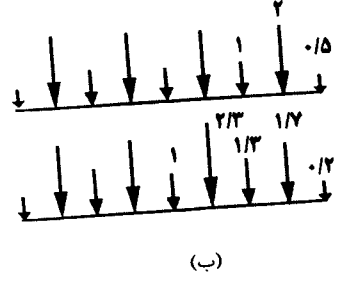
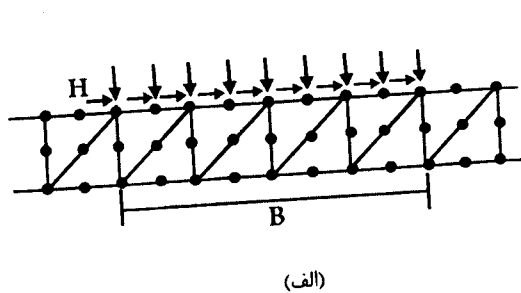
در مورد اثر نامحوری بودن بار معمولاً از رابطه کاهش عرض پی، یعنی $B' = B - 2e$ استفاده شود، در عین حال روابط دیگری هم به صورت تابعی از نسبت e/B ارائه شده است.

روش محاسبه

به منظور مطالعه اثر میل بار و اثر نامحوری بر کاهش ظرفیت باربری خاک، در این مطالعه، از یک برنامه کامپیوتری مبتنی بر اجزای محدود به نام Afena (که در دانشگاه سیدنی استرالیا نوشته شده است [۶]) استفاده گردید. وضعیت پی در این بررسی در حالت سطحی، عرض پی $B = 12 \text{ cm}$ ، و فاصله مرزهای

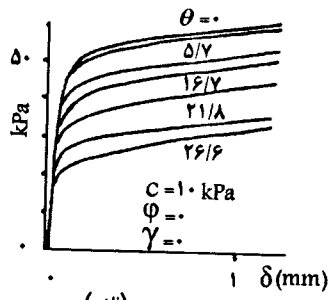


شکل ۱: اجزاء و ابعاد بخش مدل شده، الف) اجزای مثلثی ۶ گرهی، ب) اجزاء مستطیلی ۴ گرهی.

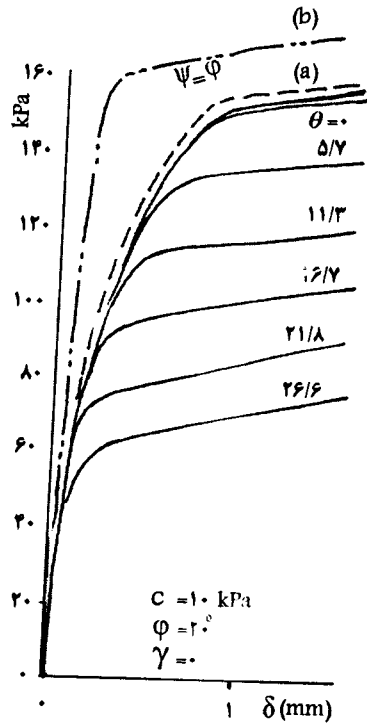


$$\begin{aligned}
 F_1 &= (1/6)aL \\
 F_2 &= (1/3)(a+b)L \\
 F_3 &= (1/6)bL
 \end{aligned}
 \quad (ج)$$

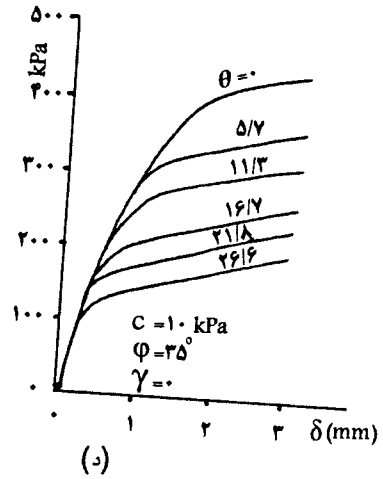
شکل ۲: نیروهای گرهی، الف) نیروهای گرهی در قاعده پی، ب) دو نوع توزیع نیرو در قاعده پی، ج) محاسبه نیروهای گرهی روی یک ضلع اجزاء.



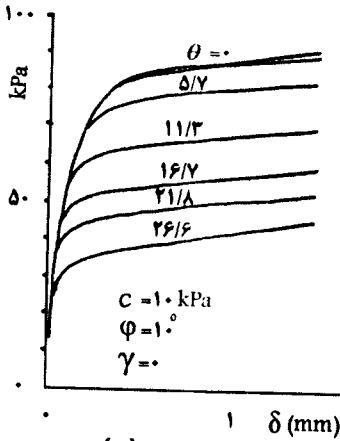
(الف)



(ب)

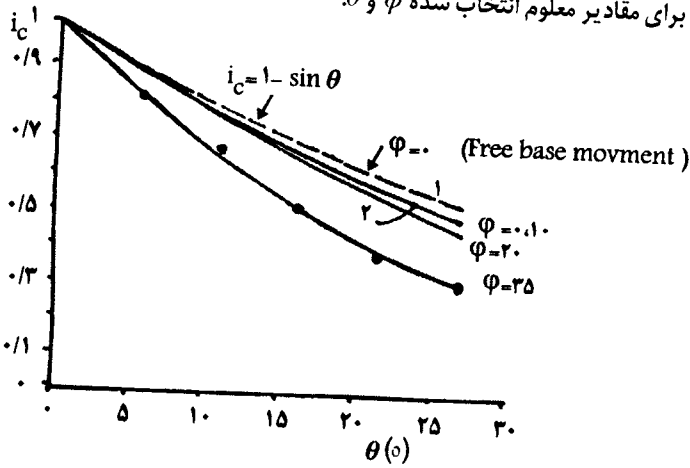


(ج)

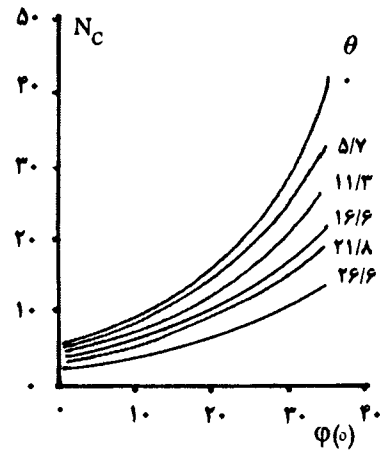


(د)

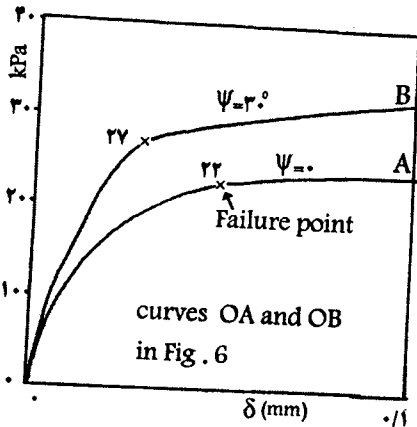
شکل ۳: منحنیهای بار - جابه‌جایی برای مقادیر معلوم انتخاب شده θ و ϕ .



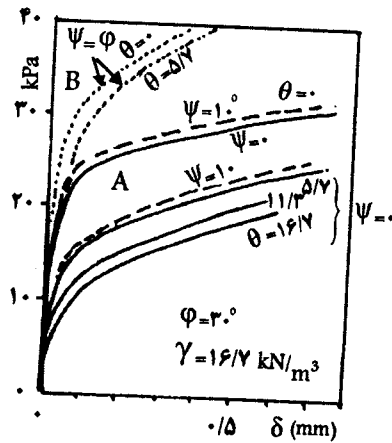
شکل ۵: تغییرات i_c با ϕ و θ .



شکل ۴: تغییرات N_c با ϕ و θ .



شکل ۷: مشابه شکل ۶.



شکل ۶: منحنیهای بار - نشست برای ارزیابی γ .

است.

روش محاسبات مبتنی بر افزایشهای جزئی بار انتخاب شده و برای اطمینان از عملکرد صحیح برنامه، در موارد معینی نتایج حاصل با محاسبات مشابه مقایسه گردیده است [۲۲].

در خصوص بررسی اثر نامحوری بودن بار، تقسیم بارهای گرهی روی گرههای در سطح تماس پی، مبتنی بر محاسبه توزیع بار چنان صورت گرفته است که حاصل عملکرد آنها، نامحوری بار متناظر با دو حالت $\frac{B}{6}$ و $\frac{B}{12}$ باشد. مقادیر بیشتر نامحوری (بیش از $\frac{B}{6} = e$) موجب کشش در پاشنه پی می‌گردد و مورد محاسبه قرار نگرفته‌اند.

بحث در مورد نتایج حاصل

الف - محاسبه i_c

در شکل‌های (۳ - الف، ب، ج و د) منحنیهای بار - نشست حاصل از محاسبه ظرفیت باربری خاک در بارهای مایل مشخص و با شرایط معین خاک نشان داده شده است که بر اساس این نمودارها، بار تسلیم خاک به دست آمده و مقادیر حاصل در جدول (۱) درج گردیده است. با توجه به اینکه در این محاسبات مقدار $c = 10 \text{ kPa}$ بوده است، ارقام حاصل به سادگی قابل تبدیل به ضریب ظرفیت باربری یعنی N_c می‌باشند ($N_c = q_{ult}/10$) و نسبت N_c حاصل در هر حالت در مقایسه با حالت بار قائم، مقدار i_c را مشخص کرده است. شکل (۴) مقادیر ضریب N_c را بر حسب مقادیر مختلف ϕ و زاویه میل بار نشان می‌دهد و مقادیر بی بعد i_c روی نمودارهای شکل (۵) نشان داده شده است.

جدول ۱: مقادیر محاسبه شده بار نهایی برای خاکهای چسبنده.

θ	$\phi = 0^\circ$		$\phi = 10^\circ$		$\phi = 20^\circ$		$\phi = 35^\circ$	
	$q_{ult} \text{ (kPa)}$	q_θ/q_0	q_{ult}	q_θ/q_0	q_{ult}	q_{ult}/q_0	$q_{ult} \text{ (kPa)}$	q_θ/q_0
۰	۵۲-۵۶	۱	۸۵-۸۶	۱	۱۵۱-۱۵۳	۱	۴۲۰	۱
۵/۷	۴۸	۰/۸۶-۰/۹۲	۷۶/۴	۰/۹	۱۳۳	۰/۸۸	۳۴۱	۰/۸۱
۱۱/۳	۴۲/۵	۰/۷۶-۰/۸۲	۶۷/۳	۰/۸	۱۱۴	۰/۷۵	۲۸۵	۰/۶۸
۱۶/۷	۳۷/۵	۰/۶۷-۰/۷۲	۵۸/۵	۰/۷	۹۸	۰/۶۵	۲۰۵	۰/۴۹
۲۱/۸	۳۲/۸	۰/۵۹-۰/۶۳	۵۰/۶	۰/۶	۷۸/۶	۰/۵۲	۱۶۰	۰/۳۸
۲۶/۶	۲۷/۸	۰/۵-۰/۵۳	۴۲/۵	۰/۵	۶۹/۳	۰/۴۶	۱۳۵	۰/۳

است و به طوری که ملاحظه می‌گردد این رابطه بر منحنیهای مربوط به $\phi = 0^\circ$ و $\phi = 10^\circ$ تطابق دارد. در عین حال، در صورتی که قاعده پی بدون گیرداری تصور شود مقادیر i_c اندکی نسبت به

به منظور کاربرد بار مایل روی پی، در هر مقدار بار مورد نظر، دو مؤلفه افقی و عمودی بار به صورت همزمان منظور گردیده است که در وضعیتهای مختلف، بار افقی به میزان ۱۰ تا ۵۰ درصد بار قائم در نظر گرفته شده است که این وضعیتها متناظر با زاویه میل بار به ترتیب معادل ۵/۷، ۱۱/۳، ۱۶/۷، ۲۱/۸ و ۲۶/۵۶ درجه می‌باشد و در هر مورد بار کل وارد بر پی بر اساس $\sqrt{H^2 + V^2}$ محاسبه گردیده است.

در این بررسی، خواص منظور شده برای خاک، در حالت خاک صرفاً چسبنده عبارت است از:

$$c = 10 \text{ kPa}, \quad \gamma = 0, \quad \nu = 0/15, \\ E = 200 \text{ MPa}, \quad K_c = 0/5$$

و برای خاک صرفاً اصطکاکی:

$$c = 0, \quad \gamma = 16/7 \text{ kN/m}^3, \quad \nu = 0/15, \\ E = 200 \text{ MPa}, \quad K_c = 0/5$$

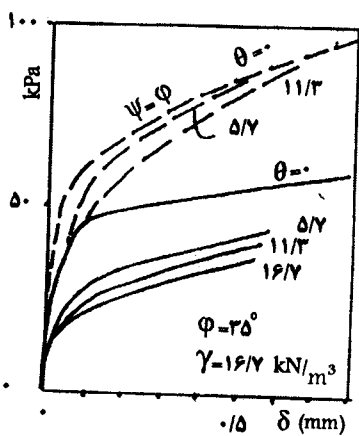
در بعضی محاسبات از $E = 500 \text{ MPa}$ استفاده شده است که حتی المقدور تغییر شکلها کوچک باشند زیرا در شرایطی که تغییر شکل‌های بزرگ اتفاق می‌افتد بعضاً همگرایی حاصل نمی‌شد.

در مورد محاسبه ضرایب i_c و i_e ، ب رای هر یک از مقادیر انتخابی ϕ مانند ۰، ۵، ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۳۵ و بعضاً تا ۴۴، مقدار بار نهایی (بار تسلیم) خاک بر اساس ترسیم منحنی بار - نشست (یا از روی ارقام حاصل از محاسبه) تعیین گردیده و نسبت بار نهایی در هر مورد به بار نهایی مربوط به بار قائم محوری مشخص گردیده است و در جداول و نمودارهای مربوط به هر مورد نشان داده شده

به منظور مقایسه نتایج حاصل، رابطه $i_c = (1 - \theta/90)^\alpha$ (مایدروف) نیز (منحنی شماره ۲ روی شکل ۵) ترسیم شده

از آزمایشهای آزمایشگاهی مشاهده می‌گردد. به طوری که این مقایسه نشان می‌دهد جهت تقعر نمودارهای منطبق بر نقاط تجربی با وضعیت تقعر نمودارهای حاصل از محاسبات نظری یکسان نیست و رابطه‌های پیشنهادی مبتنی بر تحلیلهای سابق چندین به نتایج آزمایشها نزدیک نمی‌باشد. از طرفی فرم نمودارهای حاصل از محاسبه حاضر، به نمودارهای تئوری نزدیکتر است و در عین حال چنانچه زاویه اتساع خاک نسبتاً زیاد گرفته شود نمودارهای محاسباتی به نتایج آزمایشگاهی نزدیک می‌شوند. به علت همین تفاوت نتایج تئوریهی و مشاهدات آزمایشگاهی، بعضی پژوهشگران مانند "آیبان" و "زینداریسیک" [۲] رابطه‌های جدیدی [۱۳] مطرح نمودند که تا حدی بتواند بر نتایج تجربی انطباق بیابد. نمودار یکی از این رابطه‌ها (رابطه ۱۳) نیز در شکل (۱۳) نشان داده شده است. با وجود این هیچ کدام از رابطه‌ها بطور کامل نتایج تجربی را پوشش نمی‌دهد. به منظور ارائه رابطه مناسبتری که بتواند نوع تقعر و انحناى منحنی تغییرات نقاط تجربی را تعقیب نماید، نگارنده رابطه:

$$i_{\gamma} = (1 - \sin \theta) \cdot \cos(\theta/\phi) \quad (14)$$



شکل ۸: مشابه شکل ۶ برای $\phi = 35^\circ$

را پیشنهاد می‌نماید و نمودارهای نشان دهنده این رابطه همراه با نتایج تجربی موجود در شکل (۱۴) ارائه شده است. این رابطه در عین حال به نتایج محاسباتی مربوط به شرایط $\psi = \phi$ هم نزدیکتر از منحنیهای تحلیلی سابق است. از مجموع این بحثها و مقایسه نتایج تجربی، محاسباتی و تحلیلی می‌توان پذیرفت که تغییرات ضریب i_{γ} برای شرایط خاک اصطکاکی فاقد زاویه اتساع براساس محاسبه حاضر، هماهنگ با نتایج تحلیلهای سابق و تا

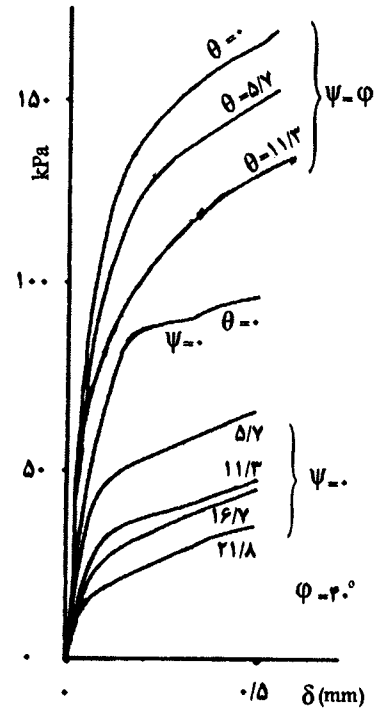
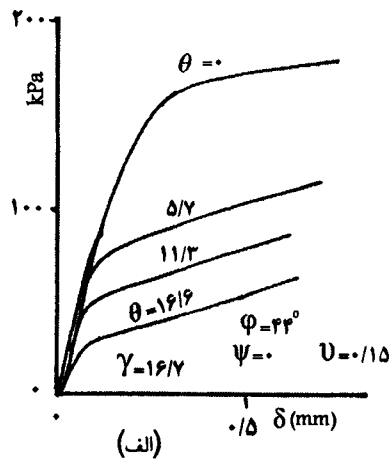
حالت گیرداری متفاوت است و می‌توان برای آنها رابطه $i_c = 1 - \sin \theta$ را تصور نمود. از طرفی هر چند روابط موجود برای محاسبه i_c تابع ϕ نیست ولی این محاسبات نشان داد که با افزایش زاویه ϕ مقدار ضریب کاهش (i_c) با آهنگ بیشتری کاهش می‌یابد. این موضوع را می‌توان در مقایسه نمودارهای در شکل (۵) مشاهده نمود.

نکته دیگری که جای تذکر دارد این است که تفاوت ظرفیت باربری به دست آمده برای حالت گیرداری کف پی در راستای x و بدون گیرداری در محاسبه N_c (یا i_c) با افزایش مقدار ϕ کاهش یافته و ناچیز می‌شود. در نمودارهای شکلهای الف، ب و ج در شکل (۳)، برای $\theta = 0$ ، دو نمودار نزدیک به هم به علت همین تفاوت است. از طرفی تأثیر زاویه اتساع (ψ) برای یک مورد، یعنی در شکل (۳-ج) برای بار محوری قائم نشان داده شده است. نمودار خط چین بالایی (نمودار b) وضعیت منحنی بار - نشست را برای $\psi = 20^\circ$ برای همان منحنی ($\theta = 0$ و $\phi = 20^\circ$) مشخص کرده است. بطوری که ملاحظه می‌شود وجود زاویه اتساع می‌تواند تأثیر محسوسی در مقادیر محاسباتی ظرفیت باربری داشته باشد هر چند برای مقادیر کوچک زاویه اصطکاک ($\phi < 20^\circ$) این تأثیر کمتر است [۲۳، ۱۲]. منحنی خط چین a در شکل (۳-ج) وضعیت منحنی بار - نشست را برای توزیع یکنواخت بار نشان می‌دهد و در هر حال توزیع یکنواخت همواره ظرفیت باربری خاک را بیش از ظرفیت باربری برای شرایط توزیع سهمی نشان می‌دهد. (در شکل (۲-ب) توزیع یکنواخت و توزیع سهمی تعریف شده است).

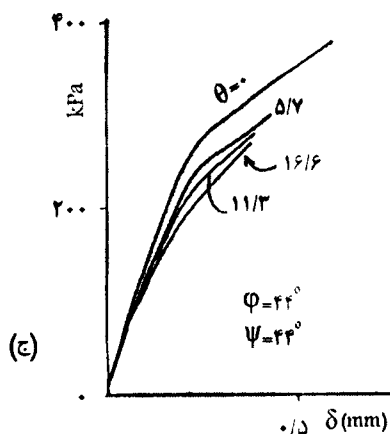
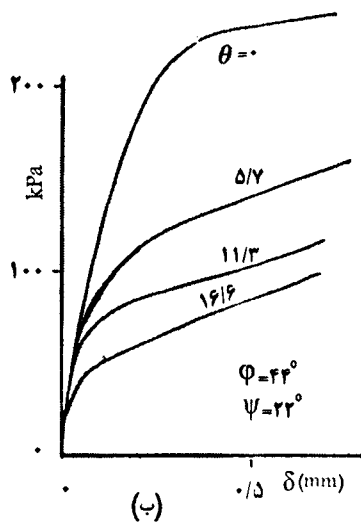
ب - محاسبه i_{γ}

مشابه محاسباتی که برای تعیین i_c انجام گرفت، برای محاسبه i_{γ} صورت پذیرفت. نمودارهای شکلهای (۶) تا (۱۰) نشان دهنده منحنیهای بار - نشست برای مقادیر مختلف انتخابی ϕ ، θ و ψ می‌باشند. نتایج حاصل از این نمودارها، برای ظرفیت باربری خاک، در جدول (۲) و در نمودار شکل (۱۱) جمع‌آوری گردیده است و نمودارهای در شکل (۱۲) مقدار بی بعد i_{γ} حاصل از مقادیر محاسبه شده به صورت تابعی از ϕ و θ نشان داده شده است.

به منظور مقایسه نتایج حاصل با تئوریهی و تجربه‌های موجود، نمودار شکل (۱۳) تهیه شده است که در آن بعضی از رابطه‌های پیشنهادی پژوهشگران دیگر و نیز بعضی از نتایج تجربی حاصل



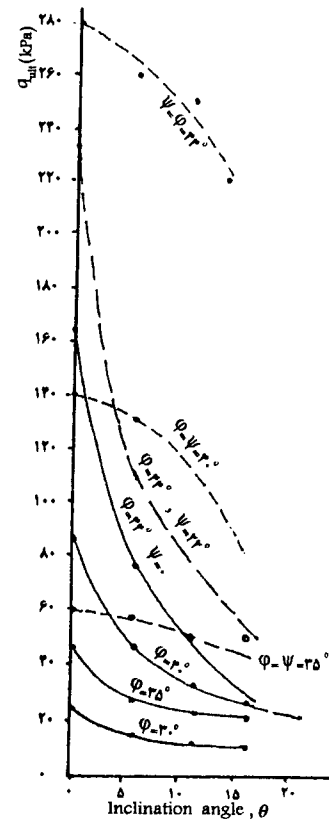
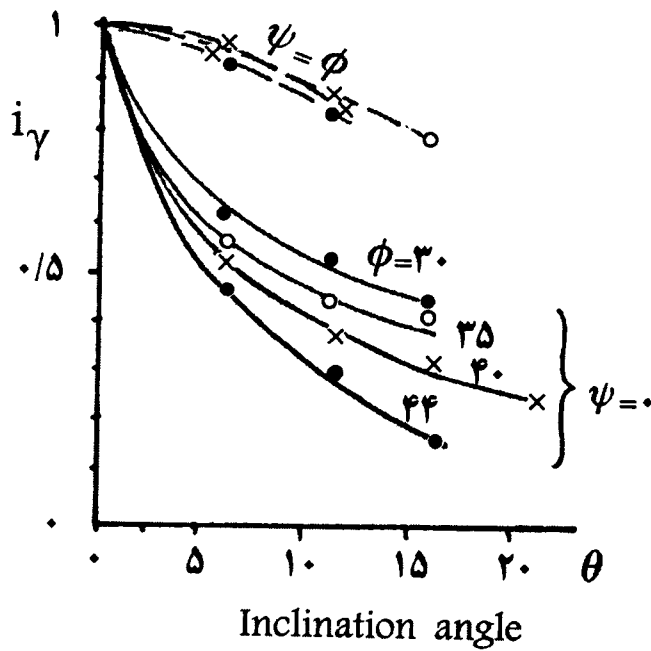
شکل ۹: مشابه شکل ۶ برای $\phi = 400$.



شکل ۱۰: مشابه شکل ۶ برای $\phi = 440$.

حدی مناسبتر و نزدیکتر به شرایط آزمایشگاهی است و تابع زاویه اصطکاک نیز می‌باشد و در صورتی که در همین نوع محاسبه، زاویه اتساع کامل در نظر گرفته شود نتایج می‌تواند تا حد بیشتری به نتایج آزمایشگاهی نزدیک شود، اما به هر حال نتایج نظری و پیشنهادهای سابق پژوهشگران چندان به نتایج آزمایشگاهی نزدیک نیست و در حقیقت نتایج تئوریهای سابق محافظه کارانه است. در اینجا تذکر این نکته لازم است که معمولاً زاویه اتساع را بیش از $\phi/2$ و حتی بیش از $\phi/3$ در نظر نمی‌گیرند بنابراین توجیه نزدیکی منحنیهای آزمایشگاهی با منحنیهای حاصل از محاسبات با شرایط $\psi = \phi$ را باید مرتبط با عوامل دیگری (مثل تراکم یافتن خاک زیرین) که موجب افزایش تدریجی ϕ می‌گردد) نیز دانست که در محاسبات منظور نمی‌گردد ولی در شرایط اجرایی عملاً وجود دارند. در مورد نتایج به دست آمده و اشاره به تأثیر عوامل مختلف در نتیجه‌گیری، توضیح نکات زیر ضروری است:

- ۱ - چون نوع توزیع بار وارد بر سطح تماس پی بر نتیجه نهایی مؤثر است، لازم است در محاسبات مشابه و بحث در مورد مقایسه‌ها، به این عامل بطور جدی توجه گردد.



شکل ۱۲: مقادیر i_γ تابعی از ϕ و ψ و θ حاصل از مطالعه حاضر.

شکل ۱۱: تغییرات بار نهایی محاسبه شده برای

مقادیر متفاوت ϕ و ψ و θ

(برای $\gamma = 16/7 \text{ kN/m}^3$ ، $B = 12 \text{ cm}$)

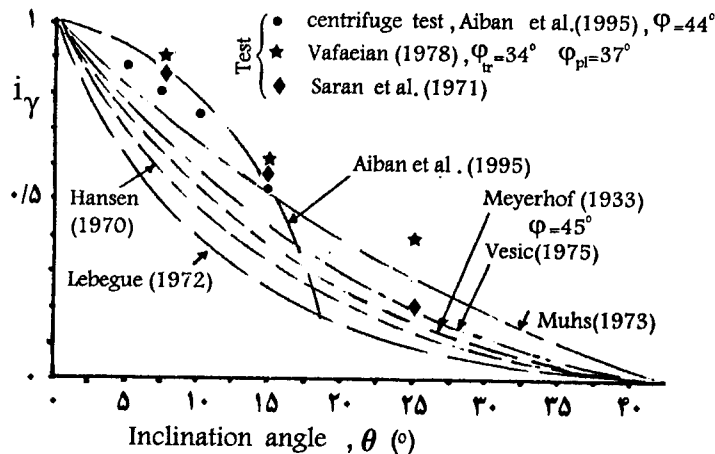
جدول ۲: مقادیر بار نهایی (یا ضریب N_γ) و i_γ حاصل از محاسبات

الف- مقادیر N_γ

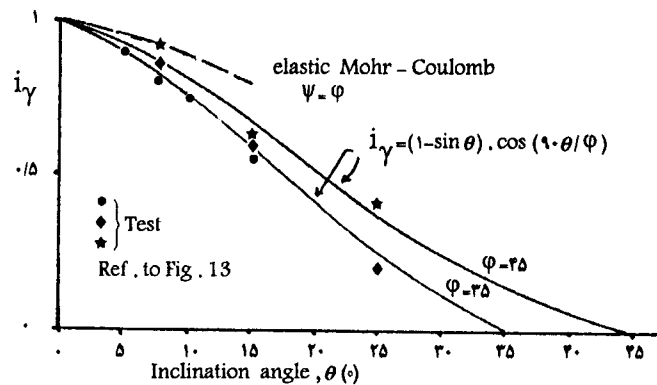
$\phi = 30$		$\phi = 35$		$\phi = 40$		$\phi = 44$		
θ	$\psi = 0$	$\psi = 0$	$\psi = \phi$	$\psi = 0$	$\psi = \phi$	$\psi = 0$	$\psi = 22$	$\psi = \phi$
0	23	47	60	87	140	164	233	280
5/7	14	27	58	47	130	75	110	260
11/3	12	22	50	32	115	50	80	250
16/7	10	20		27		27	48	220
21/8				20				

ب- مقادیر i_γ

0	1	1	1	1	1	1	1	1
5/7	0/61	0/57	0/97	0/54	0/93	0/46	0/49	0/93
11/3	0/52	0/47	0/83	0/37	0/82	0/3	0/36	0/89
16/7	0/43	0/42		0/31		0/15	0/21	0/78
21/8				0/23				



شکل ۱۳: مقادیر i_γ از تنوریه‌های موجود در مقایسه با تجربیات آزمایشگاهی.



شکل ۱۴: رابطه پیشنهادی برای i_γ و مقایسه با نتایج آزمایشها.

حتی رقم یکم اعشار حاوی دقت ذاتی واقعی نیست، از این رو در ارائه اعداد مربوط به ظرفیت باربری نهایی، اعداد به دست آمده بدون اعشار بیان گردیده است.

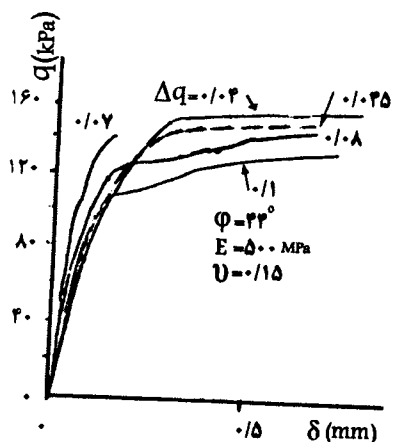
۴- تدریجی بودن تسلیم در محوطه خاک زیر پی موجب می‌شود که منحنیهای بار - نشست از وضعیت الاستیک خطی بطور وضوح انحراف یابند. این پدیده را می‌توان با تغییر مقیاس محورها با وضوح بیشتری نمایش داد. در شکل (۷)، دو منحنی نشان داده شده همان منحنیهای در شکل (۶) می‌باشد که در شکل (۷) با طولانی نمودن محور افقی مجدداً ترسیم شده‌اند. در حقیقت منحنیهای A و B در شکل (۷) همان منحنیهای A و B در شکل (۶) می‌باشند که در این مقیاس ترسیم شده‌اند و به طوری که به وضوح مشاهده می‌گردد انحناي بخش اولیه منحنی بسیار مشخص است.

بنابراین نمی‌توان انتظار داشت که ارقام به دست آمده برای

۲- شرایط گیرداری گره‌ها در سطح تماس پی و خاک (که می‌توان به منزله زبری و صافی سطح تماس در نظر گرفت) تا درصد محسوسی بر نتایج حاصل تأثیر می‌گذارد. بدیهی است که گره‌ها همواره در سمت قائم آزادند، با وجود این در بارهای قائم می‌توان امتداد X را هم آزاد تصور نمود تا هیچ‌گونه گیرداری به سطح کف قاعده پی تحمیل نگردد، و یا اینکه امتداد X را مقید نمود. در عین حال برای بارهای مایل حتماً باید امتداد X نیز آزاد باشد. با توجه به این توضیح هنگامی که بار نهایی در حالت‌های بار مایل با بار نهایی در حالت بار قائم مقایسه می‌گردد دو حالت مختلف مطرح می‌شود و دو دسته ضریب کاهش قابل محاسبه است. این اختلاف در خاک‌های متراکمتر و مقاومتر کمتر است (به جدول ۱ توجه شود).

۳- از آنجا که تشخیص محل شکست منحنی در بسیاری موارد بطور دقیق مشخص نیست، ارائه اعدادی تا رقم دوم اعشار یا

افزایش زاویه میل بار و مخصوصاً برای مقادیر زیاد زاویه ϕ و ψ ، این تدریجی بودن و نامشخص بودن دقیق نقطه تسلیم بیشتر می‌شود (شکل ۱۰-ج).

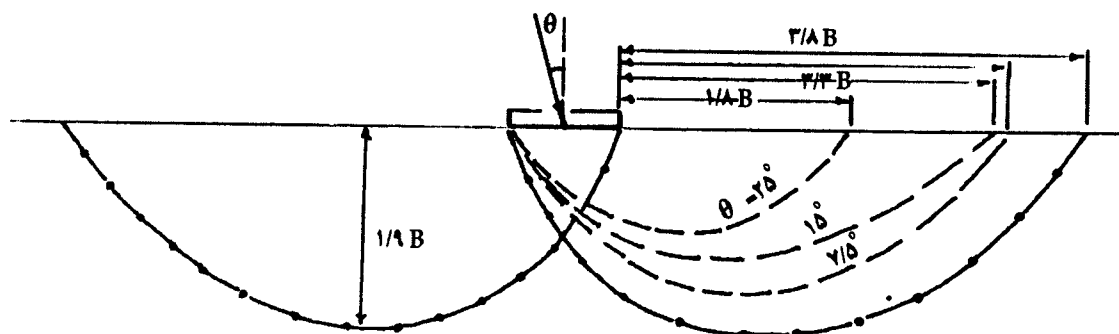


شکل ۱۵: تأثیر اندازه افزایش‌های جزئی بار روی منحنی بار - نشست در کاربرد اجزای مثلثی ۶ گرهی.

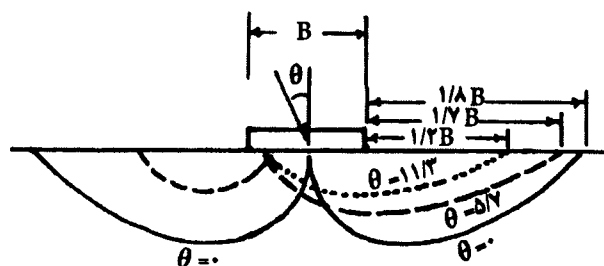
ظرفیت باربری در هر یک از حالت‌های محاسبه شده اعدادی شاخص باشند، بر خلاف ارقام حاصل از تئوریه‌ها، که چون بر اساس محاسبه فرمول‌های معین است به اعدادی دقیق و با دو رقم اعشار می‌رسند، هر چند فاصله آن اعداد با واقعیت هنوز چندان روشن نیست.

۵ - در محاسبات مربوط به تعیین i_p مشاهده گردید که شبکه مثلثی ۶ گرهی در بعضی موارد، مخصوصاً در مقادیر بزرگ ϕ منجر به جواب‌های نامناسب با پراکندگی زیاد و گاهی عدم همگرایی می‌گردد، مثلاً در شکل (۱۵) نمونه منحنی بار - نشست برای شرایط $\phi = 44$ نشان داده شده است که در آنها افزایش جزئی بار در اندازه‌های مختلف $0.04, 0.045, 0.07, 0.08, 0.1$ kPa بوده است و بطوری که این نمودار نشان می‌دهد هیچ کدام از این نمودارها را نمی‌توان پذیرفت. به این علت در محاسبات i_p از شبکه مربعی ۸ گرهی استفاده شد هر چند که در محاسبات i_c شبکه مثلثی هم به جواب‌های مناسب رسید.

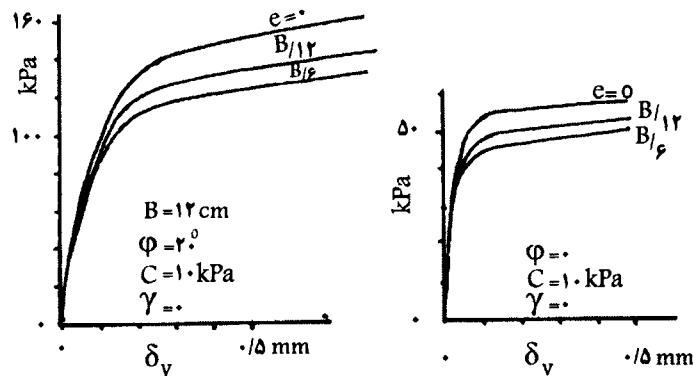
۶ - انحنا منحنیها و تدریجی بودن تسلیم علاوه بر آنچه که در مطلب شماره ۴ شرح داده شد برای بارهای مایل بیشتر است و با



شکل ۱۶-الف: مشاهدات تجربی سطح گسیختگی در مقادیر مختلف میل بار برای $\theta = 0, 15, 25$ و $7/5$ و خاک اصطکاکی و $\phi = 34$ و $(B = 12 \text{ cm})$. [۱۹].

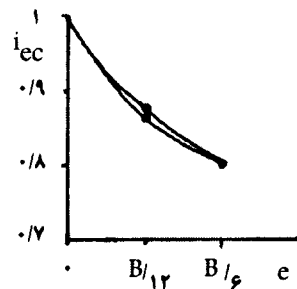


شکل ۱۶-ب: منطقه گسیختگی خاک برای بار قائم و مایل ($\theta = 0, 5/7$ و $11/3$) در مطالعه حاضر.



شکل ۱۷: منحنیهای بار - نشست برای بار نامحوری در مورد خاک چسبنده بی وزن.

وضعیت منطقه گسیختگی در محاسبات اجزاء محدود در نقطه‌ای بلافاصله یا اندکی بعد از بار نهایی تسلیم در نظر گرفت.



شکل ۱۸: تغییرات ضریب i_{ec} در مطالعه حاضر (حاصل از نمودارهای شکل ۱۷).

د- تأثیر بار نامحوری

به منظور بررسی تأثیر بار نامحوری، توزیع بار بر گره‌های تماس قاعده پی طوری انتخاب گردید که عکس‌العمل تماس پی به صورت توزیع خطی نامحوری به دست آید و در عین حال شرط نشان داده شده در شکل (۲- ج) رعایت گردد. برای بررسی حالت‌های مختلف، دو مقدار نامحوری $B/6$ و $B/12$ در نظر گرفته شد و برای وضعیت‌های انتخابی از ϕ و C محاسبات انجام گرفت. آنگاه مقادیر ظرفیت باربری نهایی متناظر با نقطه تسلیم منحنی بار - نشست در هر مورد تعیین گردید. جدول (۳) و نمودارهای (۱۷) و (۱۸) نتیجه این محاسبات را برای خاک چسبنده نشان می‌دهد. نسبت بار نهایی در هر مورد به بار نهایی مربوط به حالت بار محوری قائم نشان دهنده ضریب کاهش ظرفیت باربری در اثر نامحوری بودن بار است که با i_{ec} نشان داده شده است.

خاک با افزایش میل بار است، بطوری که اندازه عرض منطقه گسیخته شونده از حدود $3/5B$ برای بار قائم (و در دو طرف پی) به مقادیری تا حدود $2B$ در اثر بار مایل (و در سمت جلوی مؤلفه افقی بار) می‌رسد. تجربیات آزمایشگاهی روی مدل‌های نسبتاً بزرگ هم همین نتیجه‌گیری را تأیید می‌نماید. نمودار شکل (۱۶-الف) نمونه‌ای از نتایج مشاهدات واقعی مربوط به آزمایش‌های آزمایشگاهی روی ماسه را برای $B=12\text{cm}$ نشان می‌دهد [۱۹] و در شکل (۱۶-ب) نتایج محاسبات اخیر نشان داده شده است. حال با توجه به اینکه اندازه منطقه گسیختگی در تئوری‌های مختلف، یکسان در نظر گرفته نشده است و نمی‌توان صحت واقعی هیچ کدام از تئوری‌ها را بطور مطلق پذیرفت، بنابراین بر اساس نتایج تجربی اگر به تعداد زیاد موجود باشد - می‌توان ابعاد منطقه گسیختگی را مستدل‌تر به دست آورد.

از سوی دیگر شکل منحنی گسیختگی حاصل از محاسبه حاضر که در شکل (۱۶-ب) نموده شده است کاملاً مشابه با اندازه‌گیری‌های آزمایشگاهی است، هر چند اندازه ابعاد آنها کوچکتر از ابعاد مشاهده شده در تجربه‌های آزمایشگاهی می‌باشد. تفاوت دیگر موجود بین این محاسبات با آنچه در تجربه دیده می‌شود (یا با نتایج نظری) در این است که در تحلیل‌های نظری، سطح گسیختگی به صورت سطح ثابتی که در یک مرحله (مرحله گسیختگی) دو بخش خاک را از یکدیگر جدا می‌کند تصور می‌شود و تجربه هم تا حدی این واقعیت را نشان می‌دهد، ولی در تحلیل اجزاء محدود، منطقه گسیختگی حالت پیشرونده دارد و نه تنها قبل از بار نهایی، تشکیل آن تدریجی است بلکه بعد از بار نهایی نیز افزایش بار موجب گسترده شدن این منطقه می‌گردد، از این رو چنانچه، یکی از اهداف، مقایسه سطح گسیختگی و تحلیل رفتاری خاک باشد باید وضعیت گسیختگی تئوری را با

جدول ۳: مقادیر بار نهایی kPa و ضریب نامحوری محاسبه شده

برای $c = 10 \text{ kPa}$, $\gamma = 0$

c	$\phi = 0$		$\phi = 20$	
	q_{ult}	i_{ec}	q_{ult}	i_{ec}
0	54	1	150	1
B/12	48	0/87	132	0/88
B/6	44	0/8	120	0/8

مشابه این محاسبات برای خاک وزین و فاقد چسبندگی انجام گرفته و نتایج در جدول (۴) و نمودار شکل (۱۹) نشان داده شده است.

به منظور مقایسه نتایج حاصل از این محاسبه با تئوریهای قبلی و با نتایج تجربی حاصل از آزمایشها، نمودار شکل (۲۰) و (۲۱) تهیه گردید. بطوری که از این نتایج مشخص می شود، آهنگ کاهش ظرفیت باربری در اثر افزایش میزان نامحوری، تابعی از مقدار زاویه اصطکاک داخلی خاک است، در حالی که در فرمولهای پیشنهادی پژوهشگران سابق مانند:

$$R = 1 - (e/B)^{0.42} \quad \text{و} \quad R = 1 - (e/B)^{0.5}$$

مابروهوف [۱۳] این ارتباط دیده نمی شود.

همچنین می توان پذیرفت که نتایج این محاسبات برای زاویه اصطکاک داخلی ۳۵ درجه و بیش از آن به نتایج تجربیات نزدیک می شود. یادآور می شود که معمولاً تجربه های آزمایشگاهی نیز در شرایط خاک متوسط تا متراکم (با زاویه اصطکاک $\phi_{cr} \geq 35^\circ$) انجام می گیرد.

نکات فرعی دیگری که در اینجا نیاز به توضیح دارد عبارت است از:

۱- برای مقادیر نامحوری بودن بیش از B/6 محاسبات انجام نگردیده است و به این علت است که در نامحوری بیش از این مقدار، بخشی از پی سطحی از سطح خاک جدا شده و عملاً عرض پی کاهش می یابد و مثل این است که همواره نامحوری بار در حد همان B/6 ولی با توجه به عرض مفید جدید باقی می ماند، بنابراین می توان پذیرفت که اگر نامحوری B/3 در نظر گرفته شود مثل این است که عرض پی به $B = B/2$ تقلیل یابد و آنگاه B/6 همان وضعیت B/3 را نشان می دهد و چون برای خاک صرفاً اصطکاک ظرفیت باربری نهایی (و نه N_γ) مستقیماً تابع عرض پی است، پس اگر عرض پی کاهش یابد ولی در محاسبه همان عرض اولیه جایگزین گردد مثل این است که N_γ تقلیل یافته

است، از این رو می توان ادامه منحنیهای به دست آمده تا B/3 را به صورت خطی برای نامحوریهای بیش از B/6 هم ادامه داد. ۲- در مورد بار نامحوری نیز وضعیت گیرداری گره های قاعده پی در امتداد X بر نتایج محاسبه تأثیر می گذارد، بطوری که جدول (۳) و نمودارهای شکل (۱۹) نشان می دهد برای شرایط $\phi = 30^\circ$ ، این دو وضعیت مقایسه شده است و با توجه به زبری ماسه زیر قاعده پی، شرایط مورد بحث در نمودارها برای وضعیت مقید بودن گرهها در امتداد X انتخاب شده است. مقایسه نتایج حاصل از این محاسبات با نتایج تجربی در شکل های (۲۰) و (۲۱) نشان می دهد که فرض صاف بودن کف پی (آزاد بودن گرهها در سمت X) از واقعیت، فاصله بیشتری دارد.

خلاصه و نتیجه گیری

۱- محاسبات حاضر نشان داد که استفاده از یک برنامه محاسباتی اجزای محدود که بر اساس مدل الاستیک-پلاستیک مبتنی بر معیار موهر-کولمب تدوین شده باشد می تواند رفتار خاکهای در شرایط معمولی را در مبحث ظرفیت باربری پیهای سطحی پیش بینی نماید، مخصوصاً به این علت که تغییرات خواص خاک و وضعیت پی و نوع بار قابل مدل کردن و مقایسه می باشد. با توجه به اینکه نمودارهای ترسیم شده گویای نتیجه گیری متعددی است، در اینجا از تکرار آن نتیجه گیریها صرف نظر می شود.

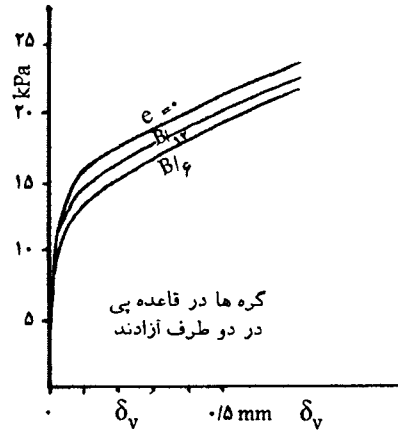
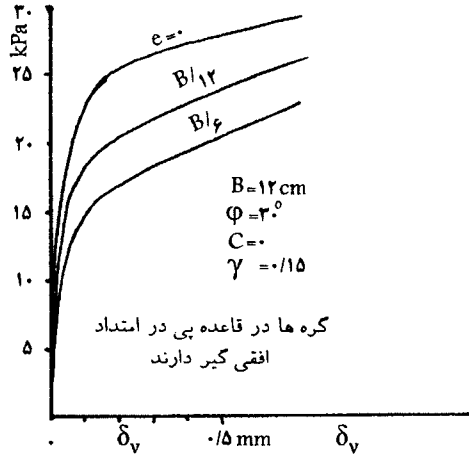
۲- به عنوان یک نتیجه گیری کلی، می توان پذیرفت که مقادیر به دست آمده برای i_{ec} ، i_{ϕ} ، i_{γ} و i_{ψ} از این محاسبات، در بسیاری موارد نسبت به ارقام حاصل از تئوریها به نتایج تجربی نزدیکترند و علاوه بر این، می توان با تغییر در شرایط و مشخصات خاک و نوع توزیع بار، نتایج مناسبتری به دست آورد. با وجود این، به همین علت که تغییر شرایط وارد در محاسبات، منجر به تغییر جوابها می گردد و از طرفی کمیتهای فیزیکی مورد استفاده در آزمایشها و در تئوریها ذاتاً در محدوده هایی متغیرند و اثر دقیق تغییر آنها بر نتایج حاصل به طور صریح مشخص نیست، از این رو در مجموع مقایسه ها عوامل مختلفی مؤثر است که هنوز نمی توان هیچ کدام از جوابها را به عنوان شاخص استاندارد به عنوان معیار سنجش صحت و سقم یا محاسبه خطاها و تقریبها در نظر گرفت.

۳- نکته جدیدی که از محاسبات حاضر حاصل گردید این است که آهنگ کاهش مقادیر ضرایب ظرفیت باربری به علت افزایش زاویه میل بار یا به علت افزایش نامحوری بودن تابع مقدار زاویه

توضیح و سپاسگزاری

انجام این مطالعه، بخشی از طرح تحقیقاتی مصوب دانشگاه صنعتی اصفهان (کد ۱۴۱۷۸۲) می باشد. بنابراین بدین وسیله از موافقت حوزه پژوهشی دانشگاه در مورد تصویب این طرح، سپاسگزاری می گردد.

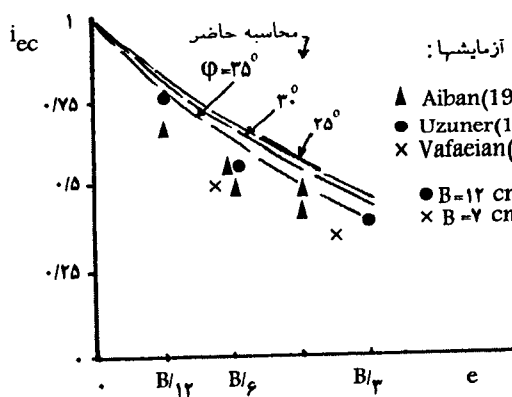
اصطکاک هم می باشد. به طوری که با افزایش زاویه اصطکاک، آهنگ کاهش ضرایب شدیدتر می باشد و همین موضوعی است که در رابطه های پیشنهادی مبتنی بر آزمایشها یا در رابطه های تحلیلی سابق به آن اشاره ای نگردیده است یا اینکه ندرتاً در جهت عکس پیش بینی نموده اند.



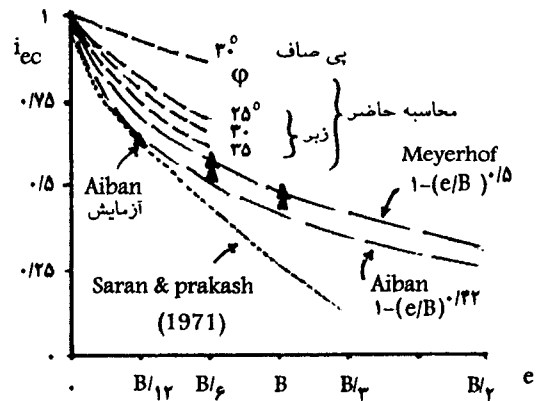
شکل ۱۹: منحنیهای بار - نشست برای خاک صرفاً اصطکاک (phi=30).

جدول ۴: مقادیر بار نهایی و ضریب نامحوری i_{cy} محاسبه شده برای خاک اصطکاک (سطح تماس زیر و صاف)

e	$\phi = 25^\circ$ (زیر)		$\phi = 30^\circ$ (زیر)		$\phi = 35^\circ$ (زیر)		$\phi = 30^\circ$ (صاف)	
	q_{ult} (kPa)	i_{cy}	q_{ult} (kPa)	i_{cy}	q_{ult} (kPa)	i_{cy}	q_{ult} (kPa)	i_{cy}
0	12/5	1	23	1	47	1	15/5	1
B/12	10/5	0/84	19	0/83	35	0/745	14/5	0/94
B/6	9	0/72	15/5	0/67	28/5	0/61	13/5	0/87



شکل ۲۱: تغییرات i_{cy} برای مقادیر مختلف ϕ تابعی از نامحوری بودن بار و در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی و روابط پیشنهادی دیگران.



شکل ۲۰: مقایسه ضریب i_{cy} حاصل از مدل الاستیک موهر - کولمب با نتایج آزمایشگاهی.

مراجع

- 1 - Aiban, S. A. and Znidarcic, D. (1991). "Shallow footings on sand under vertical central, eccentric and inclined loads." *Proc. of 4th Int. Conf. Centrifuge*, Balkema, PP. 201-208.
- 2 - Aiban, S. A. and Znidarcic, D. (1995). "Centrifuge modeling of bearing capacity of shallow

- foundations on sands." *Proce. ASCE, Geotech.*, Vol. 121, No. 10, PP. 704-712.
- 3 - Biarez J., Keime F. and Gouvenot D. (1969). "Divers elements de mechanique des sols appliques aux problem de locomotion." *Proc. 3rd Int. Conf. of Int. Soc. for Teriain Vehicle Systems*, PP. 22-43.
- 4 - Brinch Hansen, J. (1961). *A general formula for bearing capacity*. Bulletin No. 11, Danish Technical Instiute, Copenhagen, PP. 38-46.
- 5 - Brinch Hansen, J. (1970). "A revised and extended formula for bearing capacity." *Bull. Geotehn, Inst. Copenhagen*, Vol. 28, PP. 5-11.
- 6 - Carter, J. P. and Balaam, N. P. (1995). "Afena users manual." *Center for Geotechnical Research*, The Univ. of Sydney.
- 7 - Doddihal, S. R. and Char, A. N. R. (1975). "Footings under combined loads on dry sand." *J. INSIN Engers*, India, Vol. 55, No. 13, PP. 107-112.
- 8 - Frydman, S. and Burd, H. J. (1997). "Numerical studies of bearing capacity factor Ng." *Proc. ASCE, J. of Geotech. and Geoenv. Eng.*, Vol. 123, No. 1, PP. 20-40.
- 9 - Griffiths, D. V. (1982). *Computation* 32, No. 3, PP. 195-202.
- 10 - Jumikis, A. R. (1956). "Rupture surface in sand under oblique loads." *Proc. ASCE*, Vol. 82, No. SM1, PP. 1-26.
- 11 - Lebegue, Y. (1972). *Pouvoir protant du sol sous une charge inclinee annales de l'institut technique du batiment et des travaux publics*, No. 292, Serie Solos et Foundations No. 88, PP. 1-44.
- 12 - Manoharan, N. and Dasgupta, S. P. (1995). "Bearing capacity of surface footings by finite elements." *Computers and Structures*, Vol. 54, No. 4, PP. 563-586.
- 13 - Meyerhof, G. G. (1953). "The bearing capacity of foundations under inclined loads." *Proc. 3rd Int. Conf. SMFE*, Vol. 1, PP. 440-445.
- 14 - Meyerhof, G. G. and Koumoto, T. (1986). "Inclination factors for bearing capacity of shallow footings." *Proc. ASCE, J. of Geotech. Eng.*, Vol. 113, No. 9, PP. 1013-1018.
- 15 - Muhs, H. and Weiss, K. (1973). "Inclined load tests on shallow strip pootings." *Proce. 8 th ICSMFE*, Vol. 1, PP. 173.
- 16 Prokins, St. W. and Madson, C. R. (2000). "Bearing capacity of shallow foundations on sand, a relative density approach." *Proc. ASCE, Geotech.*, Vol. 126, No. 6, PP. 521-531.
- 17 - Saran, S., Prakash, S. and Murty, A. V. S. R. (1971). "Bearing capacity of footing under inclined loads." *Japanese Society Soil Mechanics and Found. Eng.*, Vol II, No. 1, PP. 47-52.
- 18 - Sokolovski, V. V. (1960). *Statics of Soil Media*.
- 19 - Vafaeian, M. (1978). *Strip foundations on sand under centrally and eccentricly Loads*. Ph.D. Thesis, Strathclyde University, U.k.
- 20 - Vesic, A. S. (1975). *Bearing capacity of shallow foundations in foundation engineering handbook*, by Winterkorn and Fang, Van Nostrand.
- 21 - Woodward, P. K. and Griffiths, D. V. (2000). "Observation on the computation of the bearing capacity Ng by finite elements." *Geotechnique*, Vol. L, No. 3, PP. 301-305.
- 22 - Zienkiewicz, O. C., Humpheson, C. and Lewis, R. W. (1975). "Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics." *Geotechnique*, Vol. 25, No. 4, PP. 671-689.
- ۲۳ - وفائیان، م. "تعیین ضرایب باربری خاک به کمک اجزای محدود مبتنی بر مدل الاستیک-موهر کولمب." پذیرفته شده برای مجله استقلال دانشگاه صنعتی اصفهان.