

دکتر سبویل

عنوان: جزوه فشرده پی پیشرفته (ژئوتکنیک)

مولف: سید محمد شعاری شعار، دانشجوی دکترای ژئوتکنیک

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

تعداد صفحات: ۶۷ صفحه

تعداد تست های تکمیلی: ۱۶ تست

ناشر: وبسایت دکتر سیویل

تاریخ نشر: ۲۹ بهمن ۱۳۹۲

تاریخ نشر ویرایش دوم: ۱۷ دی ۱۳۹۳

جزوات فشرده جزواتی خلاصه هستند که بر مبنای کنکور سه سال اخیر دکترای سراسری نوشته شده اند و تست های کنکور دکترای آزاد نیز ضمیمه آن گردیده است. به طور کلی طراحی این جزوات بگونه ای نیست که همه مباحث موجود در سرفصل درس را پوشش دهد و بیشتر جنبه جمع بندی نهایی مباحث مطرح شده در کنکور را خواهد داشت. در درس پی پیشرفته وضعیت سوالات بر تفکیک سرفصل در کنکور سراسری سه سال اخیر به شرح جدول ذیل می باشد.

سرفصل درس	کنکور ۹۱	کنکور ۹۲	کنکور ۹۳
ظرفیت باربری پی های سطحی	-	۲	۱
حالات خاص در ظرفیت باربری پی های سطحی	۳	۲	۶
شمع تحت بار محوری	۱	۲	۲
شمع تحت بار جانبی	۱	۱	-
سپرها	۳	۱	-
فشار جانبی خاک و دیوار حائل	-	۳	۴
شناسایی تحت الارضی	۱	-	-
کمان زدگی در خاکها	۱	۲	-

در کنکورهای ۹۱، ۹۲ و ۹۳ جمعاً ۳۶ سوال در درس پی پیشرفته مطرح شده که فصول ذیل از اهمیت بیشتری برخوردارند:

الف. حالات خاص در ظرفیت باربری پی های سطحی (۱۱ سوال)

ب. سپرها (۴ سوال)

ج. شمع تحت بار محوری و جانبی (۷ سوال)

د. فشار جانبی خاک و دیوار حائل (۷ سوال)

ه. کمان زدگی در خاکها (۳ سوال)

همچنین ۱ سوال از شناسایی تحت الارضی و ۳ سوال هم از بحث ظرفیت باربری پی های سطحی در این سه سال ارائه شده است. نکته دیگر در مورد طرح نکات موجود در جزوه آن است که خلاصه درس ها بر مبنای فرم و شکل سوالات کنکور بوده است و از کلی گویی پرهیز شده. به عبارتی چون هدف نگارنده ارائه جزوه ای فشرده برای مطالعه و آشنایی متقاضیان محترم در نزدیکی امتحان و با سبک سوالات کنکور می باشد لذا بر مبنای سوالات کنکور دکترای مطالبی ارائه شده و همچنین پیرامون آنها به منظور توسعه مفاهیم نکاتی ذکر گردیده است. به این ترتیب و با توجه به اهمیت فصول موجود در پی پیشرفته در کنکور ۹۱، ۹۲ و ۹۳ از فصل "حالات خاص در ظرفیت باربری پی های سطحی" آغاز می کنیم.

انجام پروژه های دانشجویی مهندسی عمران (کارشناسی و کارشناسی ارشد)



تلفن: ۰۹۳۹ ۳۷۵ ۴۰۰۱

Info@SoftCivil.ir
30vil68@Gmail.com

ایمیل:

@SoftCivIir

تلگرام:

@SoftCivil.ir

اینستاگرام:

<p>پروژه های درسی و جستجوی مطلب</p> <p>کارشناسی ارشد</p> <p>۰۹۳۹-۳۷۵-۴۰۰۱</p> <p>توسط کارشناس ارشد مهندسی عمران - سازه</p>	<p>پروژه های اتوکد</p> <p>AutoCad</p> <p>۰۹۳۹-۳۷۵-۴۰۰۱</p> <p>توسط کارشناس ارشد مهندسی عمران - سازه</p>	<p>تحلیل استاتیکی غیرخطی</p> <p>PushOver Analysis</p> <p>۰۹۳۹-۳۷۵-۴۰۰۱</p> <p>توسط کارشناس ارشد مهندسی عمران - سازه</p>
<p>انجام پروژه های دستی و نرم افزاری</p> <p>Steel Projects</p> <p>۰۹۳۹-۳۷۵-۴۰۰۱</p> <p>توسط کارشناس ارشد مهندسی عمران - سازه</p>	<p>سمینارهای</p> <p>مهندسی عمران</p> <p>۰۹۳۹-۳۷۵-۴۰۰۱</p> <p>توسط کارشناس ارشد مهندسی عمران - سازه</p>	<p>سمینارهای ارشد</p> <p>مهندسی عمران</p> <p>۰۹۳۹-۳۷۵-۴۰۰۱</p> <p>توسط کارشناس ارشد مهندسی عمران - سازه</p>
<p>آموزش طراحی سازه های فولادی و بتنی درکریج و فوردیس</p> <p>ETABS</p> <p>۰۹۳۹-۳۷۵-۴۰۰۱</p> <p>توسط کارشناس ارشد مهندسی عمران - سازه</p>	<p>ارسال مطلب و پروژه آباکوس</p> <p>ABAQUS</p> <p>۰۹۳۹-۳۷۵-۴۰۰۱</p> <p>توسط کارشناس ارشد مهندسی عمران - سازه</p>	<p>طراحی با SAP، طراحی دستی، آموزش گام به گام انجام پروژه</p> <p>سوله</p> <p>۰۹۳۹-۳۷۵-۴۰۰۱</p> <p>توسط کارشناس ارشد مهندسی عمران - سازه</p>
<p>انجام پروژه های دستی و نرم افزاری</p> <p>Concrete Projects</p> <p>۰۹۳۹-۳۷۵-۴۰۰۱</p> <p>توسط کارشناس ارشد مهندسی عمران - سازه</p>	<p>تحلیل تاریخچه زمانی</p> <p>TIME HISTORY</p> <p>۰۹۳۹-۳۷۵-۴۰۰۱</p> <p>توسط کارشناس ارشد مهندسی عمران - سازه</p>	
<p>پروپوزال</p> <p>مهندسی عمران</p> <p>۰۹۳۹-۳۷۵-۴۰۰۱</p> <p>توسط کارشناس ارشد مهندسی عمران - سازه</p>	<p>ترجمه متون و مقالات</p> <p>مهندسی عمران</p> <p>۰۹۳۹-۳۷۵-۴۰۰۱</p> <p>توسط کارشناس ارشد مهندسی عمران - سازه</p>	

حالات خاص در ظرفیت باربری پی های سطحی

۱. ترانشه دانه ای زیر پی نواری

یکی از روش های بهبود افزایش ظرفیت باربری پی ها، استفاده از یک ترانشه دانه ای زیر پی است. مطابق شکل ۱، یک پی نواری بر روی یک ترانشه دانه ای در میان یک خاک ضعیف با عمق زیاد وجود دارد. عرض ترانشه W ، عرض پی B و عمق ترانشه H است. عرض ترانشه W می تواند کوچکتر، بزرگتر یا مساوی B باشد. C_1 ، ϕ_1 و γ_1 مشخصات مصالح ترانشه دانه ای و C_2 ، ϕ_2 و γ_2 مشخصات خاک ضعیف اطراف است. ظرفیت باربری نهایی پی از رابطه زیر بدست می آید:

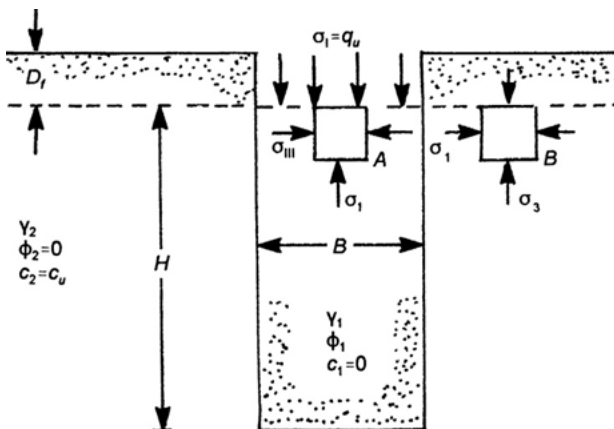
$$q_u = C_2 N_{C(T)} + D_F \gamma_2 N_{q(T)} + 0.5 B \gamma_2 N_{\gamma(T)} \quad (1)$$

در رابطه فوق ظرفیت باربری بر مبنای مشخصات خاک ضعیف نوشته شده است همچنین ضرایب ثابتی که اعمال شده تاثیر وجود ترانشه دانه ای را لحاظ کرده است. $N_{C(T)}$ ، $N_{q(T)}$ و $N_{\gamma(T)}$ ضرایب ظرفیت باربری با وجود ترانشه هستند که از

روی نمودار بر مبنای $\frac{W}{B}$ و ϕ بدست می آیند. با بررسی های آزمایشگاهی، ظرفیت باربری نهایی با افزایش $\left(\frac{H}{B}\right)$ تا یک

مقدار بیشینه افزایش یافته و پس از آن عملاً ثابت باقی میماند. برای بدست آوردن بیشترین ظرفیت باربری پی $q_{u(max)}$ کمترین ارتفاع H ترانشه دانه ای معادل $2.5B$ تا $3B$ می باشد. از آنجایی که رابطه (۱) در صفحه قبل چندان قابل اعتماد نیست، حامد، داس و اشلبگر راه حل زیر را برای مسئله در حالتی که $(B=W)$ ($\phi_2=0$) ($C_2=C_u$) و $(C_1=0)$ ارائه کردند. این شرایط دقیقاً بحثی است که در دو سال اخیر کنکور مطرح بوده است.

مطابق شکل دو المان A و B در همسایگی هم و بفاصله ε از یکدیگر قرار گرفته اند بگونه ای که المان A دقیقاً زیر پی و المان



B در مجاورت A و در خاک رسی قرار دارد. با بررسی المان A

در میابیم تنش اصلی حداکثر در جهت قائم و تنش اصلی حداقل در جهت افقی است، چون بارگذاری سازه بطور قائم و فشاری انجام می شود (بارگذاری شبیه آزمایش سه محوری فشاری است).

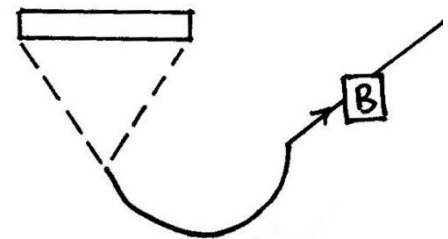
از طرفی پی در حال فشار آوردن به المان A است پس المان A در حالت پسیو قرار دارد. (به خاطر داریم برای خاک پشت دیوار حائل، وقتی دیوار به خاک فشار می آورد حالت پسیو و وقتی خاک

دیوار را هل می دهد حالت اکتیو بود).

شکل ۱- پی نواری روی رس ضعیف با یک ترانشه دانه ای

به این ترتیب برای المان A داریم: (المان A در ترانشه دانه ای قرار گرفته پس $C=0$ است). (همچنین تنش اصلی حداکثر در این المان همان ظرفیت باربری پی است، چون پی فشار سرباری به میزان σ_1 به خاک اعمال می کند و در مقابل نیروی عکس العمل خاک همان ظرفیت باربری خاک (یا پی) است).

$$\sigma_1 = q_u = k_{p1} \sigma_3 + 2c \sqrt{k_{p1}} = k_{p1} \sigma_3$$



شکل ۲- مسیر گسترش سطح گسیختگی بر المان B

با توجه به جهت مسیر گسترش سطح گسیختگی طبق گوه گسیختگی ترازای در مجاورت المان B در میابیم سطح گسیختگی از کنار، در حال فشار آوردن به المان B به منظور ایجاد گسیختگی است. پس تنش اصلی حداکثر در اینجا σ_3 و تنش اصلی حداقل σ_1 است (در المان B تنش افقی بیشتر است بر خلاف المان A که تنش قائم بیشتر است)، لذا برای المان B داریم: (همچنین المان B هم مانند المان A تحت فشار گوه گسیختگی قرار گرفته پس در حالت پسو قرار دارد).

$$\sigma_3 = \gamma_2 D_f$$

$$\sigma_1 = k_{p2} \sigma_3 + 2C_u \sqrt{k_{p2}}$$

چون $\varphi_2 = 0$ است پس $k_{p2} = 1$ لذا:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + 2C_u$$

با توجه به اینکه دو المان A و B به فاصله ε از هم انتخاب شده اند می توان فرض کرد:

$$\sigma_{1B} = \sigma_{3A}$$

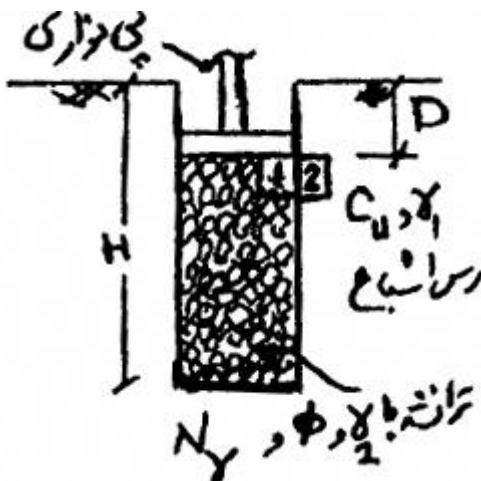
همچنین در رابطه اول داشتیم:

$$q_u = \sigma_{1A} = k_{p1} \sigma_{3A} = k_{p1} \sigma_{1B} = k_{p1} (\sigma_3 + 2C_u) = k_{p1} (\gamma_2 D_f + 2C_u)$$

از طرفی میدانیم: $k_{p1} = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi_1}{2} \right)$

$$q_u = (\gamma_2 D_f + 2C_u) \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi_1}{2} \right)$$

تست ۱: مطابق شکل، برای بهسازی از ترانسه پر شده با مصالح دانه ای استفاده شده است. خاک اصلی رسی با مشخصات داده شده در شکل است. با استفاده از تعادل در گوشه پی ظرفیت باربری نهایی پی به عرض B برابر پهنای ترانسه به طور تقریبی از کدام رابطه محاسبه می شود؟ (ترانسه و پی هر دو نواری هستند) (راهنمایی: از تعادل تنش ها روی دو المان در گوشه پی استفاده کنید). (دکترای سراسری ۹۱)



$$q_{ult} = 5.14 C_u + \gamma_1 D \quad (۱)$$

$$q_{ult} = \gamma_1 D + 0.5 B \gamma_1 N_\gamma \quad (۲)$$

$$q_{ult} = (\gamma_1 D + 2C_u) \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (۳)$$

$$q_{ult} = (\gamma_1 D + 2C_u) \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (۴)$$

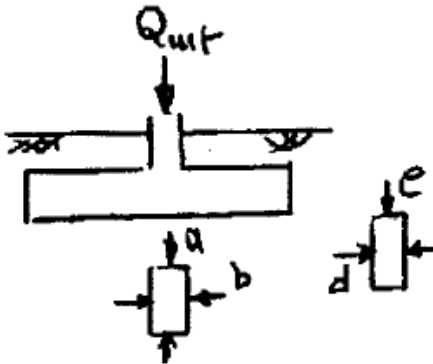
پاسخ: گزینه ۴

با توجه به اینکه γ_2 در صورت سوال γ_1 ، φ_1 در صورت سوال φ و D_f در صورت سوال D است پس خواهیم داشت:

$$q_u = (\gamma_1 D + 2C_u) \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

تست ۲: یک پی سطحی نواری مطابق شکل زیر، تحت نیروی قائم نهایی Q_{ult} قرار گرفته است. دو المان در دو محل با تنش های وارد بر آنها را در نظر بگیرید. در مورد تنش های a, b, c, d و گزینه صحیح کدام است؟ (کنکور دکترای سراسری

(۹۲)



$$d > e, a > b \quad (1)$$

$$e > d, a > b \quad (2)$$

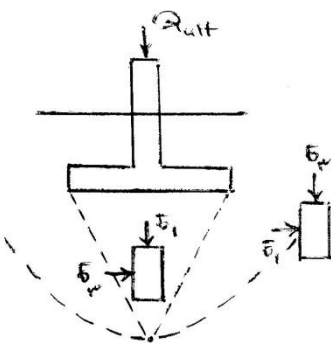
$$d < e, a < b \quad (3)$$

$$d > e, a < b \quad (4)$$

پاسخ: گزینه ۱

در المان زیر پی، چون فشار پی از بالا اعمال می شود لذا تنش اصلی حداکثر در راستای قائم است و تنش اصلی حداقل در راستای افقی. اما در المان مجاور پی چون در جهت گوه گسیختگی (گوه گسیختگی فرضی ترزاقی)، خاک از کنار در حال فشار دادن به المان است فلذا تنش اصلی حداکثر در راستای افقی و تنش اصلی حداقل در راستای قائم است. پس:

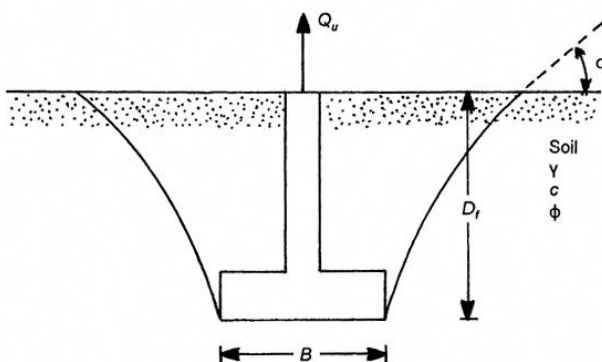
$$a > b, d > e$$



شکل ۳- تنش های اصلی حداکثر و حداقل در دو المان

۲. ظرفیت کششی پی های سطحی

در مهندسی پی بطور کلاسیک فرض می کنیم پی های سطحی بدلیل توان تحمل کششی خیلی کم، ظرفیت کششی شان صفر است. به طور کلی وقتی یک پی سطحی تحت اثر کشش قرار می گیرد ۳ مولفه در برابر کشش مقاومت می کند. وزن پی (W_F)، وزن خاک درون ناحیه گسیختگی (W_S) (وزن خاک روی پی) به علاوه مقاومت اصطکاکی خاک در امتداد سطح گسیختگی (Q_S).



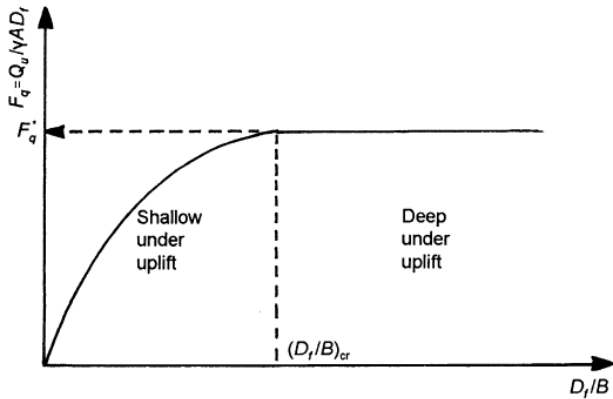
$$Q_u = W_F + W_S + Q_S > W_F + W_S$$

زاویه α با توجه به نوع خاک و دانسیته (در خاک های ریز دانه استحکام خاک) خاک تغییر می کند. برای نسبت های $\frac{D_f}{B}$ کم، مطابق شکل سطح گسیختگی تا زمین گسترش

می یابد حال آنکه برای نسبت $\frac{D_f}{B}$ بیشتر گسیختگی

اطراف پی به وقوع می پیوندد و تا سطح زمین توسعه نمی یابد.

شکل ۴- مولفه های مقاومت در برابر کشش پی های سطحی



محققین مختلفی بر روی ظرفیت کششی پی های سطحی کار کردند. "Bala" بر اساس نتایج آزمایشات صحرایی و آزمایشگاهی بر روی ماسه متراکم و با فرض $\alpha = 45 - \frac{\phi}{2}$ برای پی های دایره ای سطحی نمودارهایی جهت تخمین ظرفیت باربری کششی پی ها ارائه کرد.

$$\text{شکل ۵- تغییرات } \frac{Q_u}{\gamma A D_f} \text{ بر حسب } \frac{D_f}{B}$$

نمودارهای "Bala" سازگاری خوبی با ظرفیت برکنش (کششی) پی های سطحی داخل ماسه متراکم با $\frac{D_f}{B} \leq 5$ دارد اما برای پی های واقع بر ماسه نیمه متراکم و یا شل ظرفیت کششی را بیش از حد تخمین می زند. دلیل تخمین بیش از حد، حتی برای ماسه متراکم آن است که در $\frac{D_f}{B} > 5$ سطح گسیختگی تا سطح زمین گسترش نمی یابد. به ازاء این نمودار افزایش عمق قرار گیری پی سطحی تا جایی باعث افزایش ظرفیت باربری کششی پی می شود اما از عمقی به بعد که آن را $(D_F)_{cr}$ می نامیم تاثیری بر ظرفیت کششی پی سطحی

ندارد. همچنین میرهوف و آدامز برای پی های نواری، مربعی و دایره ای روابطی برای ظرفیت کششی پی سطحی ارائه کردند. بر اساس شکل روبرو باید توجه داشته باشیم با

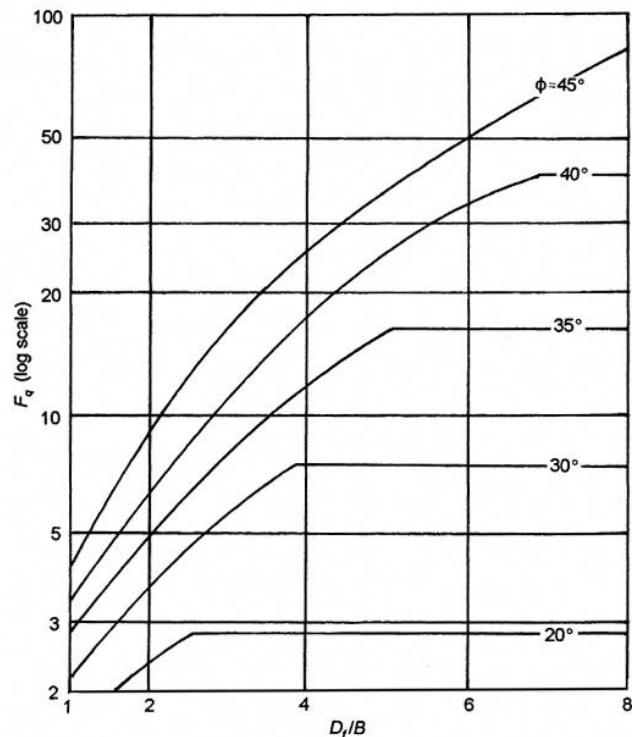
افزایش زاویه اصطکاک خاک نسبت $\frac{Q_u}{\gamma A D_f}$ یا F_q

افزایش پیدا می کند. طبیعتاً هر چه ϕ بیشتر باشد خاک متراکمتر است و Q_u زیادتر خواهد شد. همچنین طبق نظریه سعیدی هنگام برکنش پی دایره ای واقع بر خاک ماسه ای، خاک واقع شده در بالای پی به تدریج متراکم شده و این به نوبه خود مقاومت برشی خاک و بنابر این ظرفیت برکنش نهایی را افزایش می دهد. وی ضریب تراکم تجربی μ را پیشنهاد کرد:

$$\mu = 1.044D_r + 0.44$$

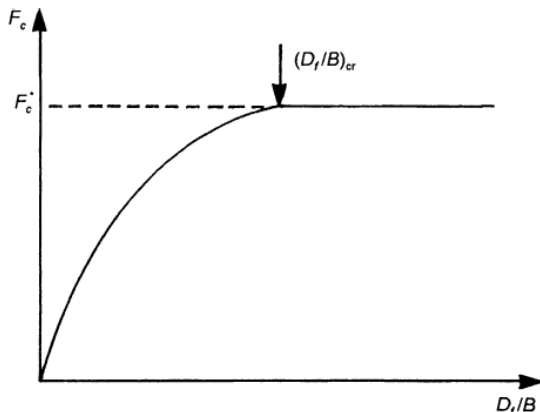
D_r تراکم نسبی خاک است.

$$\text{شکل ۶- تغییرات } F_q \text{ بر حسب } \frac{D_f}{B} \text{ و } \phi$$



بطور کلی ظرفیت برکنش نهایی برای پی های سطحی واقع بر خاک رس اشباع در حالت زهکشی نشده ($\phi = 0$) بر اساس رابطه زیر بدست می آید:

$$Q_u = A (\gamma D_f + C_u F_C)$$



شکل ۷- تغییرات F_C بر حسب $\frac{D_f}{B}$

که در آن F_C ضریب شکست است. F_C تابع نسبت $\frac{D_f}{B}$ است. میرهوف برای پی های مربعی و دایره ای رابطه زیر را ارائه کرد:

$$F_C = 1.2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \leq 9$$

وی همچنین برای پی های نواری رابطه زیر را ارائه نمود:

$$F_C = 0.6 \left(\frac{D_f}{B} \right) \leq 8$$

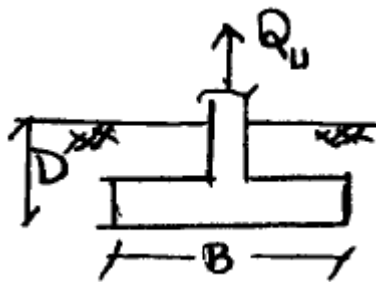
تست ۳: یک پی مربعی به ضلع B و عمق مدفون D تحت اثر نیروی برخاست (uplift) در اثر نیروی محوری قرار می گیرد. اگر وزن خاک روی پی W_S و وزن سازه پی برابر W_F باشد حداکثر نیروی برخاست پی چیست؟ (کنکور دکترای سراسری ۹۱)

(۱) کمتر از $W_F + W_S$

(۲) برابر $W_F + W_S$

(۳) بیش از $W_F + W_S$

(۴) گاهی بزرگتر و گاهی مساوی $W_F + W_S$



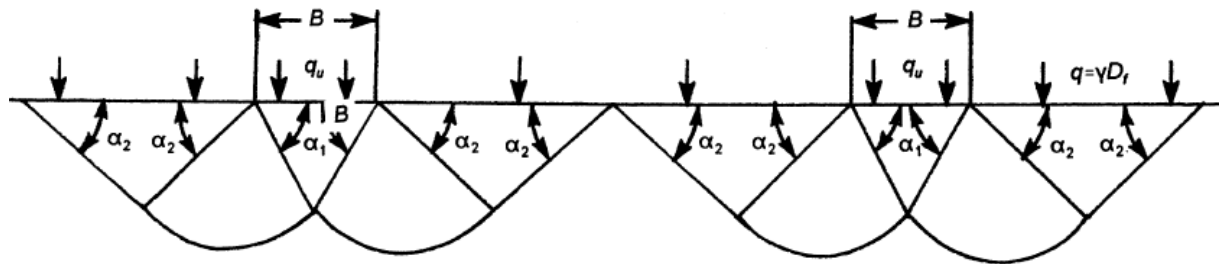
پاسخ: گزینه ۳

با توجه به توضیحی که ارائه شد سطح گسیختگی ایجاد شده از کف پی تا سطح زمین در مقابل گسیختگی مقاومت می کند. پس این بخش هم در برابر فشار بالابر مقاومت کرده فلذا مقاومت یک پی سطحی در برابر فشار بالابر شامل سه جزء می باشد. وزن خاک بالای پی در محدوده سطح گسیختگی، وزن پی و مقاومت برشی در سطح گسیختگی.

۳. تداخل (interference) گوه های گسیختگی در پی های سطحی نزدیک به هم:

وقتی پی های سطحی در نزدیکی هم قرار می گیرند تداخل صفحات گسیختگی می تواند تغییراتی در ظرفیت باربری پی ها ایجاد می کند. به این منظور (1962) Stuart برای پی های سطحی که داخل خاک های دانه ای قرار گرفته اند با فرض صفحه گسیختگی مشابه ترزاقی بررسی هایی انجام داد. بر اساس نظریه Stuart شرایط زیر ممکن است رخ دهد:

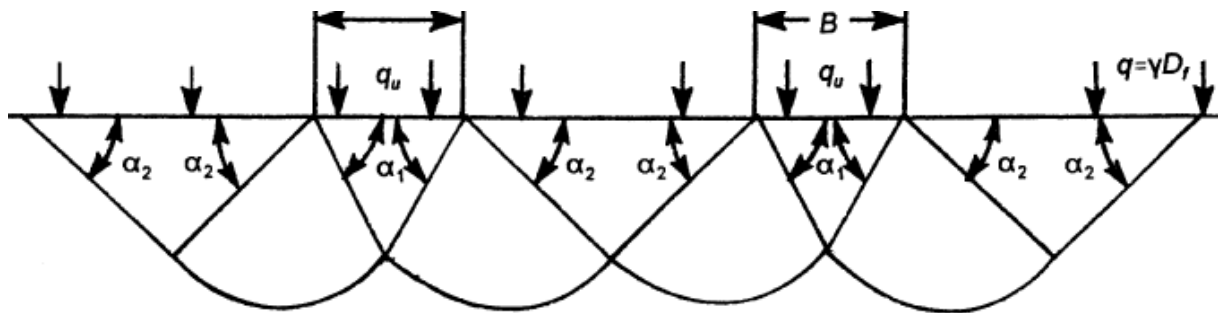
(۱) اگر فاصله لب به لب دو پی به گونه ای باشد که صفحات گسیختگی دو پی مطابق شکل هیچ همپوشانی نداشته باشند در این حالت هر پی به صورت یک پی منفرد عمل می کند و ظرفیت باربری هر پی از رابطه ترزاقی به طور جداگانه به دست می آید. (در این حالت پی مجاور این قدر نزدیک نشده تا افزایش سربار ناشی از آن بتواند ظرفیت باربری پی اصلی را تغییر دهد).



(a)

شکل ۸-۱) صفحات گسیختگی دو پی مجاور همپوشانی ندارند

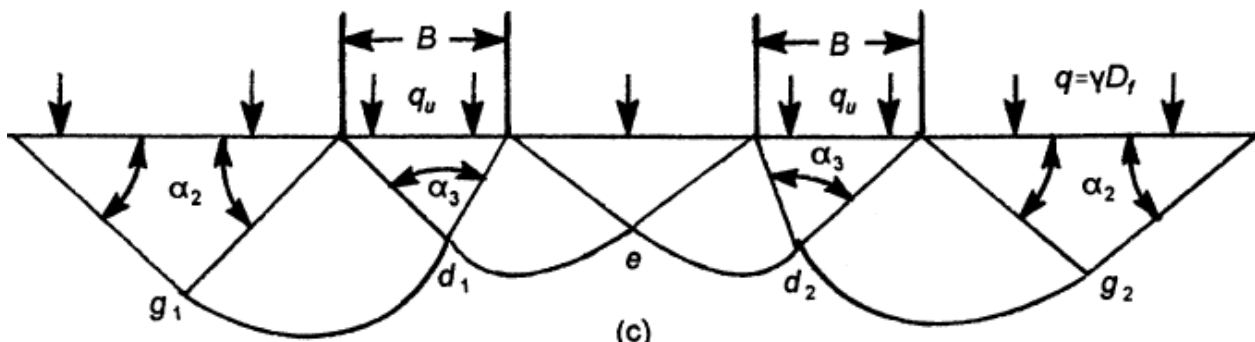
(۲) اگر فاصله لب به لب دو پی به گونه ای باشد که ناحیه های مقاوم رانکین دقیقا همپوشانی داشته باشد هنوز وجود پی کناری تاثیری بر ظرفیت باربری نخواهد داشت و مثل پی مجزا حساب می شود، اما میزان نشست پی اصلی را زیادتیر می کند. (در این حالت تداخلی که در صفحات گسیختگی رخ می دهد فقط نشست پی اصلی را تحت تاثیر قرار می دهد و مثل حالت قبل فاصله دو پی هنوز به اندازه ای کم نشده که ظرفیت باربری افزایش یابد).



(b)

شکل ۸-۲) ناحیه های مقاوم رانکین دقیقا روی هم افتاده اند

(۳) اگر فاصله لب به لب دو پی از ناحیه مقاوم رانکین یک پی کوچکتر شود (مطابق شکل) در این حالت ظرفیت باربری پی به دلیل تاثیر فشار سربار پی مجاور بیشتر می شود. همچنین میزان نشست پی نیز بیشتر از حالت قبل خواهد شد. (در مورد اینکه چرا نشست بیشتر می شود در تست تکمیلی ۲ صحبت خواهد شد).

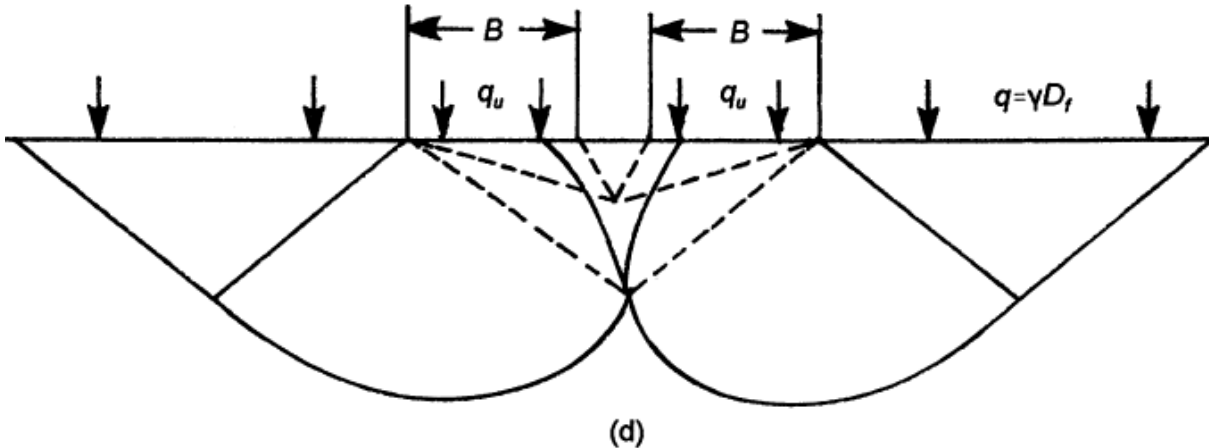


(c)

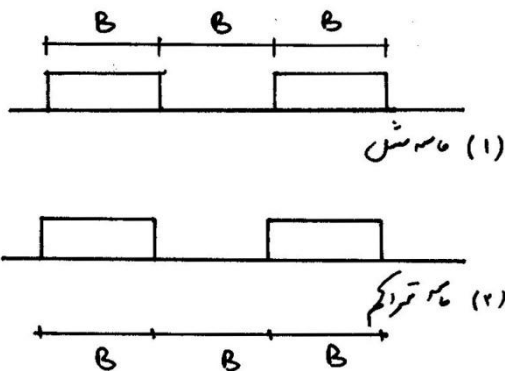
شکل ۸-۳) فاصله دو پی مجاور کمتر از ناحیه مقاوم رانکین یک پی می باشد

(۴) اگر فاصله لب به لب دو پی بسیار به هم نزدیک باشد (مثل حالتی که در ساختمان های درون شهری اتفاق می افتد و پی ها چسبیده به هم ساخته میشوند) پدیده Blocking (یکپارچگی-یکی شدن) رخ می دهد و دو پی به صورت یک پی منفرد به عرض $2B$ عمل می کنند. برای محاسبه ظرفیت باربری پی در این حالت می توان به جای B در جمله سوم رابطه ترزاقی از $2B$ استفاده کرد: (در خاک ماسه ای $C = 0$ است).

$$q_u = qN_q + 0.5(2B)\gamma N_\gamma$$



شکل ۸-d) فاصله دو پی بسیار نزدیک است و پدیده یکی شدن در دو پی نزدیک به هم رخ می دهد، به عبارتی رفتار دو پی بگونه ای است که مثل یک پی یکپارچه عمل میکند.



تست ۴: در حالت ۱ دو پی سطحی بر روی خاک دانه ای شل به یکدیگر نزدیک می شوند. افزایش ظرفیت باربری Δq_{u1} خواهد شد. در حالت ۲ این دو پی بر روی خاک دانه ای متراکم به همان اندازه به یکدیگر نزدیک می شوند در این حالت افزایش ظرفیت باربری پی Δq_{u2} خواهد شد. کدام گزینه صحیح است؟

$$1. \Delta q_{u1} = \Delta q_{u2}$$

$$2. \Delta q_{u1} > \Delta q_{u2}$$

$$3. \Delta q_{u1} < \Delta q_{u2}$$

۴. نمی توان قضاوت کرد Δq_{u1} بزرگتر است یا Δq_{u2} .

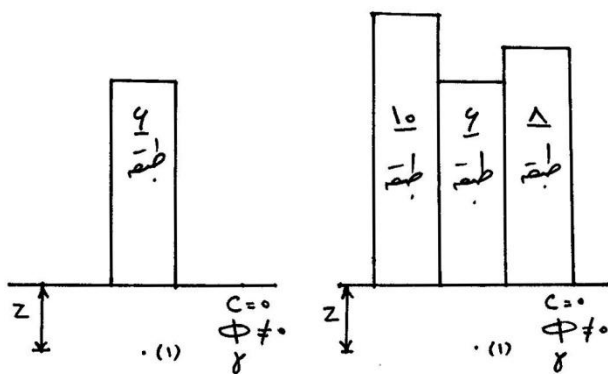
پاسخ:

بر اساس حالت سوم وضعیت دو پی سطحی با وجود تداخل، ظرفیت باربری پی افزایش می یابد، اما به طور کلی هر چه زاویه اصطکاک داخلی بیشتر باشد پدیده تداخل در آن پررنگ تر است و افزایش ظرفیت باربری بیشتر خواهد بود. به عبارتی در یک خاک ماسه ای متراکم، نزدیک شدن پی باعث افزایش ظرفیت باربری بیشتری در قیاس با خاک ماسه ای شل می شود. دلیل افزایش ظرفیت باربری بیشتر در خاکهای متراکمتر آن است که در ϕ های بالاتر میزان افزایش N_c ، N_q و N_γ به طور نمایی افزایش می یابد. برای مثال برای $\phi = 30$ تا $\phi = 32$ افزایش N_c ، N_q و N_γ را با $\phi = 38$ تا $\phi = 40$ مقایسه کنید:

جدول ۱- ضرایب ظرفیت باربری پی به ازاء تغییرات ϕ

ϕ	N_c	N_q	N_γ		ϕ	N_c	N_q	N_γ
۳۰	۳۰	۱۸	۱۵		۳۸	۶۱	۴۹	۵۱
۳۲	۳۵	۲۳	۲۱		۴۰	۷۵	۶۴	۷۹

در $\phi = 32$ افزایش N_c و N_q برابر ۵، افزایش N_γ برابر ۶ می باشد حال آنکه در $\phi = 40$ افزایش N_c برابر ۱۴، افزایش N_q برابر ۱۵ و افزایش N_γ برابر ۲۸ خواهد بود. در مکانیک خاک کلاسیک به یاد داریم تراکم تابع دو پدیده مستقل است، یکی چفت و بست بین دانه ها و دوم تغییر حجم الاستیک هر دانه خاک. به طور کلی در تراکم های بالا (ϕ) های زیاد) هر دو پدیده در کنار هم باعث افزایش بیش از انتظار ظرفیت باربری خواهند شد. گزینه ۳ صحیح است.



تست ۵: یک ساختمان ۶ طبقه بر روی خاک ماسه ای احداث

شده است. نشست المان ۱ در این حالت S_1 می باشد. در صورتی که دو ساختمان ۸ طبقه و ۱۰ طبقه کنار ساختمان ۶ طبقه مطابق شکل احداث شوند نشست المان ۱:

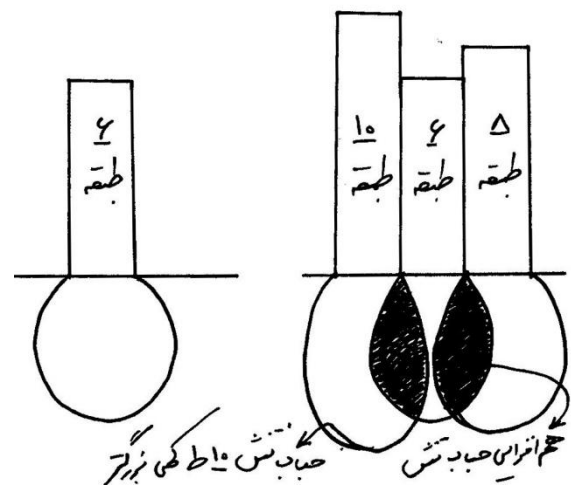
۱. بیشتر می شود.
۲. کمتر می شود.
۳. تغییری نمی کند.
۴. ممکن است بیشتر یا کمتر شود.

پاسخ:

بطور کلی باید بررسی کرد ساخت ساختمان های جدید باعث تراکم خاک و کاهش نشست می شود یا نشست در خاک تابع عامل دیگری است. به یاد داریم نشست به صورت مجموع کرنش های قائم در خاک تعریف می شود. (از مکانیک خاک می دانیم نشست در سطح زمین از نشست در عمق ۱۰ متری همان خاک بیشتر است چون نشست، مجموع تجمعی کرنش های قائم است. به عبارتی برای محاسبه نشست عمق ۱۰ متری فقط کرنش های نقاط زیر تراز ۱۰ متری جمع خواهند شد در حالیکه برای محاسبه نشست در سطح زمین کرنش های زیر تراز ۱۰ متری به علاوه کرنش های بین عمق ۱۰ متری و سطح زمین با یکدیگر جمع میشوند). همچنین برای محاسبه میزان نشست الاستیک داشتیم:

$$S = \int_0^H \varepsilon dz = \int_0^H \frac{\sigma}{E} dz$$

با این تفاسیر با فرض تراکم و جنس یکسان خاک (E برابر) (مطابق صورت سوال) هر چه تنش اعمالی (σ در رابطه فوق) بیشتر باشد نشست خاک بیشتر است.



شکل ۹- حباب های تنش زیر پی در دو حالت

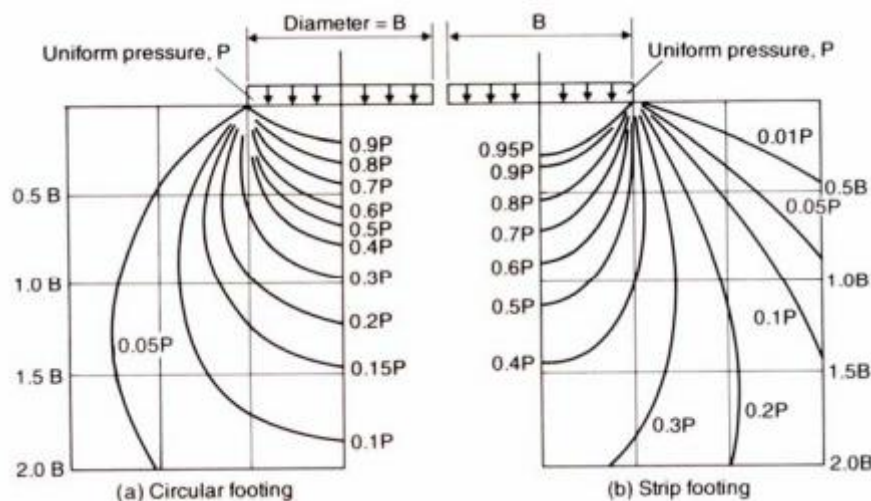
پس با ساخت ساختمان های جدید دو اتفاق همزمان رخ می دهد:

الف. خاک متراکمتر شده و ظرفیت باربری خاک به دلیل افزایش فشار سربار در امان ۱ بیشتر می شود. ب. نشست خاک در امان ۱ بیشتر می شود، چون تنش انتقالی بیشتر شده و در گستره بیشتری در خاک توزیع خواهد شد و نقاط بیشتری از خاک را متأثر می کند لذا کرنش های بیشتری خواهیم داشت.

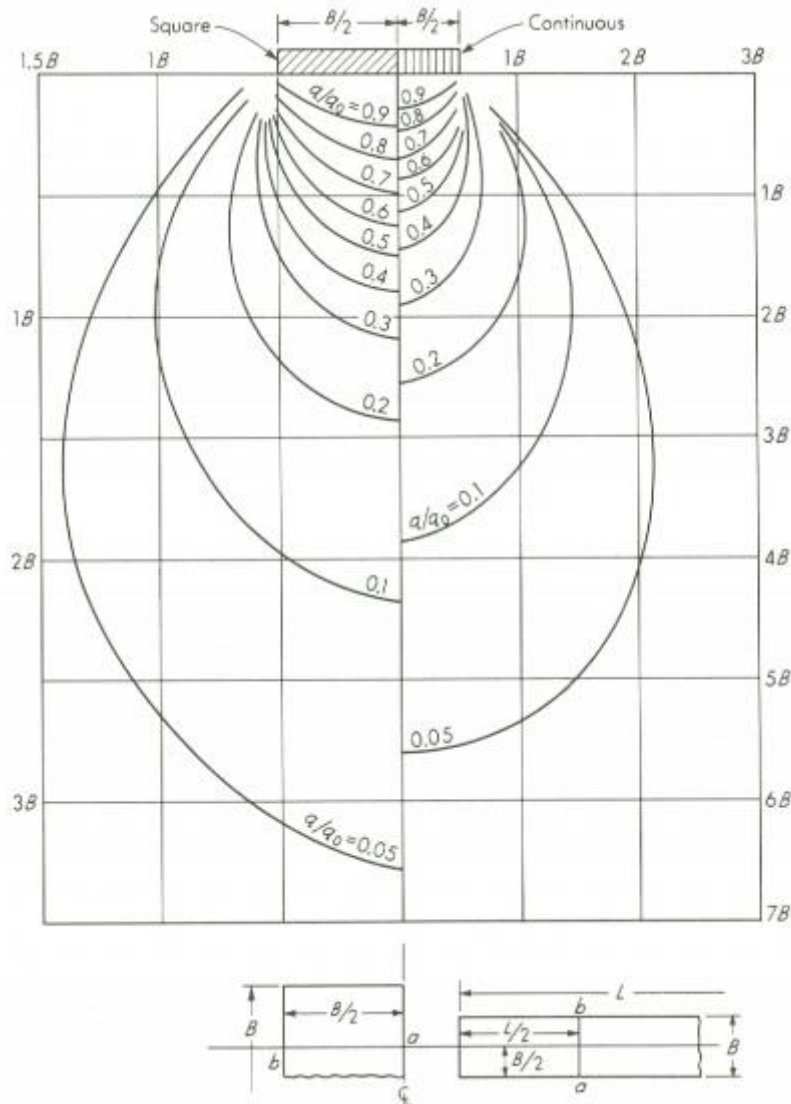
به طور کلی مباحث مربوط به نشست خاک ها در ژئوتکنیک با مفهوم (*Stress Bulb*) (حباب های تنش) بررسی می شوند. باید در نظر داشت هر چه حباب تنش بزرگتر باشد و یا همپوشانی (هم افزایی) آن با حباب های تنش مجاور بیشتر باشد، تنش، بخش بیشتری از خاک را متأثر می کند فلذا نشست، بیشتر خواهد شد. پس برای این سوال، نشست در حالت ۲ زیادتر می شود. گزینه ۱ صحیح است.

مفهوم حباب تنش:

حباب های تنش یا پیازهای هم فشار (*isobar*) مکان هندسی نقاطی هستند که اضافه تنش ناشی از سربار در آنها یکسان است. گفتیم هر چه حباب تنش بزرگتر باشد بخش بیشتری از خاک در عرض و عمق تحت تاثیر قرار خواهد گرفت. این مطلب در بعضی موارد ژئوتکنیکی تاثیر مستقیم دارد. به همین دلیل با توجه به شکل پی های سطحی، توزیع فشار سربار قائم را بررسی کرده اند. در مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان برای تخمین عمق گمانه زیر پی های گسترده عمقی را پیشنهاد می کند که ۱۰ درصد تنش کل یا ۲۰ درصد تنش موثر به آن منتقل می شود که با کارهای عددی قابل ارائه خواهد بود. در بحث محاسبه نشست زیر پی نیز درک درست از عمقی که حباب های تنش به آن منتقل می شوند می تواند در این زمین راهگشا باشد. برای چند نوع پی پیازهای هم فشار در عمق نشان داده شده است.



شکل ۱۰ - مقایسه پیازهای تنش هم فشار برای پی های دایره ای و نواری به عرض B ، دیده می شود در پی دایره ای ۱۰ درصد اضافه تنش ناشی از سربار تا عمق تقریبی $1.8B$ توسعه یافته است، این در حالی است که برای پی نواری همین مقدار درصد تنش تا عمق بیشتری ادامه داشته است.



شکل ۱۱- مقایسه پیازهای هم فشار برای پی های نواری و مربعی به عرض B ، دیده می شود برای پی نواری، ۱۰ درصد اضافه تنش قائم ناشی از سربار تا عمق $3.8B$ و برای پی مربعی تا عمق تقریبی $2.2B$ توسعه یافته است.

بر اساس اشکال ۱۰ و ۱۱ می توان به نتایج زیر رسید:

با فرض عرض ثابت برابر B برای پی های نواری، مربعی و دایره ای عمقی که حباب تنش ۱۰ درصد اضافه تنش ناشی از سربار را منتقل می کند به صورت زیر می باشد:

الف: پی دایره ای تا عمق $1.8B$

ب. پی مربعی تا عمق $2.2B$

ج. پی نواری تا عمق $3.8B$



حال به این سوال پاسخ دهیم. اگر یک پی مربعی و یک پی دایره ای به عرض B موجود باشد، با فرض خاک یکسان زیر هر دو پی اگر به هر دو پی تنش یکسان σ اعمال شود کدام یک از پی ها نشست بیشتری را تجربه خواهد کرد؟

باید در نظر داشته باشیم طبق رابطه $P = \sigma \cdot A$ با فرض تنش یکسان اعمالی به پی مطابق فرض سوال (σ برابر) هر چه مساحت پی بیشتر باشد نیروی بیشتری از طرف پی به خاک زیر پی اعمال شده و منجر به نشست بیشتری خواهد شد. لذا چون در پی های مربعی مساحت بیشتر است لذا نشست آن هم بیشتر خواهد بود.

$$A_{square} = B^2 > A_{circle} = \frac{\pi B^2}{4} = 0.785B^2 \xrightarrow{P_{square} > P_{circle}} S_{square} > S_{circle}$$

این نتیجه در نمودارهای پیازهای هم فشار هم به نوعی تایید می شود. از طرف دیگر عمق حباب های تنش در پی های نواری حدود $3.8B$ است که بسیار بیشتر از پی های مربعی و دایره ای است. دلیل این امر هم آن است که در پی های نواری بعد طول (L) بسیار تاثیر گذار بوده و طبیعتاً مجدداً مساحت پی بسیار بیشتر از مساحت پی های مربعی و دایره ای خواهد شد به این ترتیب و با فرض یکسان بودن تنش های اعمالی به پی ها و ثابت بودن عرض پی ها، نشست در پی نواری بیش از پی مربعی و آن هم بیش از پی دایره ای است. لازم به ذکر است نشست در پی های گسترده نیز از این پی ها بیشتر خواهد بود زیرا حباب های تنش عمیق تر و وسیع تری خواهد داشت.

تست ۶: در کدام حالت نشست مجاز بیشتر است؟ (دکترای آزاد ژئوتکنیک ۹۲)

۱. پی منفرد در رس
۲. پی منفرد در ماسه
۳. پی گسترده در ماسه
۴. پی گسترده در رس

پاسخ:

بیشترین نشست نسبی طبق پیشنهاد اسکمپتون و مک دونالد در سال ۱۹۵۶ به شرح جدول ذیل است. این جدول برای کارهای ساختمانی ارائه شده است. آیین نامه های مختلف بر اساس نوع خاک و پی مقادیر متفاوتی را برای حداکثر نشست مجاز در خاکهای رسی و ماسه ای برای پی های نواری و منفرد ارائه کردند. در همه آیین نامه ها مفهوم کلی که در ادامه خواهد آمد دیده می شود:

جدول ۲- نشست مجاز برای انواع خاک و انواع پی

نوع خاک و پی	نشست نسبی ماکسیمم
پی منفرد در ماسه	۵۱ میلیمتر
پی منفرد در رس	۷۶ میلیمتر
پی گسترده در ماسه	۷۶-۵۱ میلیمتر
پی گسترده در رس	۱۲۷-۷۶ میلیمتر

همچنین بر اساس مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲، مقادیر نشست مجاز یکنواخت تحت بارهای استاتیکی برای انواع پی و خاک به صورت جدول ذیل می باشد:

جدول ۳- نشست مجاز برای انواع خاک و پی بر اساس مبحث ۷

خاک	نوع پی	نشست مجاز یکنواخت
ماسه	منفرد و نواری	۲۵
ماسه	شبکه ای و گسترده	۵۰
رس	منفرد و نواری	۶۵
رس	شبکه ای و گسترده	۶۵ تا ۱۰۰

بر اساس جداول فوق دو نکته به چشم می خورد:

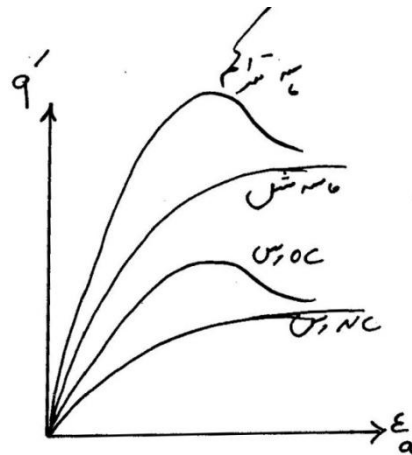
الف. نشست مجاز در خاک های رسی بیشتر از خاکهای دانه ای است. این از چند منظر قابل بررسی است. یکی اینکه بر اساس مکانیک خاک حالت بحرانی، مقاومت برشی پیک خاک های رسی در کرنش های بیشتری رخ می دهد پس باید انتظار روی دادن مقاومت بیشتری برای این خاکها را در نشست های بیشتر داشت. دوم اینکه، برای محاسبه نشست های الاستیک خاک های دانه ای از فرضیات تئوری الاستیک خطی استفاده می شود و به کمک رابطه زیر نشست را محاسبه می کنند:

$$S = B \cdot q \frac{1 - \nu^2}{E} I_s \cdot I_f$$

در این تئوری، خاک را به طور کاملا سازه ای و بر مبنای نظریه های موجود در مقاومت مصالح بررسی می کنیم. به عبارتی فرض می کنیم خاک، ماده ای با سختی E و ضریب پواسون ν است و تحت اثر بار q به اندازه S نشست خواهد کرد (در این فرض هر جسم دیگری را نیز می توان با E و ν بررسی کرد). به طور کلی در این حالت، خاک فقط بر اساس سختی و ضریب پواسون مدل می شود. هر چند دیده شده پاسخ های این رابطه تقریباً نزدیک به واقعیت و منطقی است اما مبانی ژئوتکنیکی و ویژگیهای خاک لحاظ نشده است. در مقابل، میزان نشست تحکیمی (مثلاً برای رس های تحکیم عادی) از رابطه زیر بدست می آید:

$$S = \frac{C_c H_0}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} \right)$$

در این جا نشست تحکیمی بر اساس ویژگیهای ژئوتکنیکی خاک رس شکل گرفته و تخلخل خاک، ضریب فشردگی و ضخامت لایه رس در میزان نشست تحکیمی آن دخیلند. به این ترتیب می توان گفت روابطی که برای محاسبه نشست تحکیمی استفاده می شوند به دلیل دربرداشتن ویژگیهای ژئوتکنیکی خاک در جهت ضریب اطمینان هستند و تقریب کمتری دارند، حال آنکه نشست الاستیک خاک های دانه ای با تقریب بیشتری همراه است و طبیعتاً برای این خاکها نشست مجاز کمتر از خاکهای رسی خواهد بود. در این بین بحث دیگری نیز مطرح است، باید توجه داشته باشیم بیشتر بودن نشست مجاز به معنای بیشتر شدن نشست در عمل در خاک رس نیست.



شکل ۱۲- تغییرات ظرفیت برشی بر حسب کرنش محوری با توجه به نوع خاک و تراکم آن

در واقع نشست در بار نهایی (S_u) برای خاک های ماسه ای طبق جدول زیر بیش از خاک های رسی است. شاید دلیل این امر آن است که به دلیل ضعیف تر بودن نسبی خاکهای رسی در قیاس با خاک های ماسه ای، همواره مقاومت برشی آنها بر اساس شکل ۱۲ کمتر از خاکهای ماسه ای است (به مکانیک خاک حالت بحرانی رجوع شود، بر اساس شکل ۱۲ به ازاء تنش همه جانبه یکسان و با مقایسه رفتار نرمالیزه شده) و طبیعا ظرفیت باربری این خاکها (q_u) نیز کمتر خواهد بود.

با این تفاسیر، خاک رسی (حتی یک رس سخت در قیاس با ماسه متراکم) در عمل برای بارهای کمتری طراحی می شود و معمولا دارای نشست کمتری نیز خواهد بود. همچنین از جدول ۴ مشاهده می شود هر یک از خاک ها در حالتی که پی در عمق بیشتری باشد دارای نشست در بار نهایی (S_u) بیشتری خواهند بود. باید توجه داشته باشیم هر چه خاک متراکم تر باشد ظرفیت باربری بیشتری از خود نشان می دهد، اما با وقوع گسیختگی تغییر مکان های زیادی نشان می دهد (گسیختگی وسیع تر رخ می دهد) و بر عکس خاک شل با تحمل بار کمتری به گسیختگی می رسد و با گسیختگی تغییر شکل های بوجود آمده کمتر خواهد بود. این رفتار خاک ها شاید تا اندازه ای مشابه با رفتار موجود در مهندسی سازه است. در سازه هر چه رفتار جسم ترد تر (معادل با خاک متراکمتر در ژئوتکنیک) باشد گسیختگی دفعتا رخ می دهد و شدت گسیختگی زیاد است و با تغییر شکل های بسیار زیاد یا تخریب کلی سازه (مثلا یک تیر بتنی) همراه خواهد بود اما اگر رفتار جسم شکل پذیر باشد معمولا گسیختگی تدریجی روی داده و پیش از گسیختگی با تغییر شکل های تدریجی همراه خواهد شد (تیر بتنی پیش از گسیختگی و فرو ریختن شکم داده و این تغییر شکل قابل رویت است). به این ترتیب در خاکهایی که پی در عمق بیشتری مدفون است تراکم (یا صلیبیت یا تردی به تعبیر سازه ای) بیشتر شده و خاک ظرفیت باربری بیشتری از خود نشان می دهد، در عین حال پس از گسیختگی، شدت گسیختگی و دامنه تغییر شکل ها نیز افزایش خواهد یافت.

جدول ۴- محدوده نشست در بار نهایی بر حسب $\frac{D_f}{B}$ و نوع خاک

نوع خاک	$\frac{D_f}{B}$	$\frac{S_u}{B}$ (%)
ماسه	صفر	۵ تا ۱۲
ماسه	بزرگ	۲۵ تا ۲۸

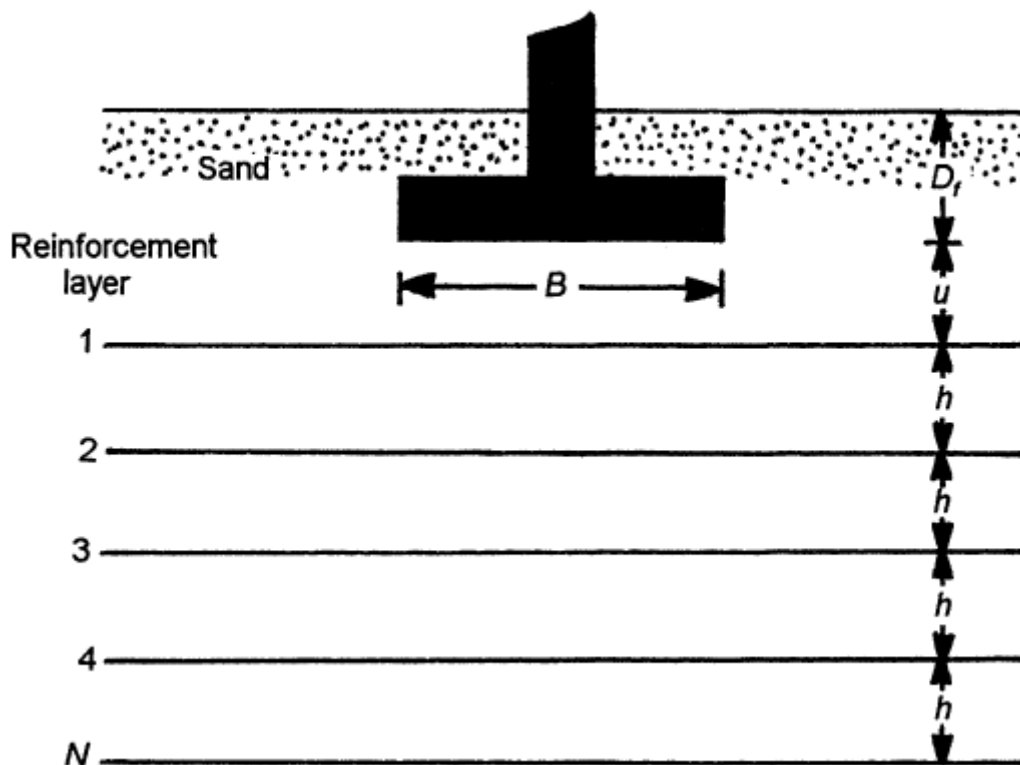
رس	صفر	۴ تا ۸
رس	بزرگ	۱۵ تا ۲۰

ب. نشست مجاز پی های گسترده می تواند بیشتر از پی های منفرد باشد. بطور کلی پی های گسترده در مواردی استفاده می شوند که تنش های اعمالی به خاک زیاد بوده و یا خاک بسیار شل است و نشست خاک زیاد خواهد شد. حباب های تنش در پی های گسترده تا اعماق زیادی خاک را تحت تاثیر قرار می دهد لذا نشست در این پی ها از پی های منفرد بیشتر خواهد بود.

۴. پی های سطحی روی خاک مسلح

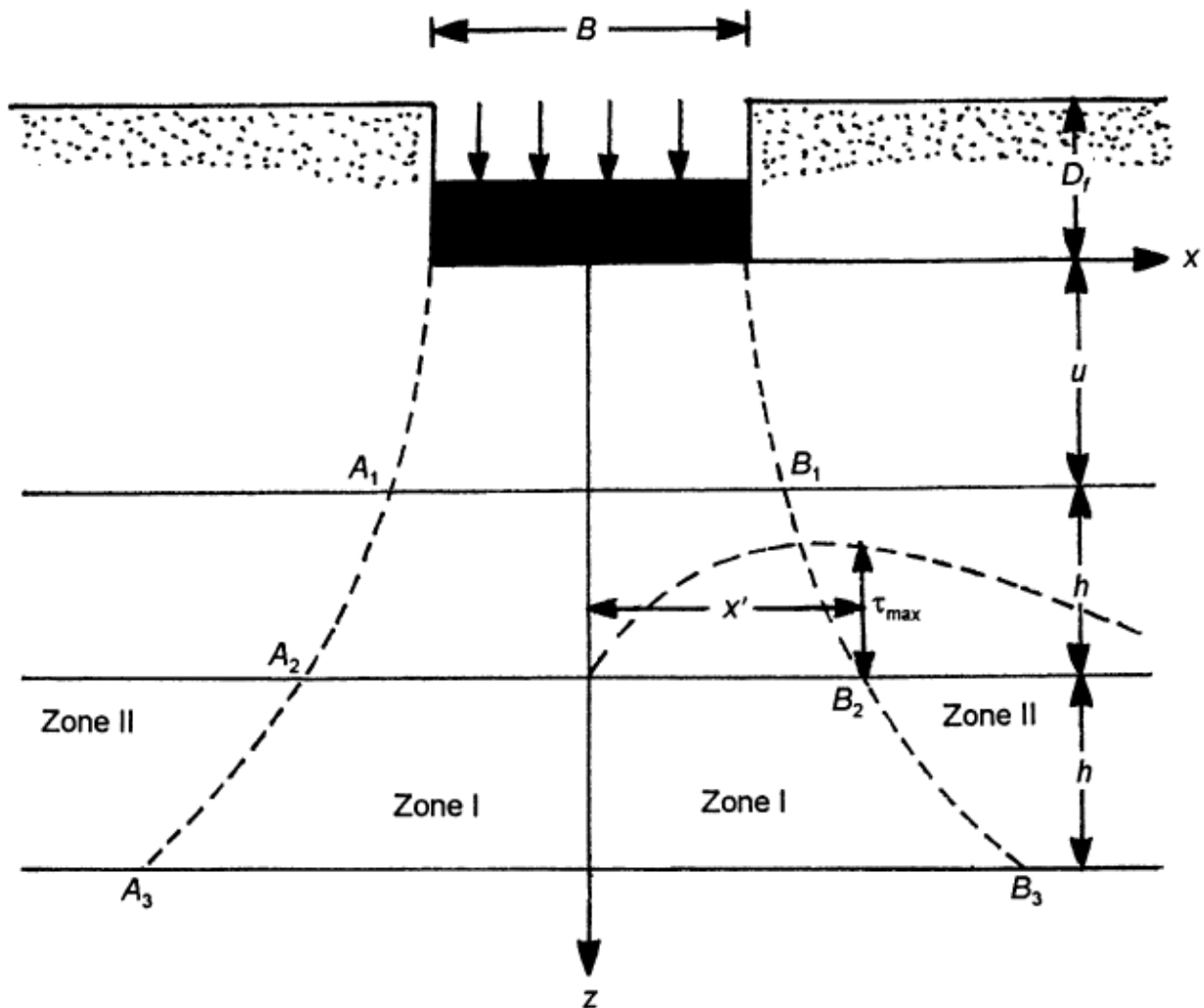
الف. پی روی خاک دانه ای تقویت شده با نوار فلزی

برای یک پی نواری به عرض B که بر روی خاک ماسه ای مسلح شده با نوار فلزی قرار دارد نتایج نشان می دهد که سودمندترین اثر خاک تقویت شده هنگامی به دست می آید که $\frac{u}{B} < \frac{2}{3}$ باشد و تعداد لایه های تقویتی بزرگتر از ۴ و کوچکتر از ۷ باشد. اگر طول نوارهای تقویتی به اندازه کافی بزرگ باشد، گسیختگی هنگامی رخ می دهد که گره های فوقانی پاره شود.



شکل ۱۳- پی روی خاک دانه ای مسلح شده با نوار فلزی، پی در عمق D_f از سطح زمین قرار دارد. همچنین فاصله اولین نوار تسلیح تا کف پی با u نشان داده می شود.

شکل ۱۴ یک شرایط ایده آل را برای توسعه سطح گسیختگی در خاک تقویت شده که شامل دو ناحیه است نشان می دهد. ناحیه I بلافاصله زیر پی قرار دارد که با پی در طول اعمال بار نشست می کند. در ناحیه II خاک به طرف بالا و بیرون رانده می شود. نقاط A_1 ، A_2 و A_3 و ... و B_1 ، B_2 و B_3 و ... که مرز ناحیه های I و II را مشخص می کنند، نقاطی هستند که تنش برشی بیشینه، τ_{max} در صفحه xz اتفاق می افتد. فاصله نقاط $x = x'$ که از خط مرکزی پی، جایی که تنش برشی بیشینه اتفاق می افتد اندازه گیری می شود تابعی از $\frac{z}{B}$ می باشد.



شکل ۱۴ - سطح گسیختگی در خاک مسلح شده بر اثر اعمال بار نهایی

ب. پی های سطحی روی خاک تقویت شده با ژئوتکستایل

ب.۱. در خاک دانه ای

نتایج چندین آزمایش روی مدل آزمایشگاهی به شکل یک پی مربعی به ابعاد ۳۱ در ۳۱ سانتی متر مربع که روی ماسه با تراکم نسبی ۵۰ درصد قرار داشت گزارش شد. پی بر روی سطح خاک ماسه ای قرار داشت ($D_f = 0$). ماسه مذکور با لایه های

چندگانه ژئوتکستایل غیر بافتنی تقویت شده بود. مشخصات قرارگیری لایه های تقویتی و طول لایه های تقویتی به شرح ذیل است:

$$\left(\frac{h}{B} = 0.25, \frac{u}{B} = 0.5, \frac{b}{B} = 0.25, b = 0.62m \right)$$

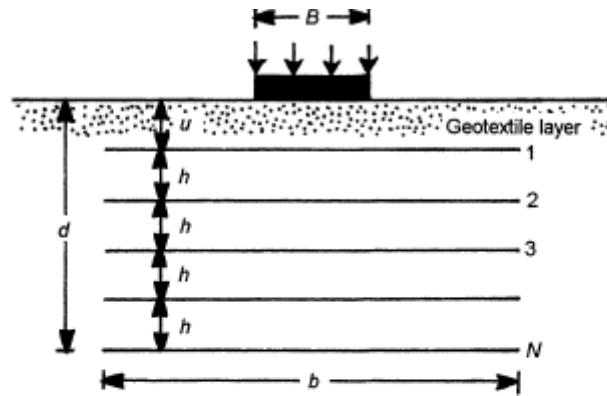
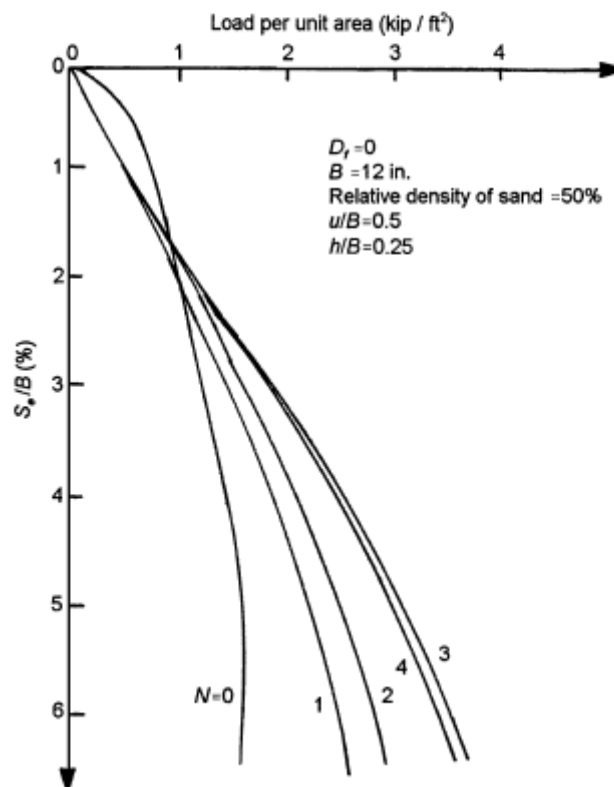


FIGURE 7.13 Foundation on geotextile-reinforced soil



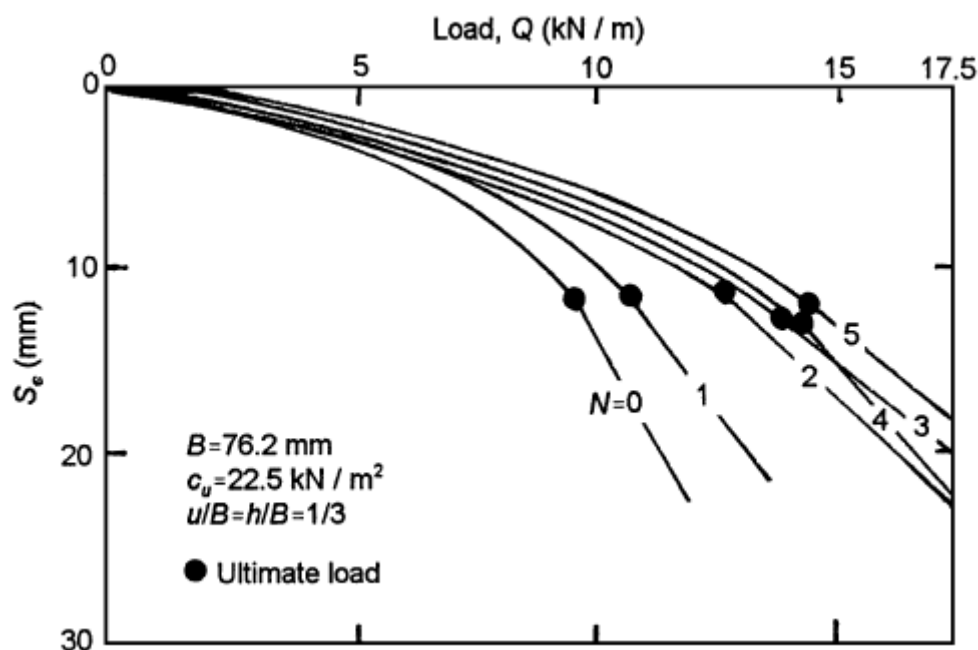
شکل ۱۵- شکل بالا) پی روی ماسه تقویت شده با ژئوتکستایل (شکل پایین) نتایج نشست بار نهایی بر اساس تنش اعمالی. در شکل پایین دیده می شود در حالتی که ماسه تقویت نشده است $N = 0$ در تنش اعمالی کمتری به حداکثر نشست بار نهایی میرسیم حال آنکه برای حالتی که ۳ یا ۴ لایه تقویتی داریم به ازاء همان مقدار نشست بار نهایی، تنش های اعمالی بیشتری به خاک وارد شده است.

ب.۲. در رس اشباع در حالت زهکشی نشده ($\phi = 0$)

نتایج مشابهی روی مدل آزمایشگاهی یک پی نواری قرار گرفته روی سطح رس اشباع (شرایط $\phi = 0$) که با ژئوتکستایل غیر بافتنی با درز حرارتی تقویت یافته گزارش دادند. پارامترهای زیر برای این آزمایشات به کار برده شدند:

$$\left(B = 76.2 \text{ mm} , C_u = 22.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} , \frac{u}{B} = \frac{h}{B} = 0.33 \right)$$

نمودارهای بار-نشست برای تعدادی از این آزمایشات در شکل ۱۶ نشان داده شده است. آزمایشات به وضوح نشان می دهد که ظرفیت باربری نهایی پی هنگامی که تقویت کننده ژئوتکستایل استفاده شود افزایش می یابد.



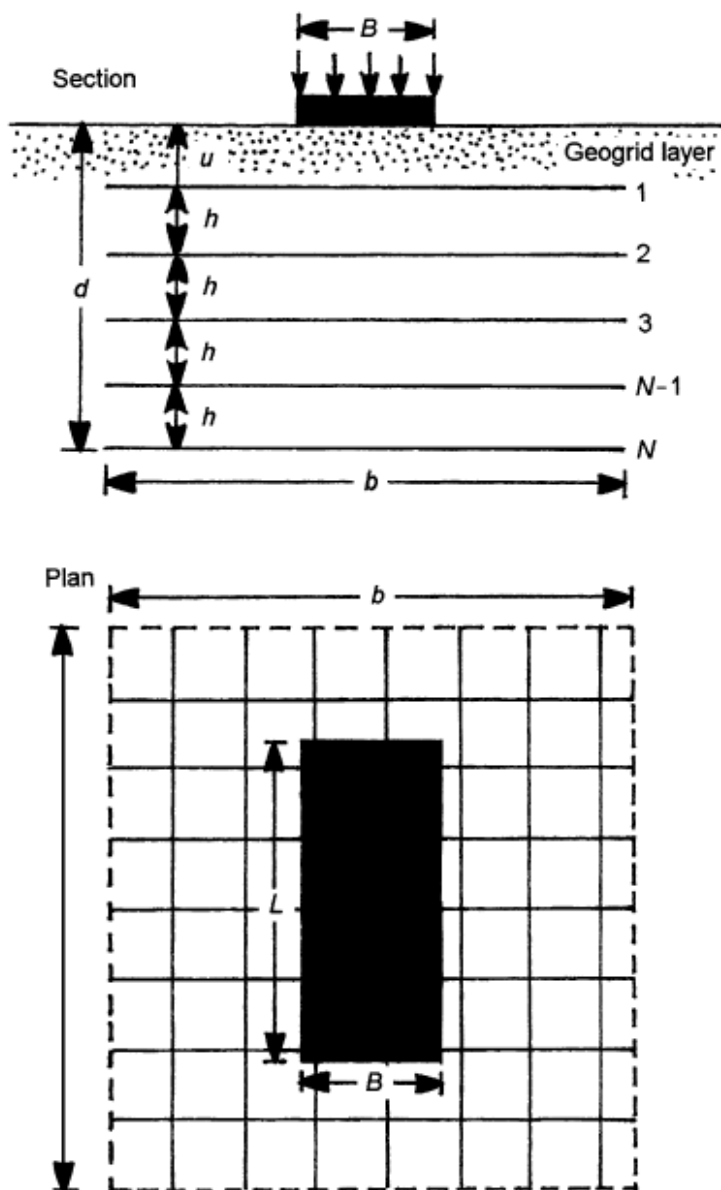
شکل ۱۶- نتایج مدل آزمایشگاهی روی رس اشباع، تقویت شده با ژئوتکستایل برای یک پی نواری

شکل های ۱۵ و ۱۶ نشان می دهند که تقویت با ژئوتکستایل موجب افزایش ظرفیت باربری نهایی پی روی ماسه و رس اشباع می گردد. اما برای نشست های کوچک پی، تقویت با ژئوتکستایل به سختی منجر به افزایش ظرفیت باربری پی می شود. علت آن عمدتاً این است که ژئوتکستایل از مواد شکل پذیر ساخته شده است. بنابراین پی باید به مقدار کافی نشست نماید که به لایه های ژئوتکستایل، شکلی زنجیروار داده به گونه ای که نیروی کششی گسترش یابد تا در مقابل تنش منتقل شده از پی مقاومت کند. طراحی اغلب پی ها با عرضی بزرگتر از یک متر به جای ظرفیت باربری نهایی توسط نشست مجاز کنترل می گردد. به این دلیل ژئوتکستایل ها ممکن است مصالحی مناسب برای تقویت خاک به منظور بهبود ظرفیت باربری نباشند.

ج. پی ها روی خاک تقویت شده با ژئوگرید:

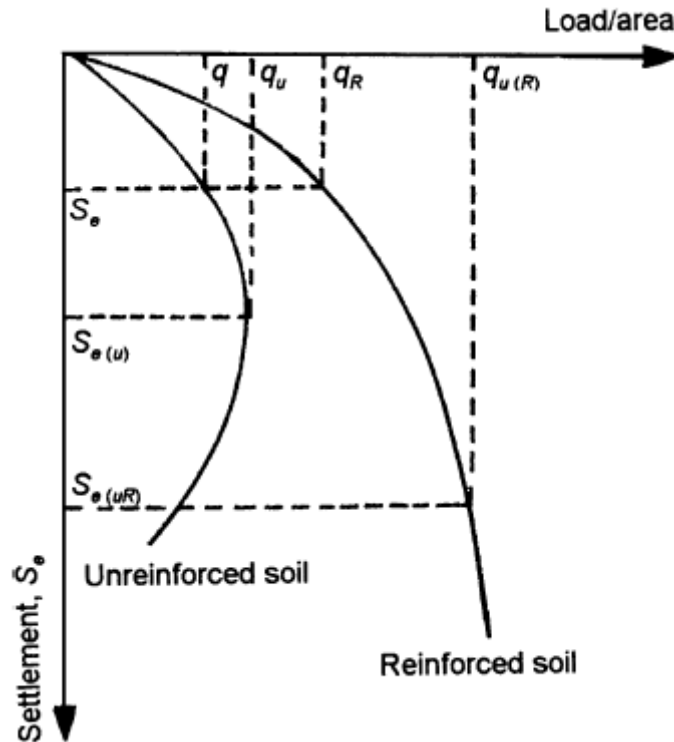
ژئوگریدها موادی سخت تر از ژئوتکستایل ها هستند. یک سری مطالعاتی بر روی مدل آزمایشگاهی به منظور ارزیابی ظرفیت باربری مجاز و نهایی پی های سطحی که توسط خاک تقویت یافته با لایه های ژئوگرید تحمل می شوند گزارش شده است. شکل ۱۷ پارامترهای کلی یک پی مستطیلی که روی سطح یک لایه خاک تقویت یافته با چند لایه ژئوگرید قرار گرفته، نشان می دهد. ابعاد پی B در L و ابعاد ژئوگرید b در l می باشد. اولین لایه ژئوگرید در عمق u زیر پی قرار دارد و فاصله قائم بین لایه های متوالی ژئوگرید h است. عمق کامل تقویت، d با رابطه زیر قابل بیان است:

$$d = u + (N - 1)h$$



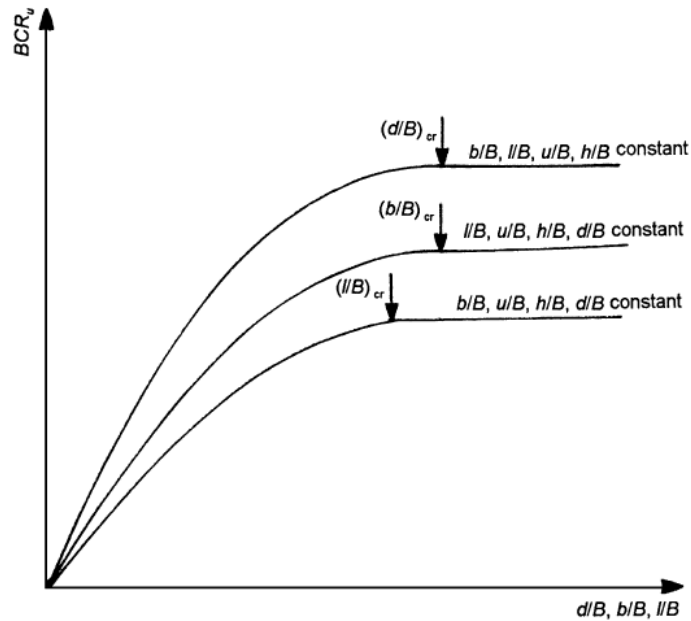
شکل ۱۷- پارامترهای هندسی یک پی مستطیلی که توسط خاک تقویت یافته با ژئوگرید تحمل می شود.

که N تعداد لایه های تقویت است. می توان تاثیر مثبت لایه های تقویت را جهت افزایش ظرفیت باربری بر حسب یک پارامتر بدون بعد که ضریب ظرفیت باربری ($BCR = \text{Bearing Capacity Ratio}$) نامیده می شود بیان کرد. شکل ۱۸ روند کلی نمودار بار - نشست را برای یک پی با و بدون تقویت با ژئوگرید نشان می دهد.



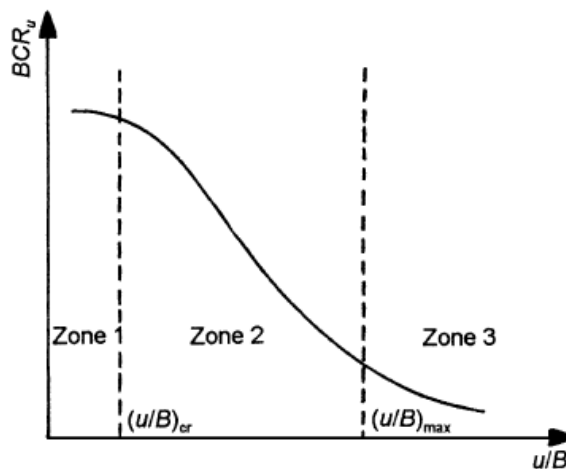
شکل ۱۸ - نمودار بار-نشست برای خاک بدون تقویت و تقویت شده با ژئوگرید که یک پی تحمل میکند

برای یک پی معین و به ازاء مقادیری از $\frac{h}{B}$ و $\frac{u}{B}$ ، $\frac{l}{B}$ ، $\frac{b}{B}$ مقدار BCR با $\frac{d}{B}$ افزایش می یابد تا به یک مقدار بیشینه ای در $\left(\frac{d}{B}\right)_{cr}$ می رسد و پس از آن ظرفیت باربری عملاً ثابت می ماند. ترم $\left(\frac{d}{B}\right)_{cr}$ نسبت عمق تقویت بحرانی می باشد. به ازاء مقادیری از $\frac{h}{B}$ ، $\frac{u}{B}$ ، $\frac{l}{B}$ و $\frac{d}{B}$ مقدار BCR در $\left(\frac{b}{B}\right)_{cr}$ که نسبت عرض بحرانی نامیده می شود به بیشینه مقدار خود میرسد. به گونه ای مشابه یک نسبت طول بحرانی $\left(\frac{l}{B}\right)_{cr}$ (به ازاء مقادیری از $\frac{h}{B}$ ، $\frac{u}{B}$ ، $\frac{b}{B}$ و $\frac{d}{B}$) به ازاء بیشینه مقدار BCR می توان در نظر گرفت. این مفاهیم در شکل ۱۹ نشان داده می شود.



شکل ۱۹- تعریف پارامترهای بدون بعد بحرانی - باید توجه داشته باشیم با افزایش هر یک از این پارامترهای بی بعد ضریب ظرفیت باربری افزایش می یابد تا در یک مقداری ثابت می شود. این مقدار را مقدار حدی یا بحرانی آن نسبت قلمداد می کنیم. به عبارتی با افزایش نسبت $\frac{d}{B}$ عمق بیشتری از خاک تقویت می شود و باعث افزایش ظرفیت باربری پی شده اما این افزایش تا عمقی ادامه دارد و بعد از آن هر چه ژئوگرید در عمق نصب شود بر ظرفیت باربری پی تاثیری نخواهد داشت. برای پارامترهای بی بعد دیگر نیز وضعیت به همین منوال است.

با بهره گیری از نتایج آزمایشات مدل آزمایشگاهی روند تغییرات BCR با $\frac{u}{B}$ در شکل ۲۰ نشان داده شده است. (میدانیم u فاصله اولین ژئوگرید با کف پی می باشد).

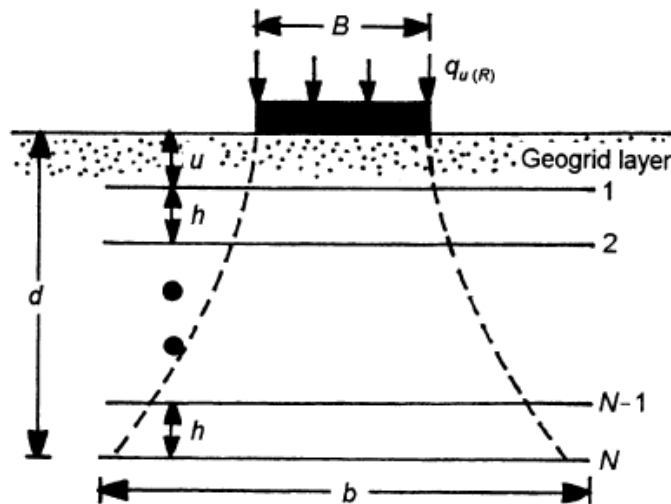


شکل ۲۰- روند تغییرات BCR بر حسب $\frac{u}{B}$

در ناحیه ۱، BCR با $\frac{u}{B}$ افزایش می یابد تا به یک مقدار بیشینه ای در $\left(\frac{u}{B}\right)_{cr}$ می رسد. به ازاء $\frac{u}{B} > \left(\frac{u}{B}\right)_{cr}$ مقدار

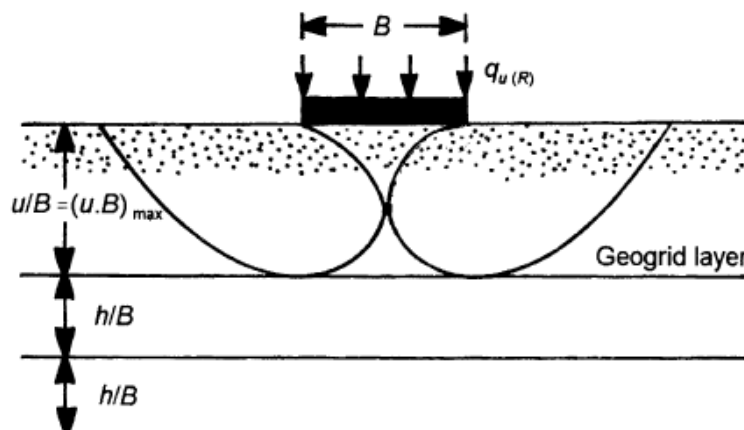
BCR کاهش می یابد (ناحیه ۲). به ازاء $\frac{u}{B} > \left(\frac{u}{B}\right)_{max}$ نمودار BCR بر حسب $\frac{u}{B}$ معمولاً افقی است (ناحیه ۳). به طور کلی

می توان چنین در نظر گرفت که در ناحیه ۱ و ۲ طبیعت سطح گسیختگی در خاک مانند شکل ۲۱-ا می باشد.



شکل ۲۱- سطح گسیختگی برای حالتی که $\frac{u}{B} < \left(\frac{u}{B}\right)_{max}$ است. بر اساس شکل گسیختگی منجر به پاره شدن لایه های ژئوگرید

شده و سپس سطح گسیختگی توسعه می یابد و تا عمق زیاد می شود. این نوع جایگذاری لایه های ژئوگرید به لحاظ فاصله بهینه u (اولین لایه تقویت کننده ژئوگرید) بهتر است چون وجود لایه تقویتی تاثیر بیشتری دارد و سطح گسیختگی با پارگی المان های تسلیح قابل توسعه است.



شکل ۲۲- سطح گسیختگی برای حالتی که $\frac{u}{B} \geq \left(\frac{u}{B}\right)_{max}$ است.

بر اساس شکل ۲۲، شکل گوه گسیختگی به گونه ای است که وجود لایه تقویتی اول فقط مانع توسعه گسیختگی تا اعماق پایین شده و به عبارتی از شدت گسیختگی می کاهد، اما کشش بالای لایه های ژئوگرید به مدد خاک نخواهد آمد و گسیختگی در لایه بالای اولین المان تسلیح که خاکی تنها است رخ می دهد. بهترین حالت جایگذاری اولین لایه تقویتی در $\left(\frac{u}{B}\right)_{cr}$ است. در ناحیه ۱ افزایش اولیه BCR با $\frac{u}{B}$ به علت افزایش فشار همه جانبه روی لایه های ژئوگرید است. در ناحیه ۳ که $\frac{u}{B} > \left(\frac{u}{B}\right)_{max}$ است سطح گسیختگی در خاک زیر پی کاملاً در قسمت فوقانی اولین لایه ژئوگرید که نظیر یک سطح نیمه سخت عمل میکند واقع میگردد.

روابط بین پارامترهای پی بعد بحرانی برای پی ها روی ماسه تقویت شده با ژئوگرید:

گتیم پارامترهای پی بعد بحرانی به معنای نسبت بهینه برای آن پارامتر می باشد. به عبارتی اگر فاصله مورد نظر بر آن اساس طراحی شود بهترین راندمان به دست خواهد آمد.

نسبت عمق تقویت بحرانی:

$$\text{به ازاء } 0 \leq \frac{B}{L} \leq 0.5 :$$

$$\left(\frac{d}{B}\right)_{cr} = 2 - 1.4 \left(\frac{B}{L}\right)$$

$$\text{به ازاء } 0.5 \leq \frac{B}{L} \leq 1 :$$

$$\left(\frac{d}{B}\right)_{cr} = 1.43 - 0.26 \left(\frac{B}{L}\right)$$

این دو رابطه نشان می دهد که نسبت $\left(\frac{d}{B}\right)_{cr}$ برای یک پی نواری در محدوده عمق $2B$ (در رابطه اول اگر $\frac{B}{L} = 0$ فرض شود) و برای یک پی مربعی در محدوده عمق $1.2B$ (در رابطه دوم اگر $\frac{B}{L} = 1$ باشد) خواهد بود. پس افزایش ظرفیت باربری فقط هنگامی رخ می دهد که تقویت در محدوده $2B$ برای پی نواری و $1.2B$ برای پی مربعی واقع شود.

نسبت عرض تقویت بحرانی:

$$\left(\frac{b}{B}\right)_{cr} = 8 - 3.5 \sqrt{\frac{B}{L}}$$

برای یک پی نواری مقدار $\left(\frac{b}{B}\right)_{cr}$ برابر ۸ و برای یک پی مربعی حدود ۴/۵ می باشد.

نسبت طول تقویت بحرانی:

$$\left(\frac{l}{B}\right)_{cr} = 3.5\left(\frac{B}{L}\right) + \frac{L}{B}$$

بعضی مقدار $\left(\frac{u}{B}\right)_{max}$ را حدود ۰/۶۷ و بعضی دیگر حدود ۰/۹ یا ۱ پیشنهاد کردند (برای پی نواری و مربعی). اما نکته اصلی

یافتن مقدار $\left(\frac{u}{B}\right)_{cr}$ است که به نظر میرسد برای پی های واقع بر ماسه مسلح شده با ژئوگرید حدود ۰/۲۵ تا ۰/۴ می باشد.

روابط بین پارامترهای پی بعد بحرانی برای پی ها روی رس اشباع زهکشی نشده تقویت شده با ژئوگرید:

نتایج تحقیقات آزمایشات بر روی یک پی نواری سطحی $\left(D_f = 0, \frac{B}{L} = 0\right)$ بر روی یک رس اشباع با حد روانی ۴۴ درصد و

نشانه خمیری ۲۰ درصد در زیر آمده است. برای تقویت رس اشباع از ژئوگرید استفاده شده است. نتایج به شرح ذیلند:

$$1. \left(\frac{u}{B}\right)_{cr} \approx 0.4$$

$$2. \left(\frac{u}{B}\right)_{max} \approx 0.9-1$$

این مقدار تقریباً برابر با یک است.

$$3. \left(\frac{b}{B}\right)_{cr} \approx 4-4.5$$

نسبت عرض بحرانی برابر است با:

$$4. \left(\frac{d}{B}\right)_{cr} \approx 1.8$$

نسبت عمق تقویت بحرانی برابر است با: همچنین دیده می شود نسبت $\left(\frac{d}{B}\right)_{cr}$ مستقل از مقاومت

چسبندگی زهکشی نشده رس C_u می باشد.

با جمع بندی پارامترهای پی بعد برای پی نواری تقویت شده توسط ژئوگرید بر روی خاک ماسه ای و خاک رسی اشباع در حالت

زهکشی نشده به نتایج ذیل دست می یابیم:

$$1. \left(\frac{u}{B}\right)_{cr} \approx 0.25-0.4 \text{ و برای رس اشباع زهکشی نشده } \left(\frac{u}{B}\right)_{cr} \approx 0.4$$

$$۲. \text{ برای ماسه و رس اشباع زهکشی نشده داریم: } \left(\frac{u}{B}\right)_{\max} \approx 0.9 - 1$$

$$۳. \text{ نسبت عرض بحرانی برای ماسه } \left(\frac{b}{B}\right)_{cr} \approx 8 \text{ و برای رس اشباع زهکشی نشده } 4 - 4.5 \approx \left(\frac{b}{B}\right)_{cr}$$

$$۴. \text{ نسبت عمق تقویت بحرانی برای ماسه } \left(\frac{d}{B}\right)_{cr} \approx 2B \text{ و برای رس اشباع زهکشی نشده برابر } \left(\frac{d}{B}\right)_{cr} \approx 1.8B$$

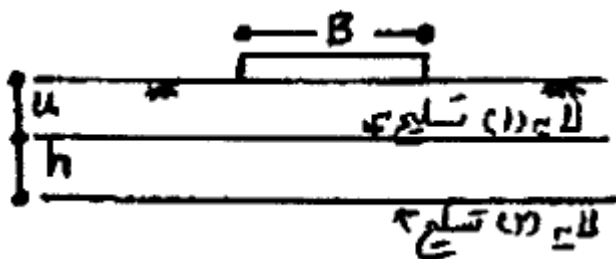
تقاط مشترک در ماسه و رس اشباع زهکشی نشده برای پی نواری در موارد زیر جلب نظر می کند:

$$\text{الف. } \left(\frac{u}{B}\right)_{cr} = \left(\frac{u}{B}\right)_{opt} \approx 0.4 \text{ (اولین ژئوگرید باید در فاصله تقریبی } 0.4B \text{ از کف پی قرار بگیرد)}$$

ب. $\left(\frac{u}{B}\right)_{\max} = 1$ (اگر اولین لایه ژئوگرید در فاصله B از کف پی قرار داشته باشد عملاً تاثیری بر ظرفیت باربری پی نخواهد داشت).

ج. $\left(\frac{d}{B}\right)_{cr} \approx 2$ (المان های تقویتی ژئوگرید باید در محدوده صفر تا $2B$ در عمق توزیع شوند و در صورتی که در عمق بیشتری توزیع شوند تاثیری بر ظرفیت باربری نخواهند داشت).

تست ۷: یک پی مربع به بعد B روی خاک مسلح با دو لایه تسلیح قرار دارد. در کدام یک از حالات زیر تسلیح خاک بر ظرفیت باربری پی بیشترین تاثیر را دارا می باشد؟ (کنکور دکترای سراسری ۹۲)



$$(۱) \frac{u}{B} > 0.5, \frac{h}{B} > 0.5$$

$$(۲) \frac{u}{B} < 0.5, \frac{h}{B} < 0.5$$

$$(۳) \frac{u}{B} < 0.5, \frac{h}{B} > 0.5$$

$$(۴) \frac{u}{B} > 0.5, \frac{h}{B} < 0.5$$

پاسخ:

با توجه به اینکه نوع خاک مشخص نشده و فقط نوع پی مشخص است به سراغ مفاهیم مطرح شده در بحث بالا می رویم. گفتیم فاصله اولین تقویت کننده از کف پی (u) نباید از یک مقدار حدی بیشتر شود، زیرا تاثیرش را از دست خواهد داد. پس طبیعتاً گزینه هایی که دارای $\frac{u}{B} > 0.5$ می باشند اشتباه است (گزینه های ۱ و ۴ رد می شوند). اما برای یافتن نسبت $\frac{h}{B}$ برای خاک ماسه ای و پی مربعی $d = 1.2B$ و برای خاک رسی اما با پی نواری $d = 1.8B$ تقریب زده شده است. پس اگر $u = 0.4B$ باشد برای تسلیح با ژئوگراید با پی مربعی داریم:

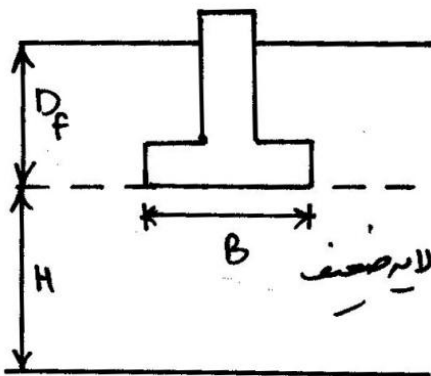
$$(sand) \quad d = u + h \rightarrow 0.4B + h \leq 1.2B \rightarrow h \leq 0.8B$$

همچنین برای تسلیح با ژئوتکستایل با پی مربعی داریم:

$$(sand) \quad d = u + h \rightarrow 0.4B + h \leq B \rightarrow h \leq 0.6B$$

به این ترتیب می توان نتیجه گرفت: $\left(\frac{h}{B} < 0.5\right)$ بهترین گزینه خواهد بود. لازم به ذکر است در تحقیقات مختلف، بیشتر

محدوده $\left(0.25 < \frac{h}{B} < 0.33\right)$ مورد استفاده قرار میگیرد. گزینه ۲



تست ۸: مطابق شکل یک پی نواری به عرض B در عمق D_f یک خاک ضعیف قرار گرفته است. یک خاک قوی تر در عمق H متری زیر تراز کف پی

قرار دارد. با افزایش $\left(\frac{H}{B}\right)$:

۱. ظرفیت باربری پی زیاد می شود و سپس ثابت میماند.
۲. ظرفیت باربری پی کم می شود و از عمقی به بعد ثابت میماند.
۳. ظرفیت باربری پی تغییری نمی کند.

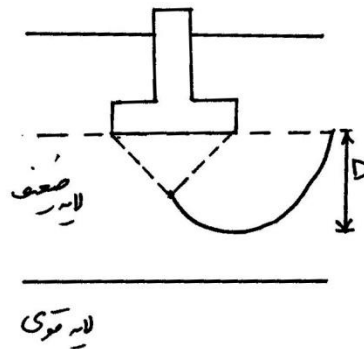
۴. ظرفیت باربری ابتدا با نرخ آهسته و سپس در $\left(\frac{H}{B}\right)$ های زیاد

بطور سریع کاهش میابد.

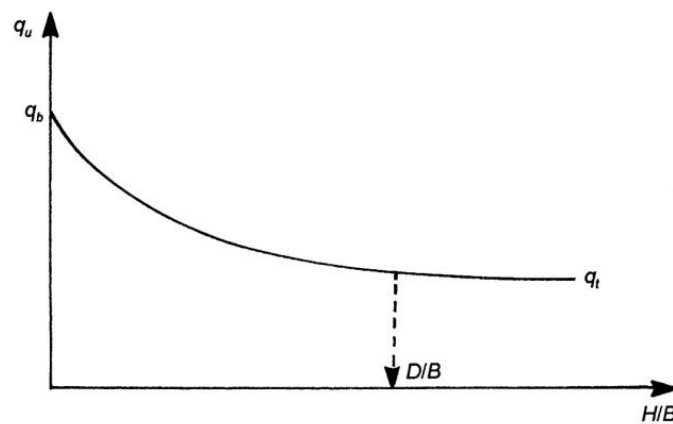
پاسخ:

اگر فرض کنیم $(H = 0)$ باشد به عبارتی پی مستقیماً بر روی خاک قوی قرار داشته باشد، بیشترین ظرفیت باربری را داریم که برابر با ظرفیت باربری لایه قوی است (q_{u2}) . حال اگر H متر لایه ضعیف وجود داشته باشد تا به لایه قوی برسیم طبیعتاً ملاک اصلی ظرفیت باربری لایه ضعیف خواهد بود و ظرفیت باربری کاهش می یابد. پس هر چه $\frac{H}{B}$ زیاد شود ظرفیت باربری کاهش می یابد تا جایی که اگر ضخامت لایه ضعیف خیلی زیاد شود فرض می کنیم اصلاً لایه قوی وجود نداشته است و ظرفیت باربری پی همان ظرفیت باربری لایه ضعیف است (q_{u1}) . این حد که در اعماق بیشتر از آن ظرفیت باربری ثابت فرض می شود عمقی است که گوه گسیختگی تا آن عمق زیر پی گسترش می یابد. پس مطابق شکل ۲۳ برای اعماق بیشتر از D فرض می

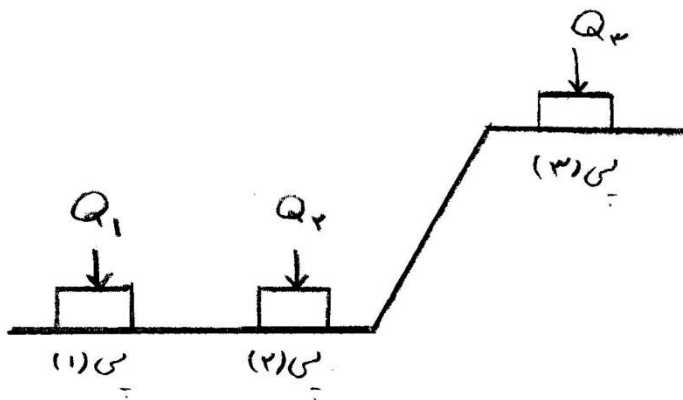
شود بود یا نبود لایه قوی تاثیری بر ظرفیت باربری پی ندارد و این مطلب در مفاهیم ظرفیت باربری، تعیین کننده است. لذا گزینه ۲ صحیح است.



شکل ۲۳- نمایش عمق تاثیر گذار بر لایه ضعیف



شکل ۲۴- تغییرات ظرفیت باربری پی بر حسب نسبت $\frac{H}{B}$



تست ۹: مطابق شکل، ۳ پی سطحی بر روی سطح خاکی قرار گرفته اند. پی (۱) در فاصله دور از پای شیب، پی (۲) در پای شیب و پی (۳) در بالای شیب جای گرفته اند. بر این اساس کدام یک از موارد زیر در مورد بار محوری قابل تحمل برای هر یک از پی ها صحیح می باشد؟ (کنکور دکترای آزاد ۹۲)

$$Q_1 \geq Q_2, Q_1 \geq Q_3 \quad (1)$$

$$Q_1 \geq Q_2, Q_1 \leq Q_3 \quad (2)$$

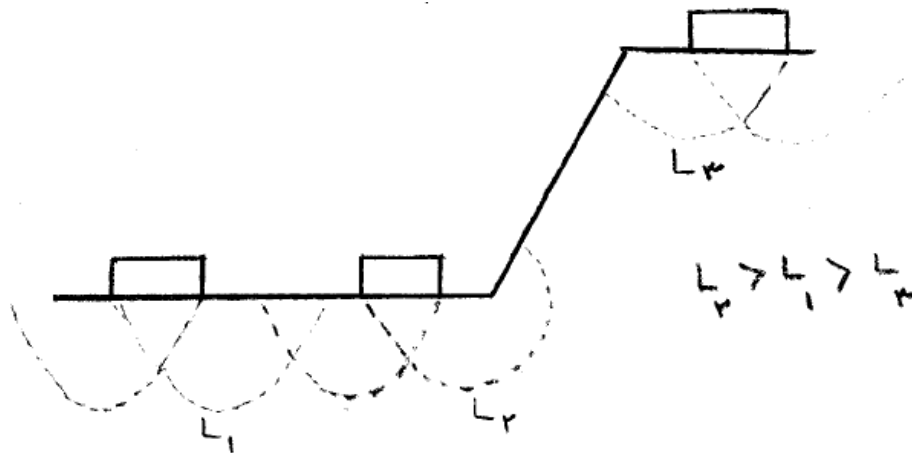
$$Q_1 \leq Q_2, Q_1 \geq Q_3 \quad (3)$$

$$Q_1 \leq Q_2, Q_1 \leq Q_3 \quad (4)$$

پاسخ: گزینه ۳

پی (۱) بر روی سطح زمین قرار دارد و ظرفیت باربری اش از رابطه کلاسیک ترازقی قابل محاسبه خواهد بود. اما مطابق شکل ۲۵ پی (۲) دارای طول گسیختگی بیشتری از کران راست خواهد بود و طول بیشتری از خاک در برابر گسیختگی مقاومت می کنند همچنین فشار سربار در آن بخش بیشتر از پی (۱) می باشد، لذا پی (۲) می تواند ظرفیت باربری بیشتری در قیاس با پی (۱) داشته باشد. البته باید در نظر داشت معمولا حالت بحرانی تر را در طراحی در نظر می گیریم مثلا برای پی (۲) سمت چپ که طول گسیختگی کمتر و فشار سربار نیز کمتر می باشد می توان آن را مبنا گرفت پس در صورتی که معیار سمت چپ پی (۲) باشد پی (۱) و (۲) برابرند و اگر سمت راست پی (۲) معیار باشد آنگاه $Q_2 > Q_1$ خواهد بود. بر همین اساس پی (۳) از سمت چپ هم طول گسیختگی کمتری دارد و هم فشار سربار کمتری. پس جمله $q = \gamma D_f$ در رابطه ترازقی به خاطر کاهش فشار سربار کمتر شده و به این ترتیب کاهش طول گسیختگی نیز شرایط را بحرانی تر می کند و در قیاس با پی (۱) می توانیم بگوییم:

$$Q_1 \geq Q_3$$



شکل ۲۵- طول گسیختگی برای پی های سطحی در سه حالت مختلف. بر اساس شکل دیده می شود پی واقع بر بالای شیب دارای شرایط بحرانی تری است و پی واقع بر پای شیب شرایط مطمئن تری دارد.

شمع ها تحت اثر بار محوری

میدانیم در مبحث شمع ها، مباحث مربوط به بار محوری که جزء سرفصل مهندسی پی کارشناسی می باشد با مباحث مربوط به درس پی پیشرفته ادغام شده و تفکیک ناپذیر است لذا در سوالات کنکور دکترا نیز با تست هایی مواجه می شویم که مربوط به سوالات مهندسی پی مقطع کارشناسی است و می تواند در کنکور کارشناسی ارشد مطرح شود. با این مقدمه به سراغ مباحث طرح شده در کنکور دو سال اخیر دکترا می رویم.

۵. ظرفیت باربری شمع ها:

ظرفیت باربری محوری یک شمع مجموع ظرفیت باربری نوک و جدار شمع می باشد:

$$Q_u = Q_s + Q_p$$

Q_p ظرفیت باربری نوک و Q_s ظرفیت باربری جدار شمع است:

برای محاسبه Q_p ترزاقی از رابطه ظرفیت باربری پی سطحی بهره جست با این فرض که چون شمع عرض کمی دارد جمله سوم را لحاظ نمی کنیم ($B = 0$)

$$q_p = cN_c^* + \bar{q}N_q^*$$

اما برای خاک صرفاً چسبنده $\phi = 0$ و داریم: ($N_c^* = 9$, $N_q^* = 1$)

$$q_p = 9C_u + \bar{q}$$

در جهت ضریب اطمینان \bar{q} را نیز لحاظ نمی کنیم:

$$q_p = 9C_u \rightarrow Q_p = 9C_u A_p$$

A_p مساحت نوک شمع

پس به این ترتیب اگر تراز آب تغییر کند Q_p تغییری نخواهد کرد زیرا تابع A_p و C_u است. اما برویم سراغ بحث Q_s . برای رس ها Q_s در دو حالت قابل بررسی است: الف. روش α (کوتاه مدت):

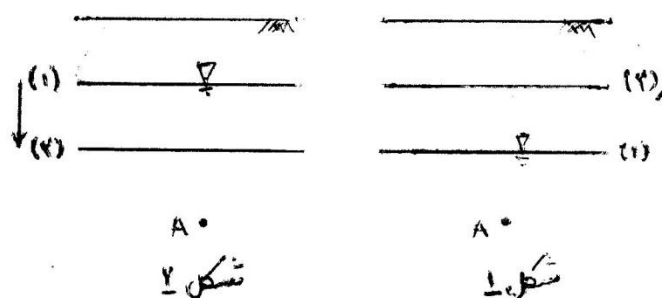
$$Q_s = f_s PL = \alpha C_u PL$$

L طول شمع، P محیط شمع و α ضریب هم چسبی که تابع C_u است. در این حالت هم تغییر تراز آب در Q_s تغییری ایجاد نمی کند. زیرا میدانیم زمانی تغییر تراز آب منجر به تغییر در Q_s یا Q_p می شود که تنش موثر تغییر کند. ب. روش β : (بلند مدت)

$$Q_s = \beta \sigma'_v = k \sigma'_v \tan \phi_R$$

اگر σ'_v تغییر کند Q_s بلند مدت تغییر می کند. برای مثال اگر تراز آب در بالای سطح خاک تغییر کند تنش موثر تغییر نمی کند و پس Q_s در این حالت هم تغییری نخواهد داشت و متعاقباً Q_u ثابت خواهد ماند.

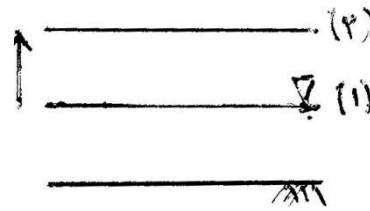
از مکانیک خاک بخاطر داریم اگر تراز آب مثل شکل ۲۶-۱ در داخل زمین بالا بیاید فشار آب حفره ای در نقطه ای مثل A زیاد و تنش موثر کم می شود و چون تنش موثر شاخص مقاومت خاک است پس کلاً بالا آمدن آب و نزدیک شدن به سطح زمین در خلاف جهت ضریب اطمینان است. اما اگر آب در داخل زمین پایین برود از سازه دور شده و طبیعتاً فشار آب حفره ای (که همواره مشکل ساز می باشد) کاهش یافته و تنش موثر (مقاومت خاک) افزایش می یابد. فلذا پایین رفتن آب درون زمین (زیر سطح خاک) در جهت ضریب اطمینان است.



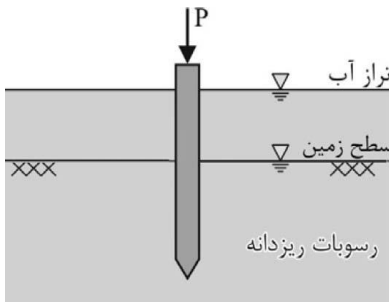
شکل ۲۶-۱) تراز آب درون زمین از تراز (۱) به تراز (۲) بالا رفته و منجر به کاهش تنش موثر و شرایط بحرانی شده است.

شکل ۲۶-۲) تراز آب درون زمین از تراز (۱) به تراز (۲) کاهش یافته و منجر به افزایش تنش موثر و بهبود شرایط خاک شده است.

با این تفاسیر وقتی تراز آب در بالای سطح زمین تغییر کند (چه بالا برود چه پایین بیاید) (شکل ۲۷) چون تنش کل و فشار آب به یک اندازه تغییر می کنند و تنش موثر ثابت است لذا در خاک، اتفاقی به لحاظ مقاومتی رخ نخواهد داد.



شکل ۲۷- افزایش تراز آب در بالای سطح زمین. در این حالت تنش موثر تغییر نمی کند.



تست ۱۰: (کنکور ارشد سراسری عمران ۸۱)

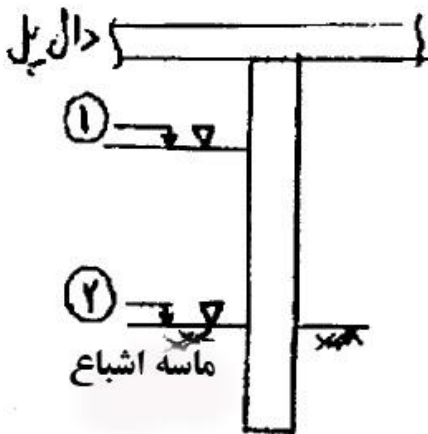
تراز آب از سطح زمین به دلیل بارندگی زیاد بالا می رود و مدت زیادی می ایستد.

بدین ترتیب در مورد ظرفیت باربری شمع می توان گفت:

- (۱) فقط بدلیل تورم خاک افزایش می یابد.
- (۲) در کوتاه مدت و دراز مدت کاهش می یابد.
- (۳) در کوتاه مدت ثابت است ولی در دراز مدت کاهش می یابد.
- (۴) در کوتاه مدت و دراز مدت هیچ تغییری نمی کند.

پاسخ: بر اساس آنچه گفته شد چون تغییرات آب در بالای سطح خاک رخ داده لذا تنش موثر تغییر نمی کند به این ترتیب در

کوتاه مدت و دراز مدت تغییری نخواهیم داشت. گزینه ۴



تست ۱۱: یک شمع به عنوان پایه پل درون یک لایه ماسه ای اشباع کوبیده شده

است. اگر تراز آب به تدریج از ۱ به ۲ تنزل یابد ظرفیت باربری محوری شمع:

(۱) تغییر نمی کند

(۲) زیاد می شود

(۳) کم می شود

(۴) در دراز مدت و کوتاه مدت متفاوت است.

پاسخ: برای ظرفیت باربری نوک در خاک دانه ای داریم:

$$Q_p = A_p (CN_c^* + q'N_q^*) \xrightarrow{C=0} Q_p = A_p q' N_q^*$$

q' تنش موثر در تراز نوک شمع است. با توجه به اینکه با کاهش تراز آب تنش موثر تغییر نکرده لذا ظرفیت باربری نوک تغییر

نمی کند. همچنین برای محاسبه Q_s (اصطکاک جدار شمع) داریم:

$$Q_s = P \int_0^L f(z) dz = P \times A_{f_s-z}$$

P محیط شمع و A_{f_s-z} مساحت زیر نمودار $f_s - z$ می باشد.

$$f_s = k \sigma' \tan \delta$$

چون تنش موثر تغییر نکرده پس مساحت زیر نمودار هم ثابت بوده و Q_s تغییر نمی کند لذا:

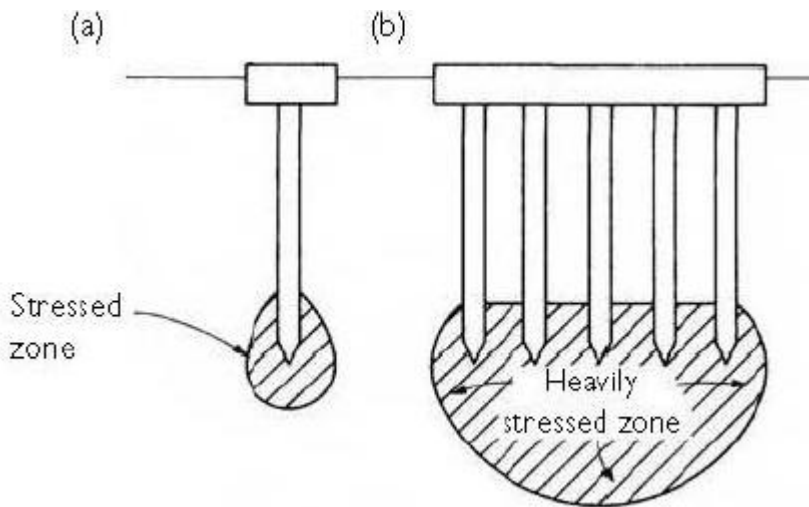
$$Q_u = Q_s + Q_p = cte$$

تغییری در توان محوری شمع ایجاد نمی شود. میدانیم در خاک های دانه ای شرایط دراز مدت و کوتاه مدت تفاوتی ندارد (به

دلیل نفوذپذیری زیاد خاک های دانه ای). گزینه ۱

۶. نشست گروه شمع:

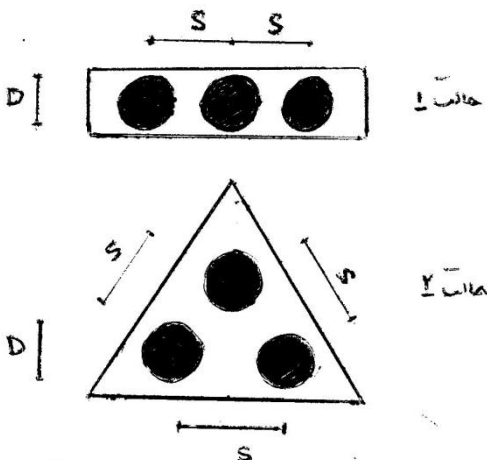
نشست گروه شمع بیشتر است یا یک تک شمع؟ با این فرض که تنش اعمالی به هر دو یکسان باشد. برای پاسخ به این سوال باید



به این نکته توجه داشته باشیم که معیار اصلی در تعیین میزان نشست چیست؟ بر اساس مباحثی که در تست ۵ و پیوست آن صحبت شد گفتیم هر چه حباب های تنش عمیق تر و عریض تر باشد بخش بیشتری از خاک را متأثر کرده لذا نشست خاک بیشتر خواهد بود. به همین دلیل برای پاسخ به سوال فوق باید بینیم حباب های تنش در کدام مورد بیشتر است؟

شکل ۲۸- ناحیه تحت تاثیر تنش در (a) تک شمع (b) گروه شمع

با بررسی نشست تک شمع و گروه شمع دیدیم نشست گروه شمع بیشتر است حال سوال دیگر اینکه سختی تک شمع بیشتر است یا گروه شمع و چرا؟ با کمی دقت درمیابیم هر چه نشست المانی بیشتر باشد طبق رابطه $(P = K \Delta)$ و با فرض اعمال نیروی یکسان، سختی کمتر خواهد بود. پس سختی گروه شمع کمتر از سختی تک شمع می باشد. در این باره نکات دیگری نیز قابل طرح است.



تست ۱۲: (کنکور دکترای آزاد ۹۲ ژئوتکنیک)

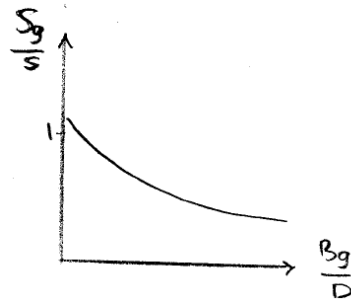
با فرض شرایط یکسان به لحاظ نوع خاک و شمع و بارگذاری یکسان در کدام یک از حالات زیر نشست گروه شمع بیشتر است؟

- (۱) حالت ۱
- (۲) حالت ۲
- (۳) هر دو یکسان است
- (۴) نمی توان قضاوت کرد

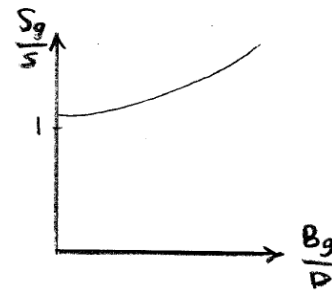
پاسخ:

طبق رابطه $P = k \Delta$ با فرض بارگذاری یکسان، هر چه سختی گروه شمع بیشتر باشد نشست کمتری خواهد داشت. پس باید دو گروه شمع را به لحاظ میزان سختی با یکدیگر مقایسه کنیم. چون در گروه شمع حالت ۲ آرایش شمعها فشرده تر می باشد لذا سختی گروه از سختی گروه شمع نواری بیشتر بوده و طبیعتاً نشست کمتری خواهد داشت. پس در حالت ۱ نشست بیشتری خواهیم داشت. گزینه ۱ صحیح می باشد.

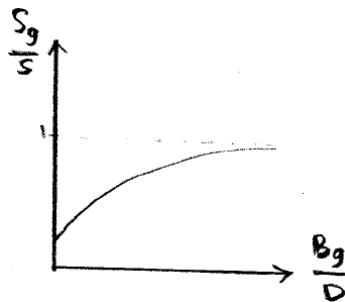
تست ۱۳: برای تخمین نشست الاستیک گروه شمع نسبت به تک شمع بر حسب نسبت عرض محاط بر گروه شمع به عرض تک شمع کدام یک از نمودارهای زیر منطقی تر می باشد؟



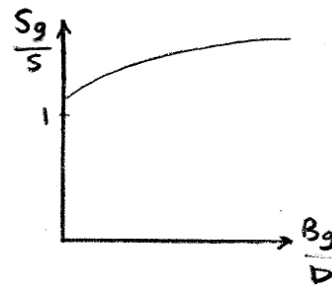
(۲)



(۱)



(۴)



(۳)

پاسخ: با توجه به رابطه ارائه شده در مورد نشست الاستیک گروه شمع توسط وسیک $\left(\frac{S_g}{S} = \sqrt{\frac{B_g}{D}}\right)$ نسبت نشست گروه

شمع به نشست تک شمع رابطه مستقیم با جذر نسبت عرض محاط بر گروه شمع به قطر (عرض) تک شمع دارد. لذا طبق رابطه فوق اگر عرض محاط بر گروه شمع ۴ برابر عرض تک شمع باشد نشست گروه شمع ۲ برابر نشست تک شمع خواهد بود و به همین ترتیب این نسبت رادیکالی افزایش خواهد یافت. لذا گزینه ۳ صحیح است.

۷. توزیع بار در گروه شمع

الف. بار بر مرکز هندسی گروه شمع اعمال شود:

در این حالت نیروی ایجاد شده در هر شمع به نسبت مساحت بین آنها توزیع می شود یعنی:

$$F_{i1} = P \cdot \frac{A_i}{\sum A}$$

که در آن P بار محوری وارده بر مرکز هندسی گروه شمع و A_i مساحت هر تک شمع می باشد.

ب. در صورتی که بار دقیقاً بر مرکز هندسی گروه شمع اعمال نشود:

در این حالت یک ممان هم ایجاد می شود به این ترتیب نیروی ایجاد شده در هر شمع از رابطه ذیل بدست می آید:

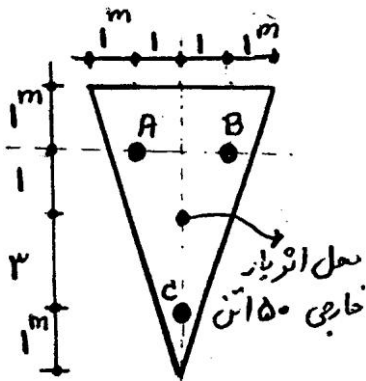
$$F_i = F_{i1} + F_{i2}$$

که در آن $F_{i1} = P \cdot \frac{A_i}{\sum A}$ (همان رابطه بالا) و F_{i2} نیروی داخلی ایجاد شده به ازاء لنگر موجود است که بصورت زیر خواهد

بود: (خروج از مرکزیت یک جهته)

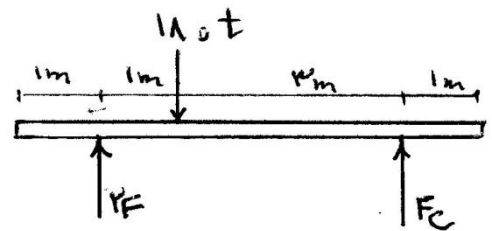
$$F_{i2} = A_i \cdot \frac{Md_i}{I}$$

A_i مساحت هر شمع، d_i فاصله هر شمع از محور عبوری از مرکز گروه شمع و I ممان اینرسی شمع ها حول محور عبوری از مرکز شمع می باشد. چون معمولاً نسبت نیروها یا سختی ها مطرح است لذا غالباً M و I از صورت و مخرج حذف شده و میتوان گفت نیروی اعمالی به هر شمع ناشی از لنگر (F_{i2}) تابع حاصلضرب مساحت شمع در d_i می باشد.



تست ۱۴: (کنکور سراسری ارشد عمران ۹۱) یک کلاهک بتنی صلب مثلثی بضخامت یک متر مطابق شکل قرار است بار خارجی ۱۵۰ تن را به سه شمع A, B و C انتقال دهد. در صورتی که قطر و طول هر سه شمع یکسان و وزن مخصوص بتن برابر ۲/۵ تن بر مترمکعب باشد بار وارده بر شمع ها چند تن است؟

پاسخ: با توجه به توضیحات ارائه شده انتظار داریم نیروی داخلی ایجاد شده در شمع های A و B یکسان باشد اما با توجه به هندسه بارگذاری می بینیم بار اعمالی به مرکز گروه شمع وارد نشده است فلذا: (W وزن کلاهک)



$$W = \gamma_c V_c = \gamma_c A \times 1 = 2.5 \left(\frac{4 \times 6}{2} \right) \times 1 = 30 \text{ ton}$$

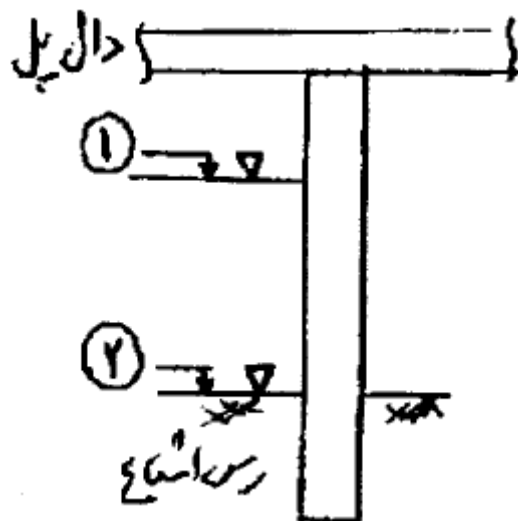
شکل ۲۹- نقطه اثر نیروها در هر یک از شمع ها

$$\sum M_c = 0 \rightarrow 2F \times 4 = 180 \times 3 \rightarrow F = F_A = F_B = 67.5 \text{ ton}$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow F_c + 2F = 180 \rightarrow F_c + 2(67.5) = 180 \rightarrow F_c = 45 \text{ ton}$$

۸. تست های کنکور دکترا

تست ۱۵: یک شمع به عنوان پایه پل درون یک لایه خاک رسی کوبیده شده است. اگر تراز آب به تدریج از ۱ به ۲ تنزل پیدا کند، گزینه صحیح کدام است؟ (کنکور دکترای سراسری ۹۲)



(۱) تغییری در توان محوری شمع ایجاد نمی شود، زیرا تحکیم صورت نمی گیرد.

(۲) چون تحکیم در لایه رسی اتفاق می افتد، به دلیل اصطکاک منفی، شمع با کاهش توان محوری روبرو میگردد.

(۳) در کوتاه مدت تغییری در توان محوری شمع ایجاد نمی گردد، ولی در دراز مدت کاهش می یابد.

(۴) در کوتاه مدت توان محوری شمع افزایش می یابد، ولی در دراز مدت ثابت می ماند.
پاسخ:

$$q_p = 9C_u \rightarrow Q_p = 9C_u \cdot A_p$$

A_p مساحت نوک شمع

پس به این ترتیب با تغییر تراز آب Q_p تغییری نمی کند. اما برویم سراغ بحث Q_s .
برای رس ها Q_s در دو حالت قابل بررسی است: الف. روش α (کوتاه مدت):

$$Q_s = f_s PL = \alpha C_u PL$$

L طول شمع، P محیط شمع و α ضریب هم چسبی که تابع C_u است. در این حالت تغییر تراز آب در Q_s تغییری ایجاد نمی کند.

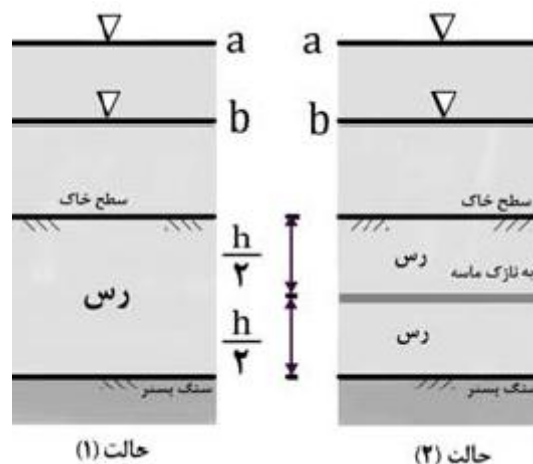
ب. روش β (بلند مدت)

$$Q_s = \beta \sigma'_V = k \sigma'_V \tan \phi_R$$

اگر σ'_V تغییر کند Q_s بلند مدت تغییر می کند ولی چون تراز آب در بالای سطح خاک تغییر کرده تنش موثر تغییر نمی کند و پس Q_s در این حالت هم تغییری نخواهد داشت و متعاقبا Q_u ثابت خواهد ماند.

تست ۱۶: تراز آب از a به b افت می کند و همواره در b باقی میماند، به طوریکه لایه رس پیوسته در زیر آب است. درباره

تحکیم لایه رس در دو حالت (۱) و (۲) می توان گفت: (کنکور ارشد سراسری ۸۱)



(۱) سرعت نشست و نشست نهایی در هر دو حالت مساوی است.

(۲) هم نشست نهایی و هم سرعت نشست در حالت (۲) بیشتر از حالت (۱) است.

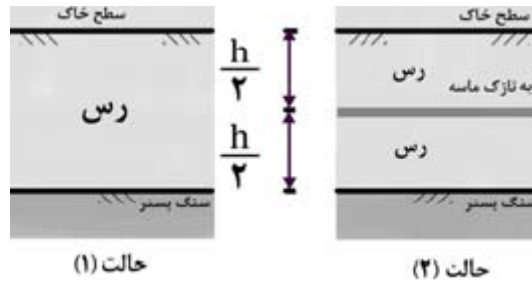
(۳) نشست نهایی هر دو حالت مساوی است ولی سرعت تحکیم حالت (۲) بیشتر از حالت (۱) است.

(۴) در هیچ حالت تحکیم صورت نمی گیرد.

پاسخ:

میدانیم نشست تحکیمی از رابطه $(\Delta H = H_0 m_v \Delta \sigma')$ بدست می آید. به این ترتیب زمانی نشست تحکیمی خواهیم داشت که تغییراتی در تنش موثر رخ دهد. با توجه به مباحث مطرح شده چون تغییر تراز آب در بالای سطح زمین بوده لذا تنش موثر تغییری نمی کند و $(\Delta \sigma' = 0)$ می باشد پس نشست تحکیمی رخ نخواهد داد. گزینه ۴ صحیح است.

حال سوال فوق را به صورت زیر در نظر بگیریم. فرض کنیم تغییر تراز آب به گونه ای باشد که نشست تحکیمی رخ می دهد. با این فرض در کدام یک سرعت تحکیم بیشتر خواهد بود؟ (حالت (۱) یا (۲)؟)

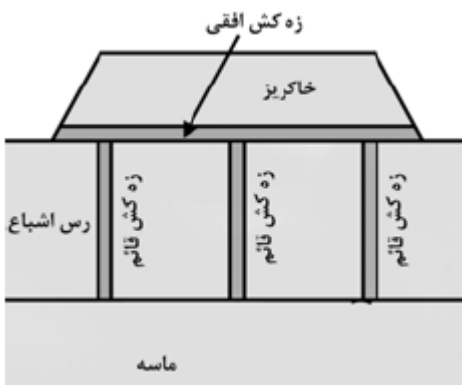


چون در حالت (۲) یک لایه زهکش طبیعی در نصف لایه رس قرار دارد پس طول زهکشی را نصف کرده به این ترتیب مدت زمانی که لازم است تا دورترین قطره آب به زهکش برسد در حالت (۱) برابر $\frac{h}{2}$ و در حالت (۲) برابر نصف $\frac{h}{2}$ یعنی $\frac{h}{4}$ می باشد. به این ترتیب زمان زهکشی در حالت (۲) کمتر خواهد بود:

$$\frac{t_2}{t_1} = \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^2 \rightarrow \frac{t_2}{t_1} = \left(\frac{\frac{h}{4}}{\frac{h}{2}} \right)^2 = \frac{1}{4}$$

زمان زهکشی حالت (۲) یک چهارم برابر حالت (۱) است، پس سرعت زهکشی حالت (۲) چهار برابر حالت (۱) است.

تست ۱۷: یک خاکریز بر روی یک لایه رس اشباع قرار دارد (حالت اول). سپس یک سری زهکش های قائم در لایه رسی و یک زهکش افقی در مرز خاکریز و لایه رسی قرار می گیرد (حالت دوم). مطابق شکل). در کدام حالت میزان نشست تحکیمی و در کدام حالت سرعت تحکیم بیشتر است؟



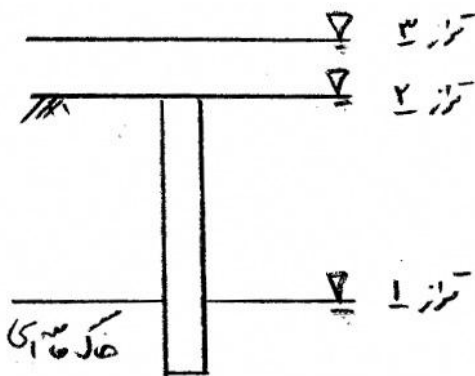
- (۱) میزان تحکیم برابر و سرعت تحکیم در حالت اول بیشتر است.
- (۲) میزان تحکیم برابر و سرعت تحکیم در حالت دوم بیشتر است.
- (۳) میزان تحکیم در حالت اول بیشتر و سرعت تحکیم برابر است.
- (۴) میزان تحکیم در حالت دوم بیشتر و سرعت تحکیم برابر است.

پاسخ:

به فرض روی دادن نشست تحکیمی، میزان نشست در هر دو حالت برابر است زیرا میدانیم نشست تحکیمی از رابطه زیر بدست می آید:

$$\Delta H = \frac{C_c H_0}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} \right)$$

که در آن H_0 ضخامت اولیه لایه رس اشباع، e_0 تخلخل اولیه لایه رس، C_c ضریب فشردگی لایه رس، $\Delta \sigma'$ فشار سربار بر روی سطح زمین که در اینجا فشار یا وزن خاکریز است و σ'_0 تنش موثر در وسط لایه رسی است. با توجه به این رابطه وجود زهکش ها، تاثیری در پارامترهای خاک ندارند و لذا نشست تحکیمی در هر دو حالت می تواند یکسان باشد. اما کارکرد زهکش ها در سرعت بخشیدن به پدیده تحکیم است، لذا در حالت دوم سرعت تحکیم در قیاس با حالت اول بیشتر می شود و لذا گزینه ۲ صحیح است.



تست ۱۸: یک شمع در خاک ماسه ای قرار دارد. ابتدا تراز آب زیر زمینی در

تراز (۱) است. با بارندگی تراز آب به تراز (۲) که سطح زمین است افزایش یافته و سپس با بارندگی مجدد، به تراز (۳) می رسد. در این صورت ظرفیت باربری نوک شمع: (کنکور آزاد دکترای ۹۳)

(۱) با افزایش ارتفاع آب از تراز (۱) به تراز (۲) و همچنین از تراز (۲) به تراز (۳) به طور پیوسته افزایش می یابد.

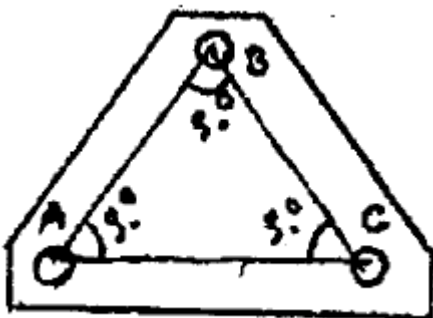
(۲) با افزایش ارتفاع آب از تراز (۱) به تراز (۲) افزایش می یابد و با افزایش تراز آب از تراز (۲) به تراز (۳) ثابت میماند.

(۳) با افزایش ارتفاع آب از تراز (۱) به تراز (۲) و همچنین از تراز (۲) به تراز (۳) به طور پیوسته کاهش می یابد.

(۴) با افزایش ارتفاع آب از تراز (۱) به تراز (۲) کاهش می یابد و با افزایش تراز آب از تراز (۲) به تراز (۳) ثابت میماند.

پاسخ: گزینه ۲

با توجه به بحثی که داشتیم با افزایش تراز آب از تراز (۱) به تراز (۲) تنش موثر در نوک شمع کاهش می یابد، به این ترتیب چون ظرفیت باربری نوک شمع ارتباط مستقیم با تنش موثر در تراز نوک شمع دارد، لذا می توان گفت ظرفیت باربری نوک شمع در فاز اول افزایش آب کاهش می یابد. اما وقتی تراز آب از سطح زمین (تراز (۲)) به بالای سطح زمین میرسد (تراز (۳)) در این پروسه افزایش ارتفاع آب، تنش موثر تغییر نمی کند، لذا ظرفیت باربری نوک شمع نیز تغییر نخواهد کرد به این ترتیب گزینه ۲ صحیح خواهد بود.



تست ۱۹: نسبت سختی شمع های A، B و C مطابق یک مجموعه از شمع با

قابلیت بار محوری را طوری تعیین کنید که گشتاوری بر روی کلاهک شمع ایجاد

نشود؟ (کنکور دکترای سراسری ۹۲)

$$k_A = k_B = 2k_C \quad (۱)$$

$$k_A = k_B = 2k_C \quad (۲)$$

$$k_A = k_B = k_C \quad (۳)$$

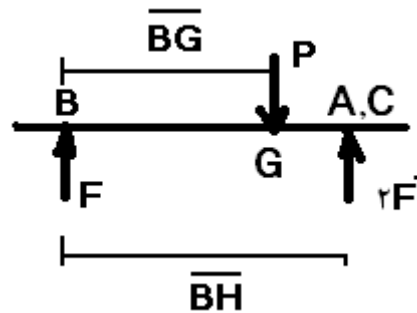
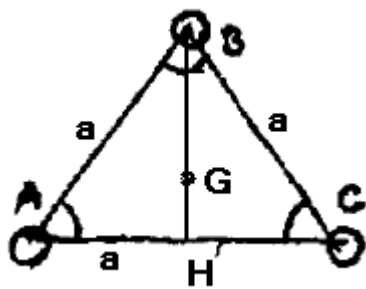
$$2k_A = k_B = 2k_C \quad (۴)$$

پاسخ کیفی: میدانیم زمانی گشتاوری بر روی کلاهک ایجاد نمی شود که بار خارجی بر مرکز ثقل گروه شمع اعمال شود یعنی زمانی که گشتاور به وجود آمده از نیروی محوری هر یک از شمع ها دو به دو اثر یکدیگر را خنثی کنند. به عبارتی باید نیروی هر سه شمع با یکدیگر برابر باشد. با فرض طول و قطر یکسان سه شمع و متعاقبا نشست برابر هر سه شمع و با فرض رابطه $P = K \Delta$ سختی سه شمع هم با یکدیگر برابر خواهد بود.

پاسخ محاسباتی: در صورتی که بار خارجی P به مرکز ثقل گروه شمع اعمال شود گشتاوری ایجاد نخواهد شد. در اینحالت با ترسیم نیروهای اعمالی به کلاهک شمع و اعمال بار بر مرکز هندسی گروه شمع مطابق شکل می توانیم نیروی وارد بر هر شمع را بدست آوریم.

هر ضلع مثلث محاط بر گروه شمع a است و طبق روابط مثلثاتی ارتفاع مثلث یا BH برابر با $\frac{a\sqrt{3}}{2}$ خواهد بود.

همچنین BG برابر با دو سوم ارتفاع یا $\frac{2}{3} \left(\frac{a\sqrt{3}}{2} \right)$ می باشد، به این ترتیب داریم:



$$\sum M_B = 0 \rightarrow P \left(\frac{2\sqrt{3}}{3} \frac{a}{2} \right) = 2F' \left(\frac{\sqrt{3}}{2} a \right) \rightarrow F' = \frac{P}{3} = F_A = F_C$$

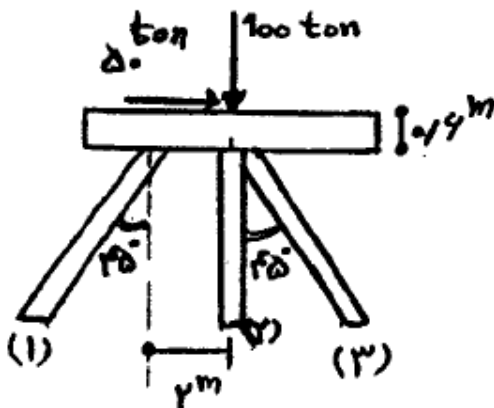
$$\sum F_y = 0 \rightarrow F + 2F' = P \rightarrow F + 2 \left(\frac{P}{3} \right) = P \rightarrow F = F_B = \frac{P}{3}$$

با فرض طول و قطر یکسان شمع ها و نشست یکسان آنها طبق رابطه $P = k \Delta$ سختی هر سه شمع برابر است.

تست ۲۰: با فرض قرارگیری پایین شمع ها در یک تراز و قطر یکسان آنها و

اتصال مفصلی شمع به کلاهک، نیرو در شمع شماره ۳ چند تن است؟ (از وزن

کلاهک و شمع صرفنظر کنید) (کنکور دکترای سراسری ۹۱)



۱۵ (۱)

$15\sqrt{2}$ (۲)

۳۵ (۳)

$35\sqrt{2}$ (۴)

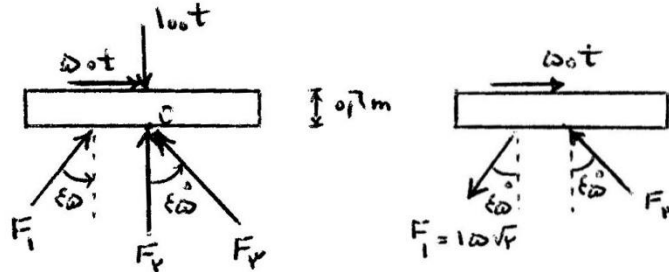
پاسخ: گزینه ۴

ابتدا دیاگرام آزاد نیروها را ترسیم می کنیم: (شکل ۳۰)

سپس نسبت به نقطه O لنگر میگیریم، داریم:

$$(F_1 \cos 45)(2) + 50(0.6) = 0 \rightarrow F_1 = -15\sqrt{2}$$

پس جهت نیروی F_1 بر عکس و بصورت کششی است، به این ترتیب با نوشتن تعادل نیروها در راستای افقی داریم:



شکل ۳۰- نقطه و جهت اثر نیروها در هر یک از شمع ها

$$F_1 \sin 45 + F_3 \sin 45 = 50 \rightarrow 15\sqrt{2} \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right) + F_3 \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right) = 50 \rightarrow F_3 = 35\sqrt{2}t$$

تست ۲۱: یک گروه ۲ در ۲ شمع دایره ای هر کدام به قطر D به فواصل مرکز تا مرکز ۳D نصب و توسط یک کلاهک از زمین فاصله دارد. سختی گروه شمع تحت بارگذاری قائم نسبت به سختی تک شمع در همان خاک چگونه است؟ (کنکور دکتری سراسری ۹۱) (آرایش شمع ها مربعی است)

(۱) کمتر است.

(۲) برابر است.

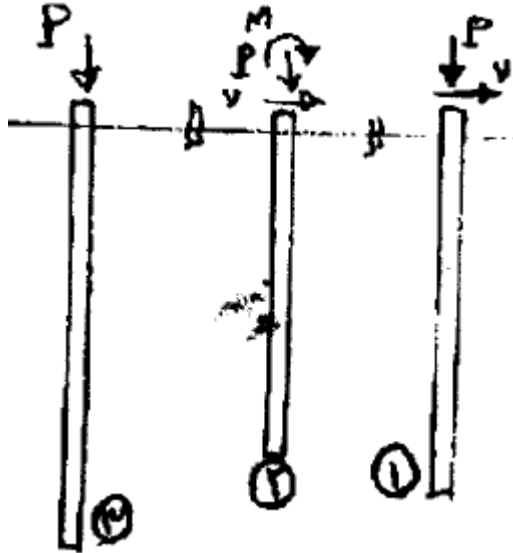
(۳) بیشتر است.

(۴) بسته به جنس خاک ممکن است بیشتر یا کمتر باشد.

پاسخ: به طور کلی، نشست، طبق تعریف مجموع کرنش هایی است که در جهت قائم در زیر پی یا شمع رخ می دهد. مطابق شکل محدوده اثر تنش های اعمالی به تک شمع و گروه شمع نشان داده شده است. دیده می شود گروه شمع محدوده بیشتری از خاک را تحت تاثیر قرار می دهد (ناحیه تحت تنش بزرگتر است) پس مجموع کرنش های قائم آن (نشست آن) از تک شمع بیشتر است. از طرفی طبق رابطه $P = k \Delta$ با فرض اینکه به تک شمع و گروه شمع نیروی یکسان برابر P تن وارد شود، سختی کمتر، نشست بیشتری خواهد داشت. به عبارت بهتر گروه شمع که نشست بیشتری دارد طبیعتاً دارای سختی کمتری نیز خواهد بود. این قاعده در همه خاک ها حاکم است. گزینه ۱ صحیح است.

۹. شمع تحت اثر بار جانبی

بحث شمع تحت اثر بار جانبی از مباحث تخصصی مربوط به سرفصل درس پی پیشرفته کارشناسی ارشد می باشد. در دو سال اخیر کنکور، سوالی که به طور جدی مباحث مطرح شده در این بخش را دربرگیرد طرح نشده است. به همین دلیل ما هم به ذکر تنها یک تست که به نوعی به این بحث مربوط می شود پرداخته و از این قسمت عبور خواهیم کرد.



تست ۲۲: بارهای وارده بر سر سه شمع با مقطع دایره مطابق شکل زیر می باشد. در صورتی که زمین چند لایه و مرزهای لایه ها افقی باشند کدام شمع را می توان در حالت تقارن محوری تحلیل نمود؟ (کنکور دکتری سراسری ۹۲)

۱(۱)

۳(۲)

۲ و ۱(۳)

۳ و ۲(۴)

پاسخ: گزینه ۲

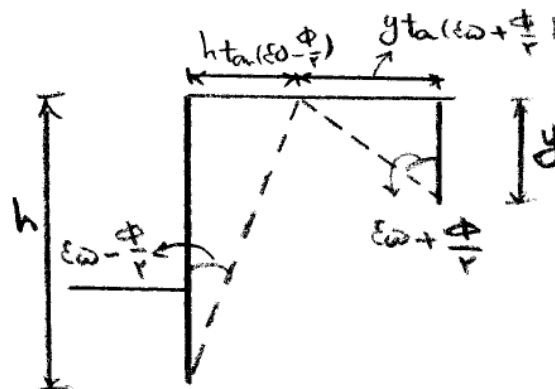
با یک خاک چند لایه اشباع مواجه هستیم و هر ۳ شمع مقطعی دایره ای دارند. بارگذاری اعمالی به شمع ۲ به لحاظ استاتیکی دارای لنگر M بوده که ناشی از باری مثل P_1 با خروج از مرکزیت می باشد. با توجه به بارگذاری نشان داده شده در شکل امکان تحلیل این شمع بصورت تقارن محوری وجود ندارد چون بارگذاری متقارن نیست. در بین شمع های ۱ و ۳، طبیعتاً بارگذاری شمع ۳ پتانسیل بیشتری به منظور تحلیل با تقارن محوری خواهد داشت.

سپرها

۱۰. حداقل فاصله لازم بین پرده مهاری تا سپر به منظور بیشترین راندمان

برای اینکه بیشترین راندمان در پشت سپری به وجود آید باید فاصله سپری با مهار برابر حداکثر دو مقدار زیر باشد:

$$x = h \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) + y \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$



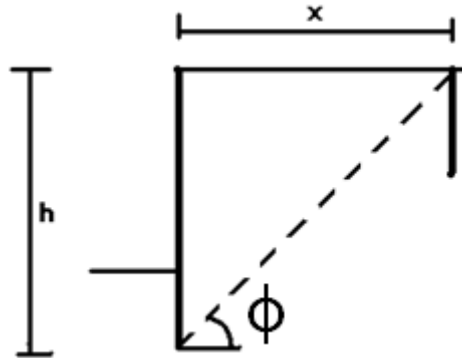
شکل ۳۱- حداقل فاصله سپری با مهار به منظور کسب بیشترین راندمان در حالت اول

الف. حداقل فاصله x زمانی است که گوه گسیختگی در خاک مطابق شکل رخ دهد، یعنی اگر گسیختگی از نقطه A تا نقطه B در حالت اکتیو و با زاویه $45 + \frac{\phi}{2}$ و سپس از نقطه B به نقطه C در حالت پسیو و با زاویه $45 - \frac{\phi}{2}$ شکل گیرد کوتاهترین گوه گسیختگی خواهد بود و هر مسیری غیر از این، طولانی تر از مسیر مذکور بشمار می رود. بطور کلی در مباحث طراحی، فاصله

(deadman یا وزنه میل مهار) با دیوار از پارامترهای اصلی طراحی به شمار می آید. وزنه میل مهار باید بقدر کافی از دیوار دور باشد تا گوه مقاوم، گوه محرک ناشی از دیوار را قطع نکند. در اینحالت حداکثر کارایی رخ می دهد.

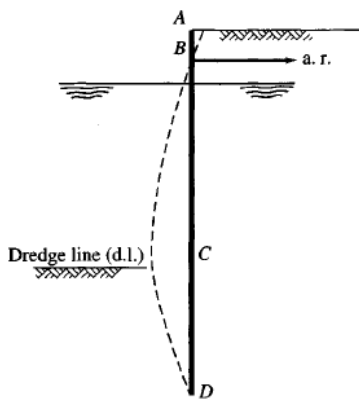
ب. قسمت بالایی پرده مهاری در پایین خطی که از پاشنه سپری می گذرد و زاویه φ با افق می سازد قرار داشته باشد. پس طبق شکل زیر، x برابر است با:

$$\tan \varphi = \frac{h}{x} \rightarrow x = h \cot \varphi$$

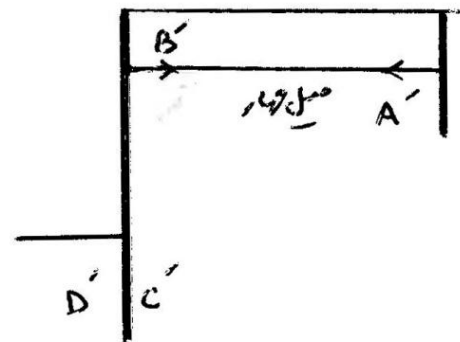


اعمال شرط دوم باعث افزایش طول میل مهار می شود. برخی از محققان اعمال شرط اول را کافی میدانند.

مطابق شکل ۳۲ برای سپر مهار شده با پای مفصلی، میل مهار در کشش عمل می کند پس در نقاط A' و B' رفتار بصورت پسیو است. چون در A' و B' پرده مهاری تمایل به حرکت به سمت توده خاک را دارد حال آنکه در C' بر اساس نمودار تغییر شکل سپری در عمق (شکل ۳۳)، در ارتفاع زیر میل مهار، سپری از خاک فاصله می گیرد. به عبارت بهتر در پایین سپری به دلیل فاصله سپری از خاک، گویی خاک در حال فشار دادن سپری است و رفتار خاک بصورت اکتیو است و طبعاً در D' خاک بدلیل نزدیک شدن سپری و فشار آوردن به نقطه D' در حالت پسیو قرار می گیرد.



شکل ۳۳- نمودار تغییر شکل سپری در عمق

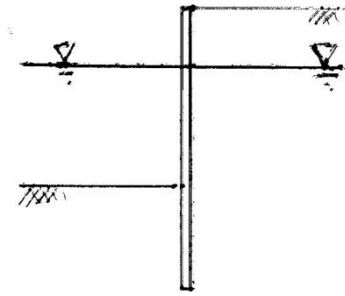


شکل ۳۲- نواحی اکتیو و پسیو پشت سپری

۱۱. پایداری دراز مدت و کوتاه مدت سپری ها

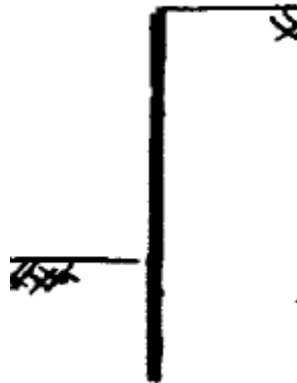
در چه مواردی باید سپری را در حالت زهکشی شده و در چه حالتی باید در حالت زهکشی نشده تحلیل کرد؟ اگر خاک چسبنده و غوطه ور باشد چون همواره خاک زیر آب قرار دارد و خاک هم چسبنده و با نفوذپذیری بسیار کم است و همچنین چون شرایط

ثابت می باشد لذا نمی توانستیم تصور خروج آب را از سیستم داشته باشیم پس در صورت غوطه ور بودن خاک همواره شرایط زهکشی نشده است.



شکل ۳۴- سپری در حالتی که خاک غوطه ور است

اما اگر خاک غیر غوطه ور باشد، در این صورت هر دو تحلیل زهکشی شده و نشده الزامی است تا بررسی کنیم کدام تحلیل شرایط بحرانی تری دارد.



شکل ۳۵- سپری در حالتی که خاک غیر غوطه ور است

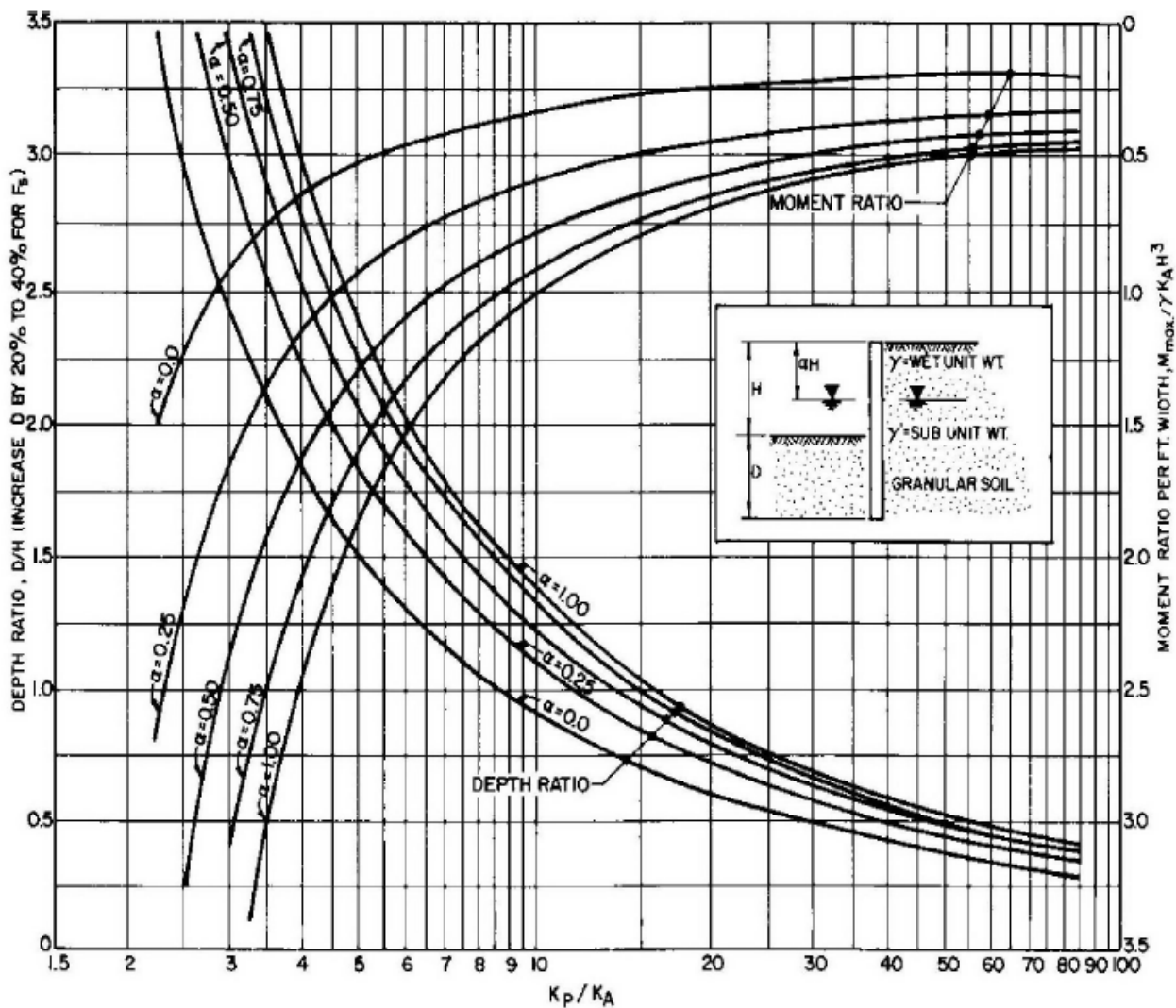
اما دلیل این امر چیست؟ زمانی که خاک اشباع برای ایجاد خط لایروبی حفاری می شود، باربرداری صورت می گیرد. در نتیجه این عمل، مکش باعث فشار منفی شده (باربرداری عکس عمل تحکیم است. در بارگذاری، فشار آب حفره ای بالا می رفت و بعد از مدتی مستهلک می شد. در اینجا چون باربردی انجام شده لذا ناگهان فشار آب حفره ای کاهش یافته و حتی ممکن است با توجه به میزان باربرداری، فشار آب حفره ای منفی شود) و C_u خاک چسبنده بالای تراز آب زیر زمینی افزایش می یابد (فشار منفی باعث بالا رفتن تنش موثر و مقاومت شدن نمونه خاک می شود). اما پس از مدتی مکش ناپدید شده (خاک روند عادی پیدا می کند و فشار آب حفره ای مثبت می شود) و حالت زهکشی شده ایجاد می گردد. (پس هر دو صورت باید لحاظ شود).

۱۲. میزان عمق نفوذ سپری به منظور پایداری

همانطور که از نمودار شکل ۳۶ بعد دیده می شود برای یک سپر فلزی طره ای کوبیده شده در یک خاک دانه ای، نسبت $\left(\frac{D}{H}\right)$ بر اساس تراز آب (که می تواند بین تراز لایروبی و تاج سپری باشد) در محدوده ۰/۲۵ تا ۳/۵ است. به این ترتیب این نسبت می

تواند بزرگتر، مساوی یا کوچکتر از یک باشد. بر اساس نمودار با افزایش تراز آب (کاهش α) برای یک زاویه اصطکاک داخلی ثابت (یا نسبت $\left(\frac{k_p}{k_a}\right)$ ثابت) نسبت $\left(\frac{D}{H}\right)$ کاهش می یابد.

شاید در ابتدا این گونه به نظر برسد که افزایش تراز آب علی القاعده باید منجر به کاهش ضریب اطمینان سیستم شود در حالیکه طبق نمودار نسبت $\left(\frac{D}{H}\right)$ کاهش می یابد و این به مفهوم کاهش عمق نفوذ مورد نیاز سپری است. دلیل این امر چیست؟ فرض کنیم در ابتدا، تراز آب در تراز کف لایروبی است (یعنی در عمق H از بالای سپر). در این حالت به قسمت بالای سپر تنها فشار جانبی خاک backfill خشک اعمال می شود که سپر را هل می دهد (backfill به خاکی که در بالای تراز لایروبی و پشت سپری است می گویند. چون در عمل معمولاً backfill توسط انسان پر می شود آن را با خاکریز ماسه ای پر می کنند).



شکل ۳۶- سپری فلزی طره ای کوبیده شده در خاک دانه ای

حال اگر تراز آب تا بالای سپر بالا بیاید سپر در دو جهت تحت فشار قرار می گیرد. از یکطرف backfill غوطه ور شده و فشار خاک backfill با وزن مخصوص غوطه وری اعمال می شود به علاوه فشار آب هیدرواستاتیکی که برای خاک غوطه ور وجود خواهد داشت. اما در مقابل H متر آب هم به سپر فشار هیدرواستاتیکی به همان اندازه طرف مقابل وارد می کند. در این حالت

می توان فشار های هیدرواستاتیکی آب دو طرف را با یکدیگر خنثی فرض کرد. به این ترتیب در این حالت تنها فشار خاک غوطه ور می ماند که از فشار خاک خشک کمتر است. به عبارتی در بحث فشار جانبی خاک، اگر تراز آب در دو طرف دیوار به یک اندازه بالا بیاید، نیروی جانبی وارد بر دیوار (در اینجا سپری) کاهش یافته و این در جهت ضریب اطمینان است.

همچنین بر اساس نمودار به ازاء تراز آب ثابت (برای هر دو طرف سپری) با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک (افزایش ϕ) یا افزایش نسبت $\left(\frac{k_p}{k_a}\right)$ نسبت $\left(\frac{D}{H}\right)$ کاهش می یابد. این امر طبیعی به نظر می رسد زیرا افزایش زاویه اصطکاک داخلی به مفهوم تراکم تر بودن خاک است و برای خاک های با تراکم بالاتر عمق نفوذ کمتری برای سپری نیاز است تا پایداری کلی سپر تامین شود در حالیکه برای خاک های شل طبیعتا باید سپری تا عمق بیشتری کوبیده شود.

همچنین بر اساس شکل ۳۶، هر چه خاک backfill متراکمتر باشد فشار جانبی اکتیو و متعاقبا تغییر شکل سپری کمتر شده و به

این ترتیب لنگر ماکسیممی که در سپری بوجود می آید (نسبت $\left(\frac{M_{\max}}{k_a \gamma H^3}\right)$) کمتر خواهد بود (میدانیم بر مبنای روابط مقاومت

مصالح، تغییر شکل با لنگر رابطه مستقیم دارد $\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{EI}$). از طرف دیگر بالا آمدن تراز آب در دو طرف سپری به ازاء

زاویه اصطکاک داخلی ثابت باعث کاهش نسبت $\left(\frac{M_{\max}}{k_a \gamma H^3}\right)$ می شود. به طور کلی خاک اشباع سنگین تر است و نسبت به

خاک خشک صلبیت بالاتری دارد فلذا اندرکنش خاک اشباع و سپری فیزی (با صلبیت بالاتر) باعث تغییر شکل های کمتری در قیاس با خاک خشک می شود زیرا در خاک خشک اختلاف صلبیت بیشتر بوده و طبیعتا اندرکنش باعث رخ دادن تغییر شکل های بیشتر خواهد شد. (در مکانیک خاک به یاد داریم برای خاک های دانه ای و بعد از درصد رطوبت بهینه، افزایش آب باعث کاهش تراکم خاک می شود، به عبارتی در درصد رطوبت های زیاد (مثل خاک های اشباع)، وجود آب باعث مشکل تر شدن کاهش حجم و خاصیت تراکم پذیری خاک های دانه ای می شود و نشست را مشکل می کند.) (از طرف دیگر با یک نگاه ساده ای هر چه صلبیت دو جسمی که از یکدیگر متاثرند به هم نزدیکتر باشد شرایط بهتری حاکم است و بالعکس اگر دو جسم با اختلاف صلبیت زیاد در کنار هم باشند شرایط بحرانی تر خواهد بود، لذا در این بحث وقتی خاک اشباع می شود شرایط به لحاظ اختلاف صلبیت سپری و خاک بهتر می شود و طبیعتا لنگر ماکسیمم تولید شده در سپری کمتر خواهد شد به عبارتی با بالا آمدن آب، سپری رفتار انعطاف پذیرتری از خود نشان می دهد.)

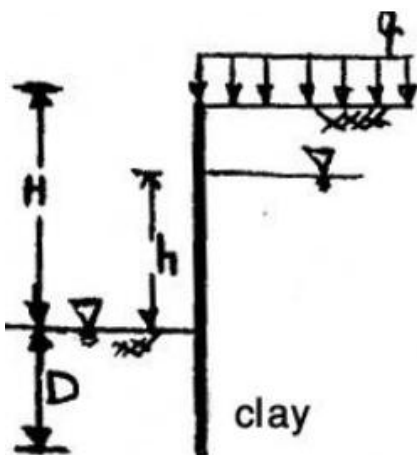
تست ۲۳: در یک سپر کوبیده شده در یک خاک رسی مطابق شکل در مورد نسبت

$$\left(\frac{D}{H}\right) \text{ می توان گفت: (backfill خاکریز ماسه ای است).}$$

(۱) همواره کمتر از یک است.

(۲) همواره بزرگتر از یک است.

(۳) بسته به پارامترهای ماسه همواره کمتر یا مساوی یک است.

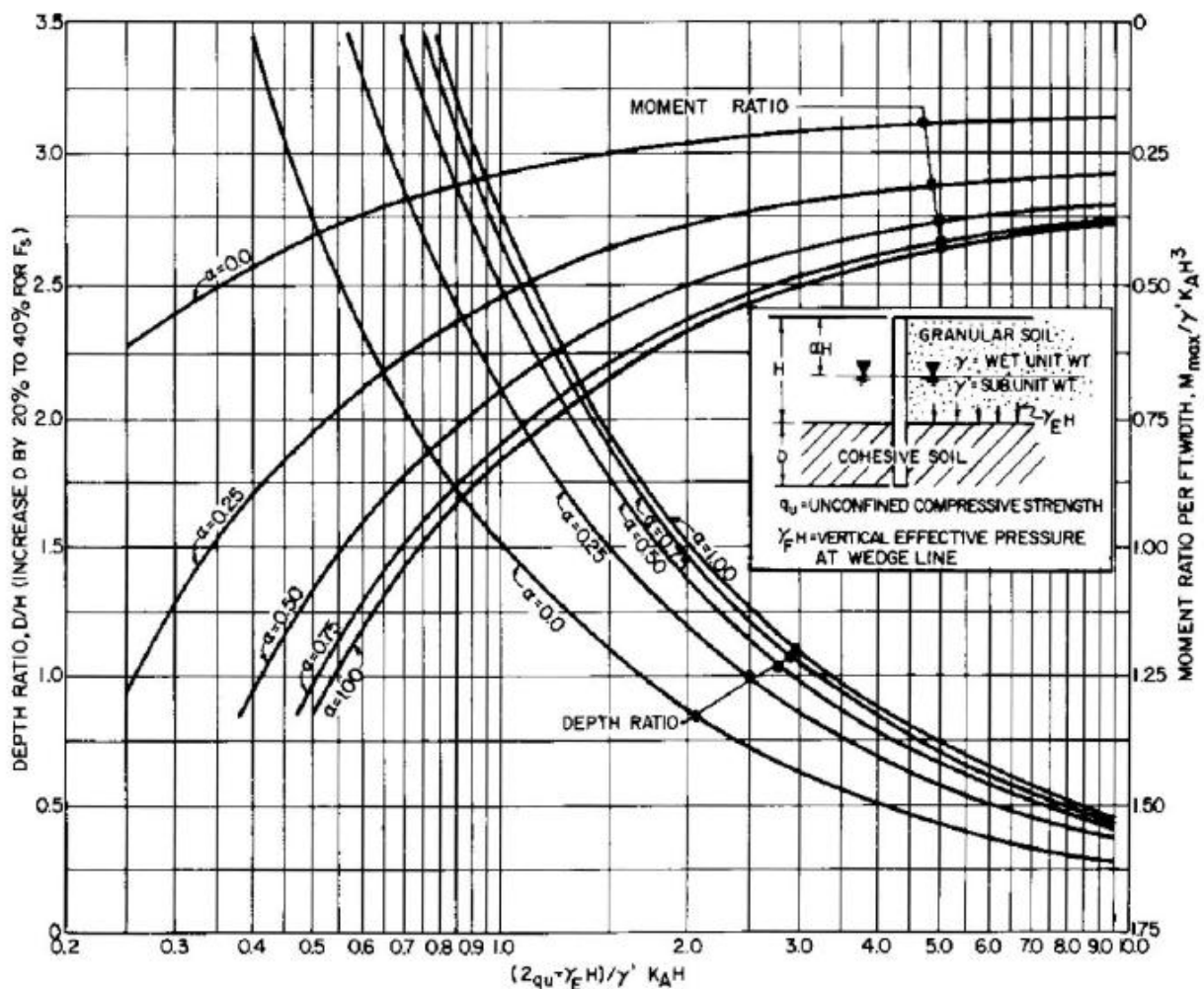


۴) می تواند کمتر، مساوی و یا بزرگتر از یک باشد.

پاسخ: گزینه ۴

بر اساس نمودار شکل ۳۷ برای خاک های چسبنده نسبت $\left(\frac{D}{H}\right)$ می تواند در محدوده ۰/۲۵ تا ۳/۵ باشد. نکات زیر در نمودار به چشم می خورد:

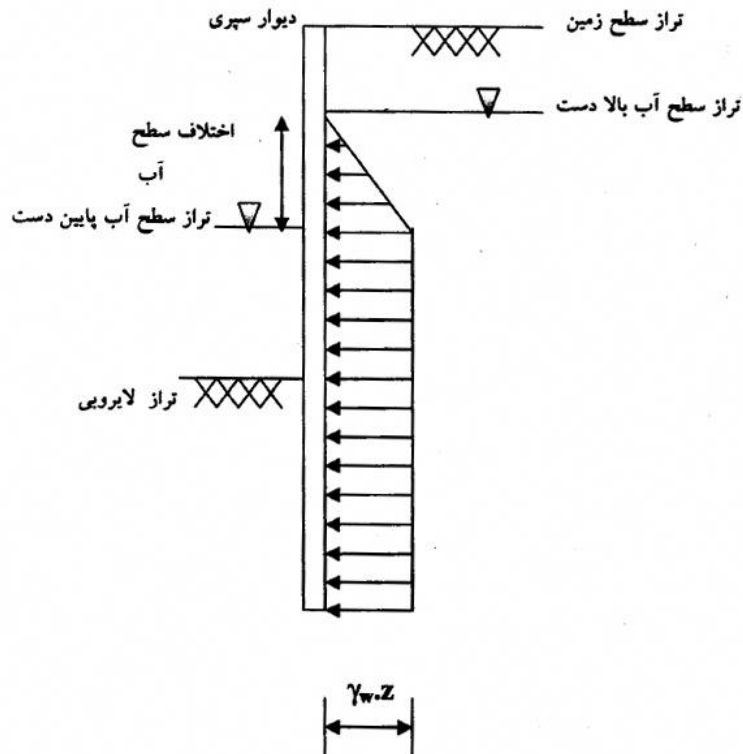
هر چه خاک چسبنده سفتتر باشد نسبت $\left(\frac{D}{H}\right)$ مورد نیاز کمتر خواهد بود، مشابه این مطلب در خاک های دانه ای نیز دیده شده است. همچنین باز هم مثل خاک های دانه ای اگر تراز آب در دو طرف بالا برود این امر در جهت ضریب اطمینان بوده و نسبت $\left(\frac{D}{H}\right)$ کاهش یافته و به عمق نفوذ کمتری برای سپری نیاز داریم. از طرف دیگر مشابه خاک های دانه ای افزایش سفتی خاک (افزایش C_u) معادل کاهش سختی سپری و یا رفتار انعطاف پذیرتر سپری است (کاهش M_{max}). بر اساس نمودار بالاتر رفتن تراز آب مانند خاک های دانه ای باعث افزایش صلبیت خاک و رفتار انعطاف پذیرتر در سپری می شود (کاهش لنگر بوجود آمده در سپری). توجه داشته باشید بر اساس نمودار در مقام مقایسه کیفی رفتار هستیم.



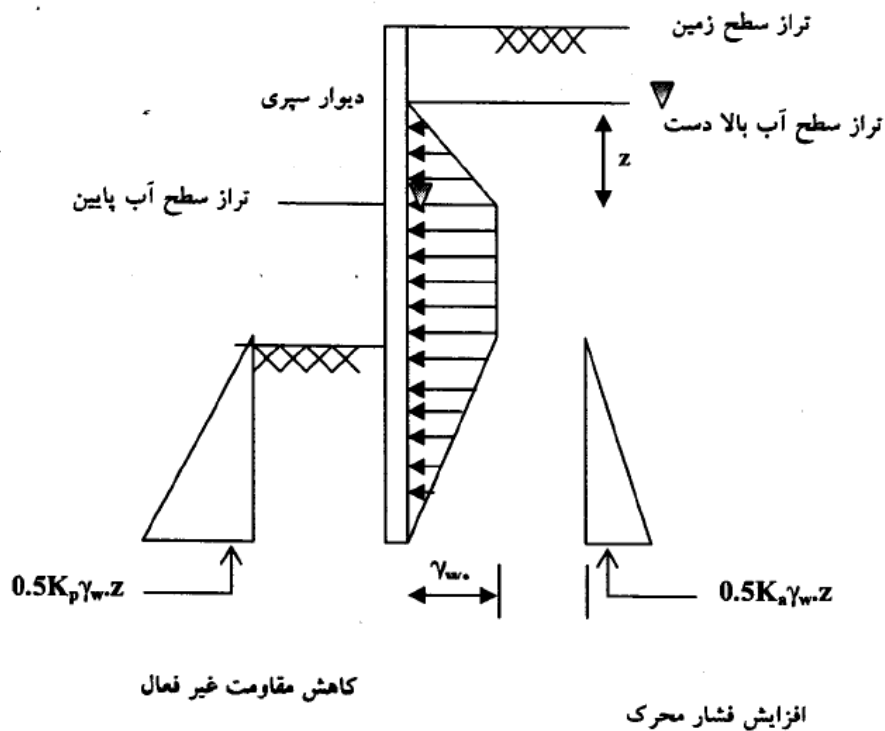
شکل ۳۷- سپر فلزی طره ای در یک خاک رسی اشباع

۱۳. توزیع فشار خالص آب در پشت سپری

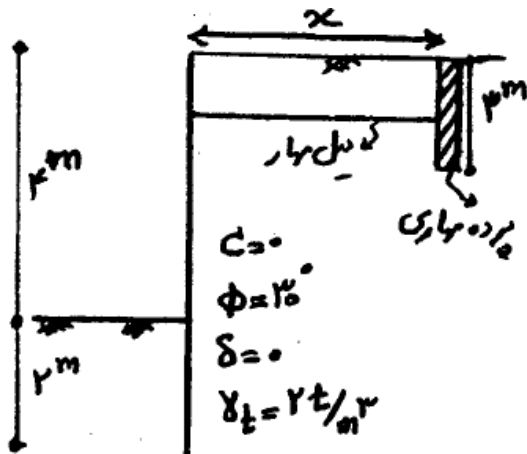
الف. سپر در خاک چسبنده کوبیده شود:



ب. سپر در خاک دانه ای کوبیده شود:



۱۴. تست های کنکور دکترای فصل سپری ها



تست ۲۴: در صورتی که برای سپر فلزی با انتهای آزاد شکل زیر، گوه لغزش مطابق تئوری رنگین فرض شود با در نظر گرفتن ارتفاع پرده مهار برابر ۳ متر، حداقل فاصله لازم برای پرده مهار تا لبه سپر (x) چند متر است؟ (کنکور دکترای سراسری ۹۱)

(۱) $2\sqrt{3}$

(۲) $5\sqrt{3}$

(۳) $6\sqrt{3}$

(۴) $7\sqrt{3}$

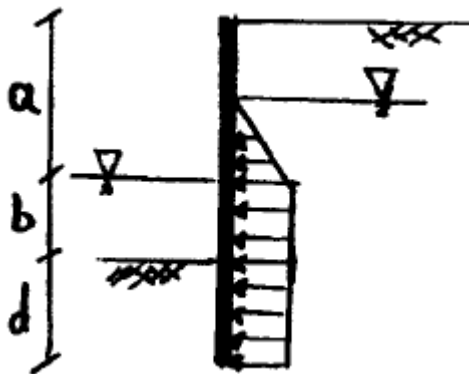
پاسخ: گزینه ۳

طبق بحثی که داشتیم حداقل فاصله طبق رابطه زیر بدست می آید:

$$x = h \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) + y \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = 6 \tan 30 + 3 \tan 60 = 6\left(\frac{1}{\sqrt{3}}\right) + 3\sqrt{3} = 5\sqrt{3}$$

از طرفی طبق شرط ب جزوه داریم:

$$\tan \phi = \frac{h}{x} \rightarrow x = h \cot \phi = 6 \cot 30 = 6\sqrt{3}$$



تست ۲۵: نمودار توزیع فشار خالص آب در سپر روبرو به طور تقریبی نشان داده شده است. سپر در چه خاکی کوبیده شده است؟ (کنکور دکترای سراسری ۹۱)

(۱) ماسه

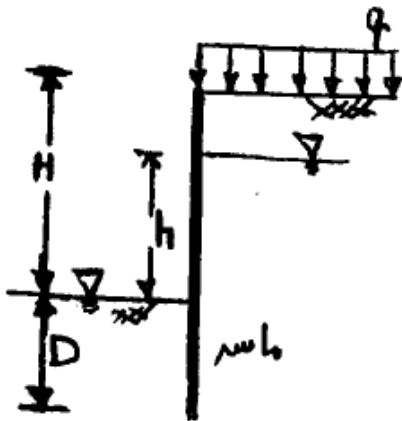
(۲) رس

(۳) شن محتوی اندکی ماسه

(۴) به نوع نوک بستگی ندارد.

پاسخ: گزینه ۲

با توجه به مباحث ارائه شده در بخش ۱۳ دیدیم برای خاکهای رسی پروفایل فشار آب خالص بصورت شکل سوال است و در صورتیکه در خاک دانه ای کوبیده شود علاوه بر پروفایل فشار دوزنقه ای دو پروفایل فشار مثلثی هم در پای سپر به منظور افزایش فشار محرک و کاهش فشار مقاوم اعمال می شود.



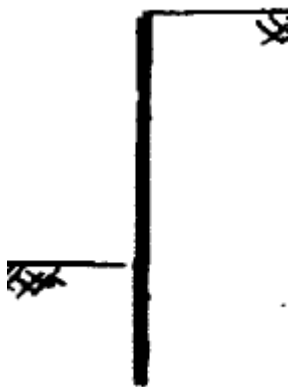
تست ۲۶: در یک سپر کوبیده شده در یک خاک ماسه ای مطابق شکل در مورد

نسبت $\frac{D}{H}$ می توان گفت: (کنکور دکترای سراسری ۹۱)

- (۱) همواره کمتر از یک است.
- (۲) همواره بیشتر از یک است.
- (۳) بسته به پارامترهای ماسه همواره کمتر یا مساوی یک است.
- (۴) می تواند کمتر، مساوی یا بیشتر از یک باشد.

پاسخ:

با توجه به نمودار شکل ۳۶ دیدیم نسبت $\frac{D}{H}$ می تواند بین ۰/۲۵ تا ۳/۵ باشد، لذا می تواند بزرگتر، مساوی یا کوچکتر از یک باشد. گزینه ۴ صحیح است.



تست ۲۷: یک سپر طره ای در یک خاک رسی اشباع کوبیده شده است. در مورد تحلیل سپر می توان

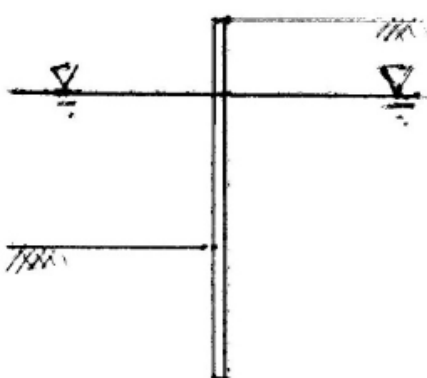
گفت: (کنکور دکترای سراسری ۹۲)

- (۱) باید از متوسط پارامترهای دراز مدت و کوتاه مدت رس استفاده شود زیرا حداقل پایداری را می دهد.
- (۲) فقط پارامترهای دراز مدت رس باید استفاده شود زیرا حداقل پایداری را می دهد.
- (۳) فقط پارامترهای کوتاه مدت رس باید استفاده شود زیرا حداقل پایداری را می دهد.
- (۴) باید در هر دو حالت کوتاه مدت و دراز مدت پارامترهای رس، در تحلیل استفاده شود تا حالت

بحرانی ملاک عمل قرار گیرد.

پاسخ: گزینه ۴

چون در این سوال خاک غیر غوطه ور است مطابق مباحث ارائه شده در بخش ۱۱ باید هر دو تحلیل زهکشی شده و نشده را انجام دهیم.



تست ۲۸: یک سپر طره ای در یک خاک رسی اشباع کوبیده شده است. در مورد

تحلیل سپرها می توان گفت:

- (۱) باید از متوسط پارامترهای دراز مدت و کوتاه مدت رس استفاده شود زیرا حداقل پایداری را می دهد.
- (۲) فقط پارامترهای دراز مدت رس باید استفاده شود زیرا حداقل پایداری را می دهد.
- (۳) فقط پارامترهای کوتاه مدت رس باید استفاده شود زیرا حداقل پایداری را می دهد.
- (۴) باید در هر دو حالت کوتاه مدت و دراز مدت پارامترهای رس، در تحلیل استفاده

شود تا حالت بحرانی ملاک عمل قرار گیرد.

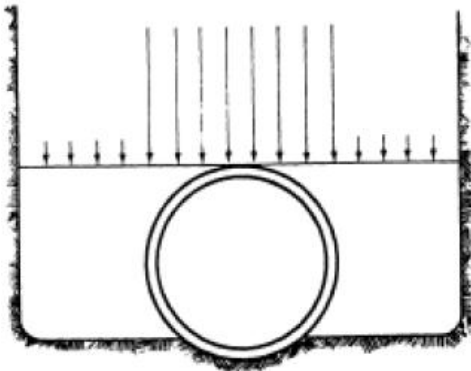
پاسخ:

در اینجا خاک غوطه ور است. در خاک چسبنده غوطه وری که زیر خط لایروبی است، حفاری (باربرداری) باعث مکش خاک می شود. اما بدلیل آب زیاد موجود داخل سیستم، میزان رطوبت کمی افزایش می یابد و به کاهش مقاومت C_u منجر می گردد(به عبارتی نقش مکش خنثی می شود). در اینحالت می توان از آزمایش های تحکیم یافته - زهکشی نشده استفاده کرد(چون آب داخل سیستم زیاد و شرایط نفوذپذیری ثابت است پس شرایط زهکشی نشده خواهد بود) که چسبندگی کمتری می دهد. دلیل اینکه در ژئوتکنیک دریایی، نمونه های خاک رسی دست نخورده ای را که در اعماق زیر کف دریا اخذ می کنند در آزمایشگاه، آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده انجام می دهند این امر است. گزینه ۳ صحیح است.

حضرت رسول صلی الله علیه و آله

"عبادت ده جزء دارد که نه جزء آن کسب روزی حلال است."

۱۵. کمان زدگی در خاکها



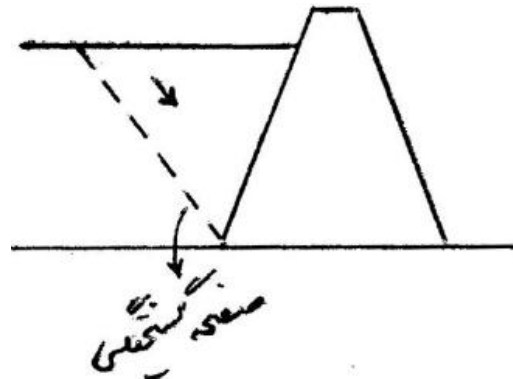
کمان زدگی (arching) در جایی رخ می دهد که بین سازه نصب شده و خاک اطرافش تفاوت سختی وجود داشته باشد. اگر سازه سخت تر باشد بار بسمت سازه قوس می یابد(یعنی بار بسمت جسم سخت تر متمایل می شود) در حالیکه اگر خاک سخت تر از سازه باشد بار بسمت خاک قوس می یابد. به عبارتی سیستم سخت تر، بار بیشتری را جذب میکند.

شکل ۳۹- لوله صلب در قیاس با خاک اطراف تنش

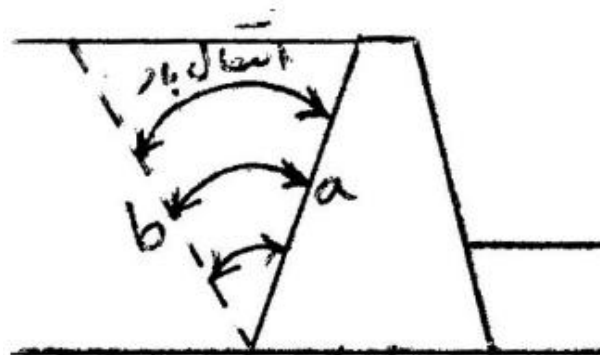
بیشتری را جذب میکنند.

برای مثال اگر بخشی از قسمت صلب توده خاک تسلیم شود، ذرات مجاور با توجه به بقیه توده خاک حرکت می کنند. این حرکت بوسیله تنش های برشی مقابله می شود و باعث می شود فشار را روی بخش تسلیم شده خاک کم کند(چون بخش تسلیم شده نرم شده است) در حالیکه فشار را روی نواحی صلب مجاور می افزایش دهد(چون نواحی صلب هنوز تسلیم نشده اند و سختی بالایی دارند). یک مثال کلاسیک درباره پدیده کمان زدگی در خاکها (که در بعضی مراجع bridging هم گفته می شود)، لوله های مدفون می باشند. اگر یک لوله صلب در خاکی نصب شود بخاطر سختی زیاد لوله های صلب وقتی با خاک مقایسه می شوند ستون های خاک در هر دو طرف لوله صلب، تراکم پذیرتر از ستون های خاک روی لوله صلب هستند. به این ترتیب ستون های خاک دو طرف تمایل به نشست بیشتری در قیاس با خاک روی لوله دارند و این نشست متفاوت می تواند نیروی برشی ای بوجود آورد که روی لوله صلب وارد می شود. فلذا بار روی لوله های صلب، بزرگتر از وزن ستون خاک رویش می شود(شکل ۳۹). همچنین اگر یک لوله انعطاف پذیر موجود باشد پدیده بالا می تواند بالعکس شود. در دیوارهای حائل در اثر ایجاد صفحه گسیختگی حالت کمان زدگی بوجود می آید(شکل ۴۰)، به عبارتی وقتی گوه گسیختگی بطرف پایین حرکت می کند صفحه گسیختگی و دیوار مثل تکیه گاه عمل کرده و کمان زدگی در خاک بوجود می آید و فشار خاک در پایین کم می شود. کمان زدگی باعث می شود که بخش بیشتری از وزن گوه گسیختگی به مرزهای گوه منتقل شود و هر چه که پایین می رویم کمان زدگی بیشتر می شود(بار کمتری به پایین منتقل می شود). به عبارتی وقتی دیوار تغییر شکل داده و خاک پشت آن گسیخته می شود چون در صفحه گسیختگی حداکثر مقاومت خاک بسیج شده فلذا صفحه گسیختگی و دیوار مثل تکیه گاه عمل کرده و چون خاک بین این دو صفحه صلب

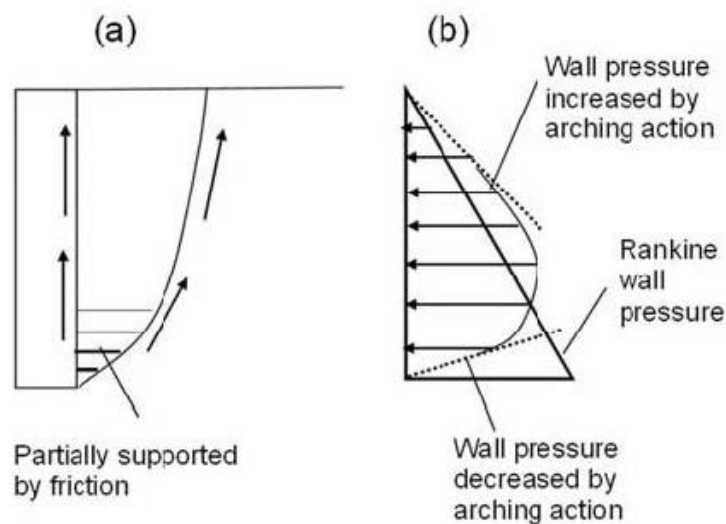
بسیار نرمتر می باشد (چون گسیخته شده) به این ترتیب بار از طریق arching effect به این دو صفحه خواهد رسید. پس بار به صفحات a و b میرسد و هر چه پایین تر برویم arching بیشتر می شود.



شکل ۴۰- صفحه گسیختگی پشت دیوار حائل مانند تکیه گاه صلب عمل میکند

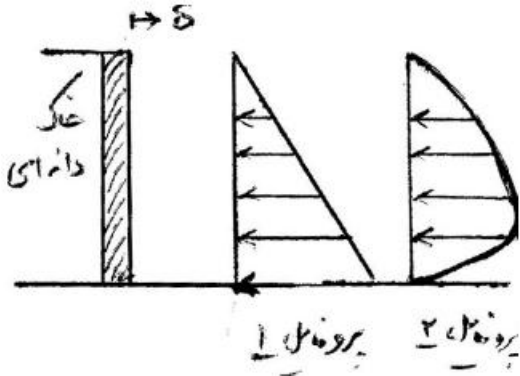


شکل ۴۱- پدیده کمان زدگی بین دیوار و صفحه گسیختگی بوجود آمده در خاک پشت دیوار



شکل ۴۲- (a) صفحه گسیختگی در خاک پشت دیوار و برش بسیج شده (b) فشار اعمال شده به دیوار به صورت فشار رنکین و همچنین فشار اعمال شده به دیوار با وجود کمان زدگی. دیده می شود با لحاظ کردن پدیده کمان زدگی فشار خاک پشت دیوار زیاد می شود.

تست ۲۹: دو طراح بطور همزمان در حال طراحی یک دیوار حائل هستند. طراح اول که مهندس سازه است برای بارگذاری دیوار، فشار جانبی خاک را بدون در نظر گرفتن پدیده کمانزدگی بصورت مثلثی اعمال می کند. اما طراح دوم که مهندس ژئوتکنیک است این پدیده را لحاظ کرده و پروفایل فشار ۲ را به دیوار اعمال می کند. با در نظر گرفتن فشار جانبی اعمالی واقعی در پای دیوار و مقایسه این دو بارگذاری:



(۱) بارگذاری مهندسی ژئوتکنیک ضریب اطمینان بیشتری در برابر

واژگونی دیوار می دهد.

(۲) بارگذاری مهندس سازه ضریب اطمینان بیشتری در برابر واژگونی

دیوار می دهد.

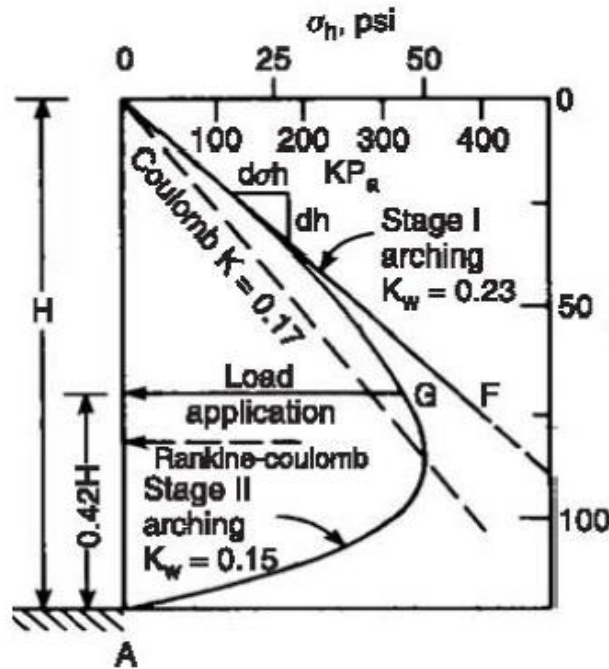
(۳) هر دو بارگذاری در نهایت یک خروجی طراحی دارند.

(۴) قطع به یقین نمی توان گفت کدام بارگذاری منجر به ضریب

اطمینان بالاتری در برابر واژگونی دیوار می شود.

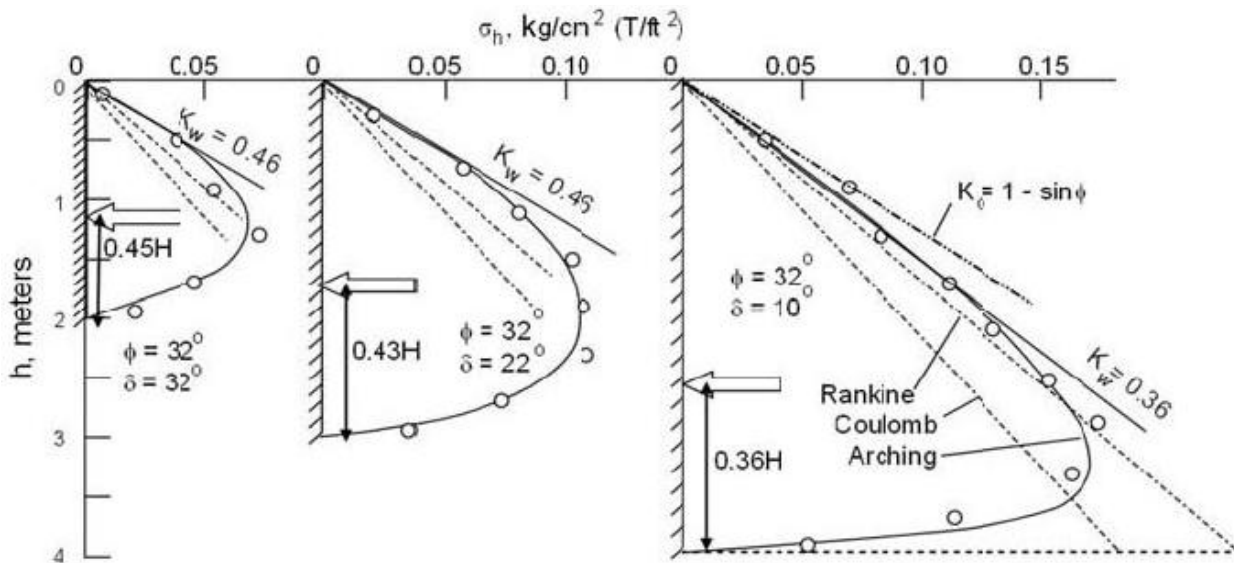
پاسخ:

در دیوار حائل، لایه های زیرین خاک تحت دو اثر مخالف یکدیگرند. یکی اینکه اغلب دوران و حرکت دیوار در بالا بیشتر از پایین دیوار است بنابراین فشار جانبی خاک در بالا به حالت محرک نزدیکتر است ولی در پایین می تواند بحالت سکون نزدیکتر باشد بنابراین فشار در لایه های پایین زیادتر می شود. دوم اینکه بدلیل پدیده کمان زدگی صفحه گسیختگی و دیوار مثل تکیه گاه عمل کرده و کمانزدگی باعث کاهش فشار در پایین و افزایش فشار در بالا می شود. از طرفی بازوی لنگر با وجود کمان زدگی از $H/3$ (حالت فشار رنگین) به $0.42H$ افزایش پیدا می کند و ممان واژگونی وارد بر دیوار بیشتر می شود (شکل ۴۳)، پس ضریب اطمینان کمتری در برابر واژگونی دیوار می دهد. به این ترتیب گزینه ۲ صحیح خواهد بود. نکته دیگری که باید در نظر داشت اینکه هر چه اصطکاک دیوار کاهش پیدا کند توزیع فشار به فشار رنگین نزدیکتر می شود و به عبارت دیگر، اثر کمان زدگی با کاهش اصطکاک دیوار کاهش می یابد. مورد بعدی که می توان در مورد پدیده کمان زدگی در دیوارهای حائل اشاره کرد اینکه هر چه دیوار بلند تر باشد اثر کمان زدگی در آن کمتر خواهد شد (شکل ۴۴)، این امر احتمالاً به دلیل کاهش اثر اصطکاک دیوار ناشی از لغزش خاک روی دیوار است. در شکل ۴۴ سه دیوار به ترتیب ۲، ۳ و ۴ متری را با فشارهای استاتیکی رنگین، کولمب و فشار با وجود کمان زدگی مشاهده می کنید. در دیوار بلند تر، پروفایل فشار رنگین به فشار با وجود کمان زدگی و مرکز فشار هم $(0.36H)$ به یک سوم ارتفاع در حالت رنگین بسیار نزدیک شده است.



شکل ۴۳- افزایش فشار خاک در بالای دیوار (مرحله ۱ کمان زدگی) و کاهش فشار خاک در بالای دیوار (مرحله ۲ کمان زدگی).

همچنین دیده می شود نقطه اثر فشار جانبی از $\frac{H}{3}$ به $0.42H$ افزایش یافته است.



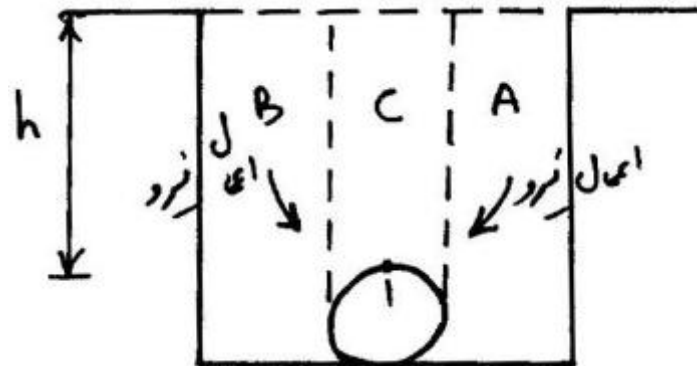
شکل ۴۴- کاهش کمان زدگی با افزایش ارتفاع دیوار. همچنین هر چه اصطکاک دیوار کاهش یابد کمان زدگی نیز کاهش خواهد یافت.

مکانیزم کمان زدگی در لوله های مدفون صلب و سدها:

. بر اساس مباحث مطرح شده مطابق شکل ۴۵، چون ناحیه C بر روی بتن قرار دارد خاکهای ناحیه A و B نشست بیشتری در قیاس با نشست ناحیه C خواهند داشت. به این ترتیب در حالیکه خاکهای ناحیه A و B به سمت پایین می آیند حین پایین آمدن نیرویی به ناحیه C اعمال می کنند که این امر باعث افزایش تنش در نقطه (المان) تاج لوله بتنی بود (تعبیر دیگر آنکه جزء

صلب تر تنش بیشتری جذب می کند، به همین دلیل وقتی خاک و لوله بتنی تحت تنش یکسانی قرار می گیرند لوله بتنی تنش بیشتری را در قیاس با خاک اطرافش جذب می کند. به عبارتی برای نقطه ۱ داریم:

$$\sigma_1 > \gamma h$$



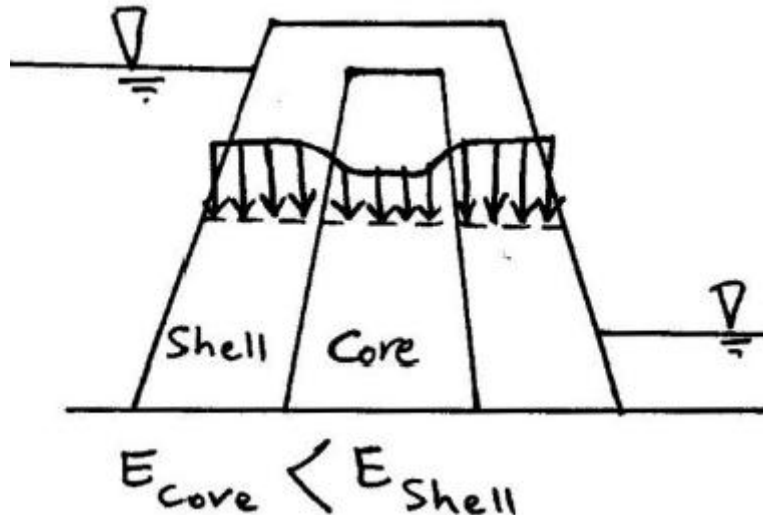
شکل ۴۵- مکانیزم کمان زدگی در یک لوله مدفون صلب

بر اساس شکل ۴۶ در نواحی A و B دو کمان تشکیل می شوند که تنش قائم را به کناره ها (به سمت بخش صلب تر مثل لوله بتنی) منتقل می کنند. بر این اساس تنش قائم در نقطه ۲ و ۳ از مقدار قابل انتظار γh کمتر خواهد بود. این امر ناشی از پدیده قوس زدگی است که فشار سربار (تنش قائم) را در خاک کم می کند و غالباً مشکلاتی را برای سیستمهای سازه ای فراهم می کند. به عبارتی پدیده کمان زدگی در خلاف جهت ضریب اطمینان است. ($\sigma_2 = \sigma_3 < \gamma h$)



شکل ۴۶- مسیر انتقال تنش در پدیده کمان زدگی در لوله های مدفون صلب

پدیده کمان زدگی در سد های خاکی نیز رخ می دهد و می تواند منجر به شکست هیدرولیکی سد شود. میدانیم هسته سدهای خاکی رسی است و پوسته آن از خاک های دانه ای تشکیل می شود. به این ترتیب در مجاورت خاکهای ریزدانه و درشت دانه که تفاوت مدول الاستیسیته زیادی دارند ممکن است مطابق شکل ۴۷، تنش بیشتر توسط خاک درشت دانه جذب شود، به این ترتیب تنش قائم در هسته سدهای خاکی کاهش یافته و چون فشار آب حفره ای به دلیل ثابت بودن شرایط آب بالا دست و پایین دست سد ثابت است لذا با کاهش تنش قائم کل، تنش موثر نیز در هسته کاهش می یابد و این امر می تواند منجر به پدیده شکست هیدرولیکی در سد ها شود.



شکل ۴۷- پدیده کمان زدگی در سد های خاکی که می تواند منجر به شکست هیدرولیکی و ناپایداری سد شود.

۱۶. تست های کنکور دکترا در مورد پدیده کمان زدگی

تست ۳۰: با توجه به شکل روبرو، در مورد تنش نقاط A و B گزینه صحیح

کدام است؟ (کنکور دکترای سراسری ۹۲)

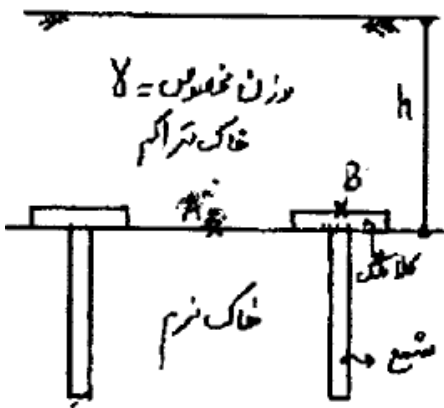
$$\sigma_B < \gamma h \text{ و } \sigma_A = \gamma h \quad (۱)$$

$$\sigma_B > \gamma h \text{ و } \sigma_A < \gamma h \quad (۲)$$

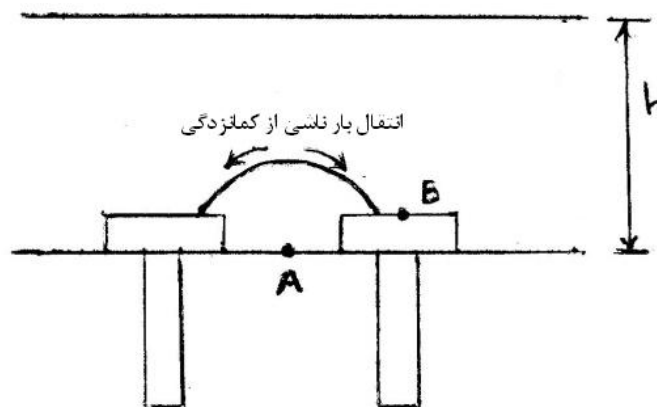
$$\sigma_A < \sigma_B < \gamma h \quad (۳)$$

$$\sigma_B > \gamma h \text{ و } \sigma_A = \gamma h \quad (۴)$$

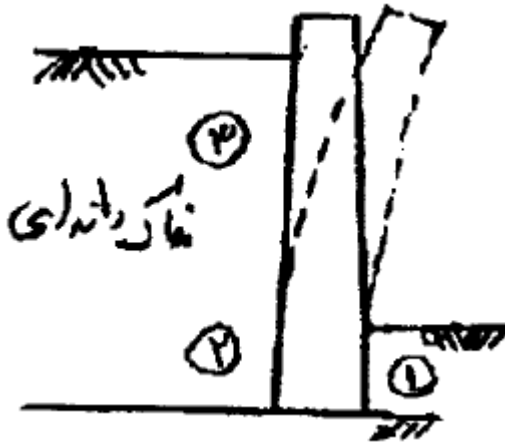
پاسخ:



طبق بحث پدیده کمان زدگی در خاک چون کلاhek شمع صلبیت بیشتری در قیاس با خاک نرم دارد تنش سربار بالایی، بیشتر به سمت کلاhek های شمع منتقل می شوند و تنش در نقطه A کمتر از γh خواهد بود و چون تنش به سمت کلاhek های بتنی متمایل است لذا تنش در نقطه B از نقطه A بیشتر خواهد بود. گزینه ۳ صحیح است.



شکل ۴۸- مکانیزم انتقال بار بین دو شمع



تست ۳۱: تغییر شکل دینامیکی یک دیوار حائل در یک حالت به شکل زیر است. در کدام ناحیه از نواحی ۱، ۲ یا ۳ امکان وقوع پدیده قوس زدگی وجود دارد؟ (کنکور دکترای سراسری ۹۲)

۲(۱)

۳(۲)

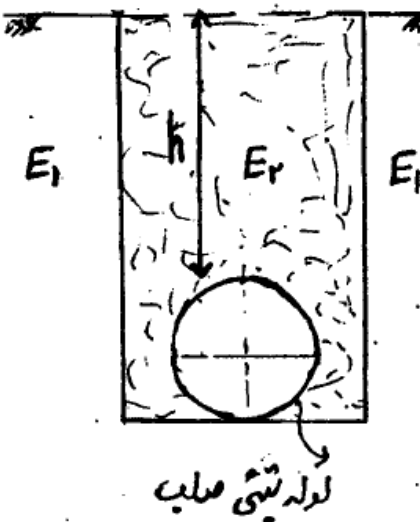
۲ و ۱ (۳)

۳ و ۱ (۴)

پاسخ: گزینه ۱

پیش از این گفتیم وقتی دیوار تغییر شکل داده و خاک پشت آن گسیخته می شود، چون در صفحه گسیختگی حداکثر مقاومت خاک بسیج شده است فلذا صفحه گسیختگی و دیوار مثل تکیه گاه عمل کرده و چون خاک بین این دو صفحه صلب بسیار نرمتر می باشد (چون گسیخته شده) به این ترتیب بار از طریق پدیده کمان زدگی به این دو صفحه خواهد رسید (شکل ۲). پس مطابق شکل ۳ بار به صفحات a و b میرسد و هر چه پایین تر برویم arching بیشتر می شود فلذا بطور کلی، المان ۲ بیش از ۳ در معرض این پدیده است.

در پشت دیوار و در سمتی که ارتفاع خاک بیشتر است و حالت محرک رخ می دهد، بین نقاط ۲ و ۳ نقطه ۲ شرایط مناسبتری برای بروز پدیده کمان زدگی دارد. در نقطه ۳ چون فشار سربار کم است لذا می توان از بروز کمان زدگی صرف نظر کرد (البته در واقع بروز کمان زدگی باعث افزایش فشار جانبی در بالای دیوار در قیاس با پروفایل فشار مثلثی رنگین شده و بهتر است در نظر گرفته شود اما با توجه به گزینه ها باید بین ۲ و ۳ یکی انتخاب شود). همچنین در نقطه ۱ چون فشار سربار ناچیز است می توان از بروز پدیده کمان زدگی صرف نظر کرد. پس در المان ۲ بیشترین کمان زدگی وجود خواهد داشت.



تست ۳۲: یک لوله بتنی صلب در داخل یک ترانشه مطابق شکل نصب شده است. در صورتی که سختی خاک بکر کناره های ترانشه E_1 و سختی خاک رو و اطراف لوله برابر E_2 باشد، با در نظر گرفتن وزن مخصوص γ و ارتفاع h برای خاک روی لوله کدام یک از جملات زیر صحیح است؟ (کنکور دکترای سراسری ۹۱)

(۱) اگر $E_2 < E_1$ تنش روی تاج لوله از γh کمتر است.

(۲) اگر $E_2 < E_1$ تنش روی تاج لوله از γh بیشتر است.

(۳) تنش روی تاج لوله همواره برابر γh است و ارتباطی به مقادیر E_1 و E_2 ندارد.

(۴) با توجه به صلبیت لوله و سختی زیاد آن تنش روی تاج لوله همواره از γh بیشتر است.

پاسخ: گزینه ۴

با توجه به توضیحات ارائه شده در بخش ۱۵ نسبت مدول خاک ترانشه و مدول لوله در میزان تنش اعمالی به تاج لوله تاثیر گذار است و این امر از مدول خاک کنار ترانشه (E_1) مستقل است. همچنین گفتیم چون لوله مدفون صلب است لذا تنش بیشتری را جذب می کند و تنش در تاج لوله همواره بزرگتر از مقدار γh می باشد. گزینه ۴ صحیح است.

فشار جانبی خاک و دیوار حائل

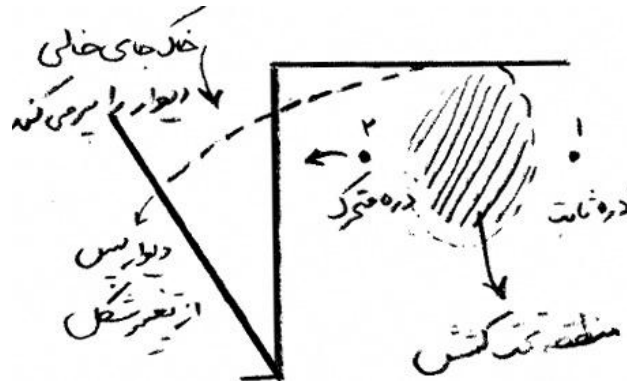
۱۷. ترک کششی

از مهندسی پی کارشناسی میدانیم در حالت محرک، وقتی دیوار از خاک دور می شود فشار اعمالی به دیوار از جانب خاک کاهش می یابد، به عبارتی وقتی دیوار از خاک فاصله می گیرد خاک هم به سمت دیوار آمده و جای خالی را پر میکند. در این حالت با حرکت خاک به منظور پر کردن فضای خالی پشت دیوار ذرات خاک از هم فاصله گرفته و در صورتی که فشار سربار بر روی خاک موجود نباشد ترک کششی رخ می دهد. یکی از روش های مقابله با ترک کششی بحث زیاد کردن فشار سربار است. به گونه ای که با افزایش فشار وارد بر خاک مانع بروز حالت کشش در خاک شویم (میدانیم خاکها ظرفیت کششی بسیار پایینی دارند که می توان از آن صرف نظر کرد).

برای محاسبه عمق گسترش ترک کششی در داخل خاک اشباع فشار محرک را برابر صفر قرار می دادیم:

$$\sigma_a = k_a \sigma_v - 2c \sqrt{k_a} = 0 \rightarrow k_a \sigma_v = 2c \sqrt{k_a} \rightarrow k_a \gamma' Z_c = 2c \sqrt{k_a} \rightarrow Z_c = \frac{2c}{\gamma' \sqrt{k_a}}$$

باید در نظر داشت در خاکهای دانه ای که ($c = 0$) است ترک کششی روی نمی دهد.



شکل ۴۹- بروز منطقه تحت کشش در پشت دیوار حائل در حالت محرک به طور اغراق آمیز. باید توجه داشته باشیم ذره خاک ۱ به دلیل فاصله از دیوار تقریباً ثابت میماند اما ذره خاک ۲ به دلیل نزدیکی به دیوار و به خاطر دور شدن دیوار از خاک به سمت دیوار حرکت کرده تا جای خالی پشت دیوار را پر کند. لذا منطقه تحت کشش در بالای خاک به دلیل وجود سربار کم شکل می گیرد.

تست ۳۳: در صورتیکه بین خاک رسی پشت دیوار و دیوار حائل چسبندگی وجود داشته باشد در آنصورت عمق ترک کششی

وجود آمده در خاک: (کنکور دکترای ژئوتکنیک آزاد ۹۳)

$$(۲) \text{ بیشتر از } \frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}} \text{ است.}$$

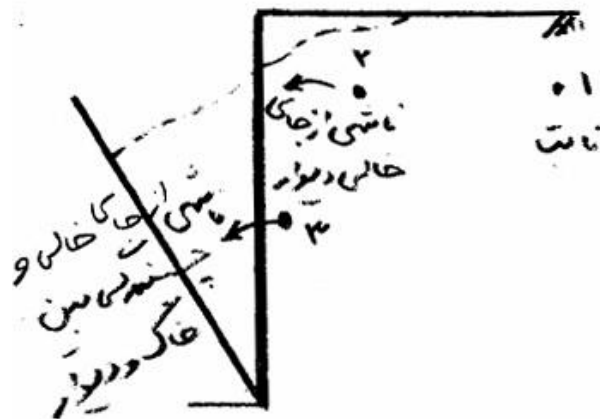
$$(۱) \text{ برابر با } \frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}} \text{ است.}$$

$$(۴) \text{ نمی توان قضاوت کرد.}$$

$$(۳) \text{ کمتر از } \frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}} \text{ است.}$$

پاسخ:

گفتیم میدانیم عمق ترک کششی برای خاکهای رسی در حالت کلی برابر $\frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}}$ است (در حالت اشباع چون خاک غوطه ور است از وزن مخصوص اشباع استفاده می کنیم). در این سوال فرض کرده بین خاک و وجه پشتی دیوار که در تماس با خاک است چسبندگی وجود دارد). به این ترتیب می خواهیم بدانیم این چسبندگی چه تاثیری بر میزان عمق گسترش ترک کششی خواهد داشت؟ آن را زیاد می کند یا از آن می کاهد؟ باید در نظر داشته باشیم در حالت عادی یعنی وقتی دیوار از خاک فاصله می گیرد تنها عامل کشنده خاک به سمت دیوار جای خالی ای است که به وجود می آید و این امر در خاک کشش را شکل خواهد داد. اما در حالتی که بین دیوار و خاک چسبندگی وجود دارد وقتی در حالت محرک دیوار از خاک فاصله می گیرد به دلیل چسبندگی با خاک، خاک را هم با خود می کشد و به این ترتیب یک حالت کشش کاذب در خاک ایجاد می کند. به تعبیر دیگر در اینجا فقط جای خالی دیوار باعث نزدیکی ذره ۲ در شکل ۵۰ به دیوار نمی شود بلکه چسبندگی عاملی است برای ایجاد کشش کاذب در این المان و به این ترتیب و با افزایش کشش به وجود آمده در سیستم طبیعتاً و به لحاظ تئوریک توقع داریم عمق ترک کششی نیز افزایش یابد. این نکته در المان ۳ پر رنگتر دیده می شود زیرا خاک به دیوار نزدیکتر است و کشش بیشتر خواهد بود همچنین به دلیل جای خالی به دیوار نزدیکتر می شود و در مجموع کشش بیشتری شکل خواهد داد. گزیه ۲ صحیح است.



شکل ۵۰- حرکت ذره ۳ به دلیل کشش کاذب ناشی از دیوار دارای چسبندگی با خاک در حالت اغراق آمیز

۱۸. عمق بحرانی گودبرداری

در پروژه های درون شهری برای سازه های مرتفع بحث گودبرداری از مباحث بسیار کاربردی ژئوتکنیک به شمار می رود. روش های زیادی نیز برای پایدار سازی گودها ارائه شده است. در اینجا می خواهیم بدانیم خاک تا چه عمقی بدون مهار پایدار میماند. با توجه به شناختی که نسبت به خاکهای دانه ای داریم این خاکها بدون مهار به طور قائم پایدار نخواهند ماند و در بهترین حالت به

شکل یک شیب یا خاکریز با زاویه شیب برابر با زاویه اصطکاک داخلی آن پایداری خود را حفظ میکنند. اما خاکهای چسبنده به دلیل چسبندگی بین ذرات بدون دیوار حائل یا مهار نیز تا عمقی پایدار میمانند. برای دانستن عمق مجاز گودبرداری در این خاکها معمولا یک عمق بحرانی با توجه به شناسنامه خاک (c و ϕ خاک) تعریف می شود و سپس با تقسیم عمق بحرانی به ضریب اطمینان، عمق مجاز گودبرداری را تعریف می کنند.

به طور کلی گفته می شود عمق بحرانی برای گودبرداری دو برابر عمق ترک کششی است زیرا تا عمق ترک کششی خاک در کنش است و به همین اندازه هم اگر پایین تر برویم خاک در فشار بوده و در نهایت برآیند فشار جانبی خاک صفر خواهد بود. به این ترتیب چون خاک فشار جانبی اعمال نمی کند لذا می تواند پایدار بماند. پس عمق بحرانی گودبرداری برابر است با:

$$H_{cr} = 2Z_c = \frac{4c}{\gamma\sqrt{k_a}}$$

اما بعضا با توجه به صورت سوال هدف طراح یکی از حالات زهکشی شده یا زهکشی نشده می باشد. به این ترتیب رابطه فوق می تواند بر این اساس کمی تغییر کند.

الف. زهکشی نشده: (پایداری کوتاه مدت ملاک است)

میدانیم همواره برای تحلیل های زهکشی نشده باید بر مبنای تنش های کل تحلیل را انجام دهیم زیرا هنوز آب از سیستم به طور کامل خارج نشده و رل مخرب خودش را ایفا می کند. در صورتی که بر مبنای پارامترهای تنش موثر تحلیل انجام شود، فقط تنشی که به ذرات خاک اعمال می شود لحاظ شده است در حالیکه آب در سیستم حضور فعال دارد و این نادرست است. پس رابطه برای یک خاک اشباع برابر است با: (شرایط زهکشی نشده) ($\phi = 0$)

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 0}{1 + \sin 0} = 1$$

$$H_{cr} = \frac{4c}{\gamma\sqrt{k_a}} \xrightarrow{\text{undrained condition } \phi=0} H_{cr} = \frac{4c}{\gamma_{sat}}$$

ب. زهکشی شده: (پایداری بلند مدت ملاک است)

در این حالت چون رس زهکشی شده و آب از سیستم خارج شده لذا تنش موثر می تواند گویای وضعیت خاک باشد، به همین خاطر می توان تحلیل تنش موثر انجام داد. لذا خواهیم داشت:

$$H_{cr} = \frac{4c'}{\gamma'\sqrt{k_a}}$$

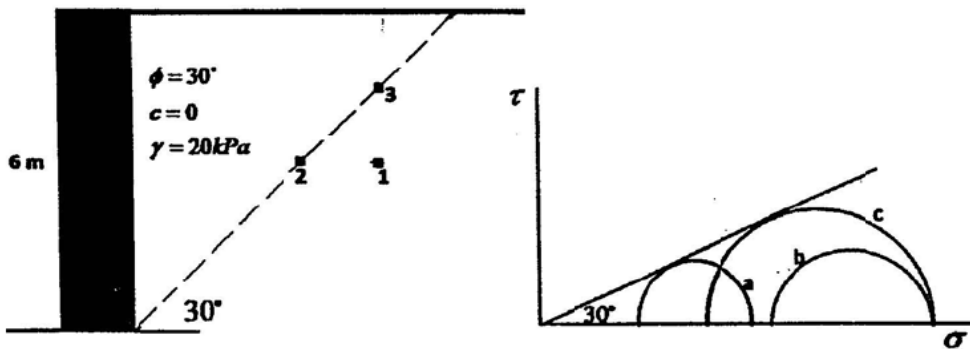
که در آن c' چسبندگی زهکشی شده خاک می باشد.

۱۹. دوائر موهر تنش متناظر با هر یک از المانهای خاک پشت دیوار

برای بررسی کیفی دوائر متناظر تنش در هر یک از المانهای خاک پشت دیوار باید به دو نکته توجه داشته باشیم:
الف. وقتی صفحه گسیختگی در خاک پشت دیوار داده می شود آن المانی که روی صفحه گسیختگی قرار ندارد هنوز به گسیختگی نرسیده است لذا دایره مور آن المان بر پوش گسیختگی مماس نشده است.

ب. المانهایی که روی صفحه گسیختگی قرار دارند هر چه به مرکز صفحه نزدیکتر باشند طول بیشتری از المان در برابر گسیختگی بسیج شده و پس علاوه بر اینکه هر دو المان دارای دایره موری مماس بر پوش گسیختگی هستند باید توجه داشته باشیم که المان مرکزی مقاومت بیشتری خواهد داشت.

تست ۳۴: شرایط تنش در نقاط ۱، ۲ و ۳ واقع در پشت یک دیوار حائل مطابق شکل با دایره مور a ، b و c نشان داده شده است. دواير مور مربوط به نقاط ۱، ۲ و ۳ به ترتیب از راست به چپ عبارت است از: (کنکور ارشد سراسری ۹۱ عمران)



b-c-a (۱)

a-c-b (۲)

a-b-c (۳)

b-a-c (۴)

پاسخ:

المان ۱ به گسیختگی نرسیده پس معادل دایره مور b بوده (گزینه ۲ صحیح است) و چون در المان ۲ طول بیشتری از خاک مقاومت کرده پس تنش بیشتری در دایره مور دارد و دارای دایره مور c می باشد. لذا گزینه ۲ صحیح است.

۲۰. تغییر مکان حداقل مورد نیاز برای بسیج شدن کامل حالت محرک و مقاوم

بر اساس نوع خاک و میزان تراکم خاک، حداقل تغییر مکان افقی دیوار برای بسیج شدن حالات محرک و مقاوم بشرح ذیل می باشد. (H ارتفاع دیوار)

جدول ۵- تغییر مکان لازم برای بروز حالت محرک یا مقاوم با توجه به جنس و تراکم خاک

نوع خاک	محرک	مقاوم
ماسه متراکم	0.001H تا 0.002H	0.005H
ماسه شل	0.002H تا 0.004H	0.01H
رس سفت	0.01H تا 0.02H	0.02H
رس نرم	0.02H تا 0.05H	0.05H

بر اساس جدول ۵ دیده می شود تغییر مکان لازم برای بروز حالت مقاوم بیش از حالت محرک است. این مساله هم برای ماسه صادق است و هم برای رس. اما دلیل این امر چیست؟ حالت مقاوم حالتی است که دیوار به خاک نزدیک می شود و به آن فشار می آورد. لذا گسیختگی در حالت مقاوم بر مبنای مکانیزم فشاری در خاکها رخ می دهد حال آنکه در حالت محرک وقتی دیوار از خاک فاصله می گیرد در خاک پشت دیوار کشش رخ می دهد که می تواند منجر به گسیختگی خاک شود. باید در نظر داشته باشیم خاکها تحت فشار مقاومت بیشتری دارند و وقتی در حالت مقاوم دیوار خاک را می فشارد چون خاک تاب تحمل فشار را دارد پس به زودی گسیخته نشده و حالت مقاوم کامل شکل نمی گیرد. به این ترتیب به تغییر مکان بیشتری در دیوار نیاز است تا

بتواند بیشتر بر سر خاک خراب شود یا به عبارتی بیشتر بر خاک مسلط شود تا فشار بیشتری وارد کرده و در نهایت منجر به گسیختگی در خاک و بروز حالت مقاوم گردد. پس همواره تغییر مکان مورد نیاز برای حالت مقاوم بیشتر از حالت محرک است.

$$\Delta_{passive} > \Delta_{active}$$

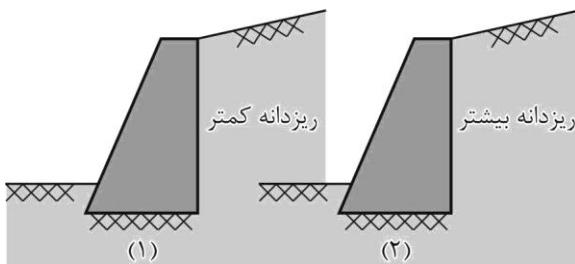
از طرف دیگر بر اساس جدول ۵ دیده می شود هر چه خاک ریز دانه تر باشد تغییر مکان لازم برای بروز حالات محرک و مقاوم بیشتر است. اما دلیل این امر چیست؟ در دو حالت جداگانه بررسی می کنیم:

الف. حالت محرک: وقتی خاک ریز دانه است چسبندگی بین ذرات وجود دارد لذا وقتی دیوار از خاک فاصله می گیرد در خاک کشش ایجاد می شود و چون خاک ریزدانه دارای چسبندگی بین ذرات است کمی در برابر این کشش مقاومت می کند و بلافاصله گسیخته نمی شود (ابتدا ترک کششی رخ می دهد) لذا برای بروز حالت محرک در خاک رسی نیاز به تغییر مکان بیشتری است اما در خاک ماسه ای چون چسبندگی صفر فرض می شود به همین دلیل با تغییر مکان کمتری خاک دچار گسیختگی شده و حالت محرک ایجاد می شود. باید در نظر داشته باشیم گسیختگی در حالت محرک دارای مکانیزم کششی است.

ب. حالت مقاوم: در حالت مقاوم وقتی دیوار به خاک نزدیک می شود به خاک فشار وارد می کند. می توان این حالت را مشابه حالتی دانست که یک پی بر روی سطح خاک قرار دارد. زیرا مکانیزم انتقال بار فشاری است. به این ترتیب با توجه به مباحث اولیه در مورد نشست در خاکهای ماسه ای و رسی دیدیم در خاکهای رسی برای رسیدن به حداکثر مقاومت و گسیخته شدن نیاز به نشست بیشتری است تا خاکهای ماسه ای. در اینجا هم اگر خاک رسی پشت دیوار حائل قرار داشته باشد با فشار آوردن دیوار به خاک، نیاز به تغییر شکل بیشتری در خاک است تا خاک گسیخته شود و حالت مقاوم روی دهد.

تست ۳۵: خاکریز پشت دو دیوار مشابه با تراکم یکسان ریخته شده است. در حالت دوم درصد ریز دانه ها به مراتب بیشتر از

ریز دانه های خاکریز حالت اول است. برای ایجاد حالت محرک، حرکت دیوارها چگونه است؟ (کنکور ارشد سراسری ۸۱)



(۱) باید هر دو دیوار به طور یکسان حرکت کنند.

(۲) باید دیوار ۱ بیشتر از دیوار ۲ حرکت کند.

(۳) باید دیوار ۲ بیشتر از دیوار ۱ حرکت کند.

(۴) نمی توان حرکت دیوارها را با هم مقایسه کرد.

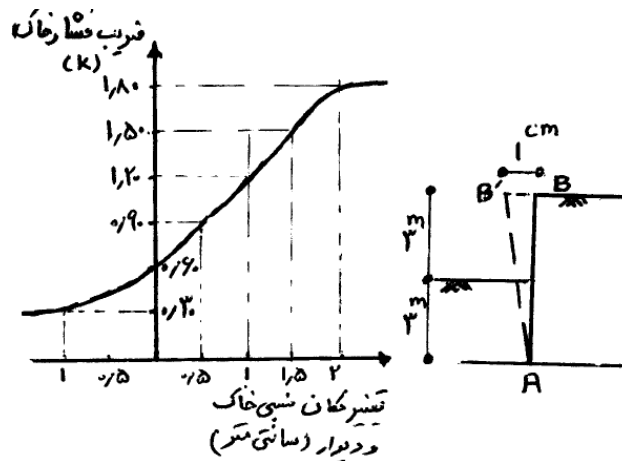
پاسخ:

گفتیم هم برای حالت محرک و هم برای حالت مقاوم هر چه ریزدانه خاک بیشتر باشد نیاز به تغییر مکان بیشتری برای گسیختگی کامل خاک و رخ دادن حالت محرک است. زیرا طبق بحث بالا در حالت محرک گسیختگی کششی است و خاک رسی به دلیل چسبندگی بین ذرات بلافاصله پس از بروز کشش گسیخته نمی شود. گزینه ۳ صحیح است.

تست ۳۶: دیوار حائل صلب AB تحت اثر رانش خاک، از وضعیت AB به AB' حرکت می کند. در صورتی که تغییرات

ضریب فشار خاک با تغییر مکان نسبی خاک و دیوار مطابق شکل باشد، نسبت فشار محرک به فشار مقاوم چقدر است؟

(کنکور سراسری ارشد ۹۱)



$$1 \quad (4) \quad \frac{4}{3} \quad (3) \quad \frac{3}{4} \quad (2) \quad \frac{2}{3} \quad (1)$$

پاسخ:

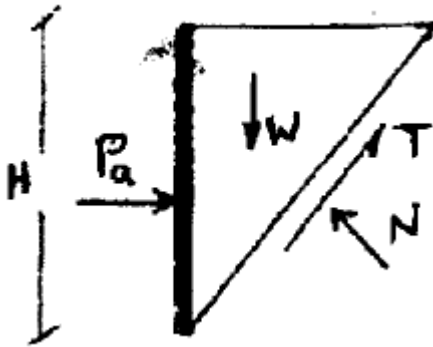
محور قائم معرف فشار جانبی خاک در حالت محرک، سکون و مقاوم است. میدانیم ضریب فشار جانبی در حالت مقاوم از حالت سکون بیشتر است و حالت سکون از حالت محرک. به این ترتیب برای پیدا کردن ضرایب فشار جانبی در حالت محرک و مقاوم از نمودار استفاده می کنیم. در نقطه ای که تغییر مکان نسبی صفر فرض شده است ضریب فشار حالت سکون خوانده می شود. با توجه به شکل در میابیم ضریب فشار حالت سکون برابر ۰/۶ است. پس ضریب فشار حالت محرک که از سکون کمتر است برابر ۰/۳ می باشد. برای یافتن ضریب فشار حالت مقاوم چند گزینه مثل ۰/۹، ۱/۲، ۱/۵ و ۱/۸ وجود دارد. برای اینکه ضریب فشار مقاوم را در بین این گزینه ها مشخص می کنیم به تغییر مکان حالت مقاوم رجوع می کنیم. چون تغییر مکان حالت محرک ۱ سانتی متر است و ارتفاع خاک مقاوم نصف ارتفاع خاک حالت محرک است پس تغییر مکان حالت مقاوم برابر ۰/۵ سانتی متر خواهد بود و ضریب فشار حالت مقاوم برابر با ۰/۹ خواهد شد. به این ترتیب داریم:

$$\frac{P_a}{P_p} = \frac{\frac{1}{2} k_a \gamma H_a^2}{\frac{1}{2} k_p \gamma H_p^2} = \frac{k_a H_a^2}{k_p H_p^2} = \frac{(0.3)(6)^2}{(0.9)(3)^2} = \frac{4}{3}$$

گزینه ۳ صحیح است.

۲۰- تست های کنکور فشار جانبی خاک دیوار حائل

تست ۳۷: یک دیوار حائل به ارتفاع H، مطابق شکل نیروی جانبی P_a ناشی از یک خاکریز رسی اشباع را تحمل می کند. اگر کل عمق H پر از آب گردد و دیوار هم برداشته شود حداکثر عمق H برای آنکه ضریب اطمینان در برابر پایداری به مرز بحرانی برسد، بر حسب γ_{sat} (وزن مخصوص اشباع)، γ' (وزن مخصوص موثر) و C_u (چسبندگی زهکشی نشده خاک) برابر کدام است؟ (کنکور سراسری دکترای ۹۲)



$$\frac{2C_u}{\gamma'} \quad (1)$$

$$\frac{4C_u}{\gamma_{sat}} \quad (2)$$

$$\frac{4C_u}{\gamma'} \quad (3)$$

$$\frac{2C_u}{\gamma_{sat}} \quad (4)$$

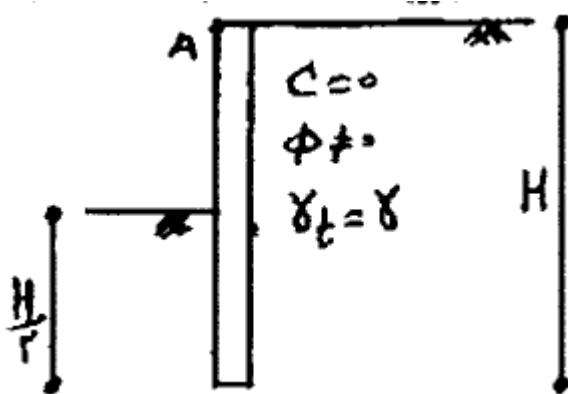
پاسخ: گزینه ۲

مفهوم سوال: یک خاکریز رسی اشباع بدون وجود دیوار تا چه ارتفاعی می تواند پایدار بماند (در صورتی که ضریب اطمینان برابر ۱ فرض شود)؟ چون گزینه ها بر اساس C_u (زهکشی نشده) مطرح شده لذا در این شرایط تنش کل حاکم است (در شرایط زهکشی نشده چون نمی دانیم در این لحظه چه مقدار فشار آب حفره ای مستهلک شده لذا باید از تحلیل های تنش کل استفاده کرد که اثر فشار آب دیده شود اما وقتی شرایط زهکشی شده باشد چون فشار آب مستهلک شده می توان از تحلیل تنش موثر استفاده کرد چون همه بار در این حالت به دانه های خاک می رسد) و چون عمق بحرانی برای گود بدون محافظ ۲ برابر عمق ترک کششی است خواهیم داشت: $\phi = 0$ (رس اشباع زهکشی نشده)

$$H_{cr} = \frac{4C}{\gamma_{sat} \sqrt{k_a}} \xrightarrow{\phi=0 \rightarrow k_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = 1} H_{cr} = \frac{4C_u}{\gamma_{sat}}$$

تست ۳۸: برای دیوار حائل صلب با خاک یکسان در دو طرف، نسبت نیروی مقاوم به نیروی محرک هنگامی که نقطه A در

بالای دیوار به اندازه $\frac{H}{1000}$ به سمت چپ حرکت کند، کدام است؟ (کنکور دکترای سراسری ۹۲)



$$\frac{k_p}{4k_a} \quad (1) \text{ برابر}$$

$$\frac{k_p}{8k_a} \quad (2) \text{ برابر}$$

$$\frac{k_p}{8k_a} \quad (3) \text{ حتما کمتر از}$$

$$\frac{k_p}{4k_a} \quad (4) \text{ حتما کمتر از}$$

پاسخ:

چون تراکم خاک ماسه ای در سوال مشخص نشده است نمی توانیم تشخیص دهیم تغییر مکان لازم برای شکل گیری حالت محرک رخ داده یا خیر. (اما ماسه چه شل باشد چه متراکم، بر اساس جدول ۵، تغییر مکان $\frac{H}{1000}$ حالت مقاوم را بوجود نمی

آورد). ترازقی در خاک های ماسه ای پیشنهاد ساده تری ارائه کرد:

جدول ۶- پیشنهاد ترزاقی برای تغییر مکان مورد نیاز جهت بروز حالات محرک و مقاوم در ماسه

مقاوم	محرک	نوع خاک
$0.01H$	$0.001H$	ماسه ای

با این فرض $0.001H$ مورد نیاز برای حالت محرک، تامین شده و حالت محرک، کامل شکل می گیرد اما اگر نقطه A،

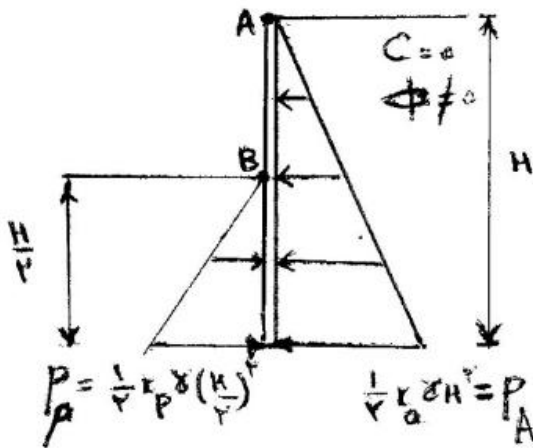
$0.001H$ تغییر شکل دهد نقطه B به اندازه $\frac{H}{2000}$ تغییر شکل می دهد (چون ارتفاع نقطه B نصف ارتفاع نقطه A است). بر

اساس پیشنهاد ترزاقی، حداقل تغییر مکان برای حالت مقاوم $0.01H$ است که چون در حالت مقاوم ارتفاع $\frac{H}{2}$ بوده پس

حداقل باید $\frac{H}{200}$ تغییر مکان رخ دهد اما در نقطه B، ۱۰٪ آن رخ داده پس حالت مقاوم شکل نگرفته است. (از مکانیک خاک

میدانیم مساحت پروفایل فشار جانبی برابر نیرویی است که به دیوار اعمال می شود. برای یک پروفایل فشار خالص مثلثی، نیروی جانبی اعمال شده با استفاده از محاسبه مساحت مثلث در حالت

محرک برابر بود با: $\left(P_a = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2 \right)$ به این ترتیب داریم:



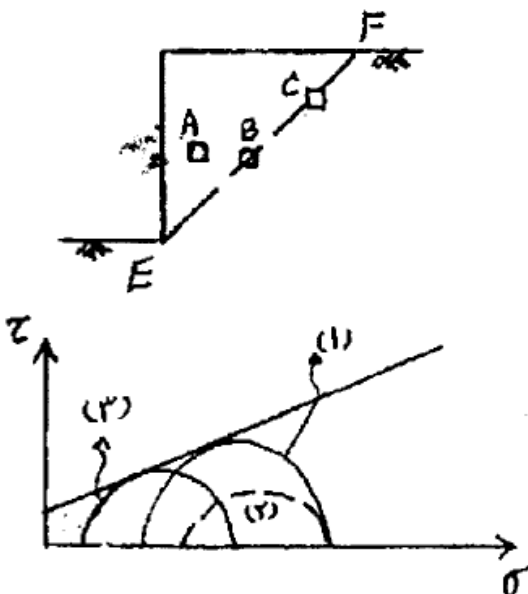
$$\frac{P_p}{P_a} = \frac{\frac{1}{2} k_p \gamma \left(\frac{H}{2} \right)^2 - \varepsilon}{\frac{1}{2} k_a \gamma H^2} < \frac{1}{4} \frac{k_p}{k_a}$$

گزینه ۴ صحیح است.

شکل ۵۱- فشار جانبی محرک و مقاوم اعمال شده به دیوار

تست ۳۹: اگر ترانشه قائم شکل در امتداد خط EF دچار لغزش شود، دوایر مور ۱، ۲ و ۳ به ترتیب مربوط به کدام یک از المان

های A، B و C می باشند؟ (کنکور دکترای سراسری ۹۲)



(۱) $1 \rightarrow B$ و $2 \rightarrow C$ و $3 \rightarrow A$

(۲) $1 \rightarrow C$ و $2 \rightarrow A$ و $3 \rightarrow B$

(۳) $1 \rightarrow B$ و $2 \rightarrow A$ و $3 \rightarrow C$

(۴) $1 \rightarrow C$ و $2 \rightarrow B$ و $3 \rightarrow A$

پاسخ:

المان های روی سطح لغزش B و C نمی توانند دایره مور ۲ را داشته باشند زیرا روی سطح لغزش در حال گسیختگی است در حالیکه دایره مور ۲ با پوش گسختگی تماس ندارد. ابتدا C گسیخته شده و سپس B تنش بیشتری را تحمل می کند تا گسیخته شود. (بخاطر بسیج شدن مقاومت برشی طول بیشتری از خاک در B). پس المان B معادل دایره مور ۱ و C معادل دایره مور ۳ می باشد. از طرفی المان A بالای سطح لغزش بوده و گسیخته نشده پس A معادل دایره مور ۲ می باشد. گزینه ۳ صحیح است.

۲۱. ظرفیت باربری پی های سطحی و شناسایی تحت الارضی

تست ۴۰: یک مخزن بسیار بزرگ سوخت استوانه ای دارای یک پی دایره ای قطور به قطر ۲۰ متر می باشد که در یک لایه

خاک صرفا چسبنده و همگن اجرا شده است. چسبندگی خاک $C = 20 kPa$ و چسبندگی خاک در تماس با جدار مخزن $\frac{1}{2}C$

برآورد می گردد. دفن این پی در عمق ۳ متری از سطح زمین چند کیلونیوتن به ظرفیت نگهداری سوخت مخزن در حالت بهره

برداری می افزاید؟ $(FS = 2)$ و $\gamma = 20 \frac{kN}{m^3}$ (خاک) (کنکور دکترای سراسری ۹۲)

$$3600\pi \quad (۴)$$

$$3300\pi \quad (۳)$$

$$3000\pi \quad (۲)$$

$$300\pi \quad (۱)$$

پاسخ: در حالتی که پی روی سطح زمین است، داریم:

$$q_{u1} = \frac{Q_1}{A}$$

از طرفی چون خاک صرفا چسبنده است پس با فرض $\phi = 0$ خواهیم داشت: $(N_c = 5.14, N_q = 1, N_\gamma = 0)$

$$q_u = cN_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma = 5.14c_u + q$$

و چون پی بر روی سطح زمین است پس $D_f = 0$ است لذا: $(q = \gamma D_f = 0)$ به این ترتیب خواهیم داشت:

$$Q_1 = 5.14C_u A$$

در حالت دوم که پی در عمق ۳ متری سطح زمین است هم فشار سربار ۳ متر خاک را خواهیم داشت و هم چسبندگی تماسی

خاک با جدار را. پس به این ترتیب: $\left(q_{u2} = \frac{Q_2}{A} \right)$ از طرفی داریم:

$$q_{u2} = 5.14C_u + q \rightarrow Q_2 = (5.14C_u + q)A$$

همچنین فشار تماسی که در محیط مخزن سوخت به نوعی در برابر پانچ مقاومت میکند برابر است با:

$$= C_a \cdot P \cdot D_f = \frac{1}{2} C_u \cdot \pi D \cdot D_f$$

$$Q_2 = (5.14C_u + q)A + \frac{1}{2}C_u \cdot \pi D \cdot D_f$$

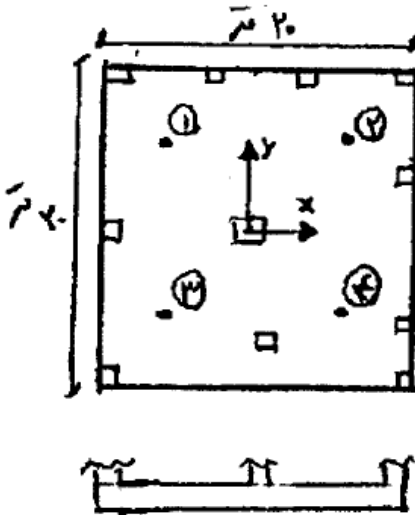
$$\Delta Q = Q_2 - Q_1 = qA + \frac{1}{2}C_u \pi D \cdot D_f = 20(3) \left(\frac{\pi \times 20^2}{4} \right) + \frac{1}{2} \times 20 \times \pi \times 20 \times 3 = 6600\pi \text{ kN}$$

با فرض ضریب اطمینان ۲ داریم:

$$\Delta Q_{all} = \frac{\Delta Q}{2} = \frac{6600\pi}{2} = 3300\pi \text{ kN}$$

حال سوالی که مطرح است این که چرا فشار تماسی برای تراز $Z = 0$ لحاظ نشد؟ چون در روی سطح زمین هیچ ضخامتی از خاک در برابر پانچینگ مقاومت نمی کند و زمانی C_u بسیج می شود که ضخامتی از خاک درگیر شود. به عنوان مثال اگر ۱۰ سانتیمتر پایین برویم ضخامت همین ۱۰ سانتیمتر خاک در برابر پانچ مقاومت خواهد کرد.

تست ۴۱: مقادیر فشار زیر پی گسترده صفحه ای انعطاف پذیر در چهار نقطه نشان داده شده در شکل زیر با مختصات مورد نظر به شرح زیر می باشند. نیروی قائم کل سازه روی این پی چند تن است؟ (کنکور دکتری سراسری ۹۲)



نقطه ۱: $(5/77$ و $-5/77)$ و فشار زیر پی برابر $40 \frac{t}{m^2}$

نقطه ۲: $(5/77$ و $5/77)$ و فشار زیر پی برابر $20 \frac{t}{m^2}$

نقطه ۳: $(-5/77$ و $-5/77)$ و فشار زیر پی برابر $30 \frac{t}{m^2}$

نقطه ۴: $(-5/77$ و $5/77)$ و فشار زیر پی برابر $50 \frac{t}{m^2}$

۹۰ (۱)

۱۰۰ (۲)

۱۱۰ (۳)

۱۴۰ (۴)

پاسخ:

برای محاسبه تنش قائم در یک مقطعی که تحت اثر بار محوری و خمش دو محوره قرار دارد از رابطه ذیل استفاده می شد:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x y}{I_x} \pm \frac{M_y x}{I_y}$$

با فرض تغییرات خطی بین ۱ و ۲ (نقطه a) و همچنین تغییر خطی بین ۳ و ۴ (نقطه b) آن را تبدیل به دو معادله دو مجهول می کنیم:

$$a(0, 5.77) \rightarrow 30 = \frac{P}{400} + \frac{M_x(5.77)}{\frac{20^4}{12}}$$

$$b(0, -5.77) \rightarrow 40 = \frac{P}{400} + \frac{M_x(-5.77)}{\frac{20^4}{12}}$$

با مجموع دو معادله خواهیم داشت:

$$70 = \frac{2P}{400} \rightarrow P = 14000 \text{ ton}$$

گزینه صحیح وجود ندارد.

تست ۴۲: در انجام آزمایش برش پره صحرایی در رس اشباع، سرعت انجام آزمایش چه تاثیری در تعیین مقاومت برشی

زهکشی نشده رس دارد؟ (کنکور دکترای سراسری ۹۱)

(۱) تاثیر دارد.

(۲) تاثیری ندارد.

(۳) برای رس های پیش تحکیم یافته تاثیر دارد ولی برای خاکهای عادی تحکیم یافته خیر.

(۴) برای رس های عادی تحکیم یافته تاثیر دارد ولی برای خاکهای پیش تحکیم یافته خیر.

پاسخ: گزینه ۱

سرعت چرخش پره مهمترین فاکتور تاثیرگذار روی مقاومت برشی زهکشی نشده است. آزمایش برش پره صحرایی به دلیل سادگی، سرعت و هزینه نسبتا کم که اجازه جمع آوری اطلاعات زیادی را می دهد به طور وسیعی مورد استفاده قرار می گیرد. اما نتایج این آزمایش تابع چندین پارامتر است مثل سرعت چرخش پره، زمان سپری شده برای شروع آزمایش (زمان بین نصب پره در خاک تا شروع آزمایش)، شکل تیغه پره و نسبت طول به عرض پره، شرایط زهکشی، تاثیرات دستخوردگی و غیر یکنواختی توزیع تنش که منجر به گسیختگی پیش رونده و مقاومت غیر همسان می شود. خیلی از این مشکلات با استاندارد کردن آزمایش

حل شدند. در حال حاضر استاندارد شامل پره مستطیلی با قطر ۶۵ میلیمتر و نسبت $\frac{H}{D}$ برابر ۲ و ضخامت تیغه ۱/۹۵ میلیمتر و

نسبت سطح کمتر از ۱۲٪ به منظور کاهش دستخوردگی است. (می دانیم نسبت سطح کوچکتر از ۱۰ درصد را دست نخورده فرض می کنیم). همچنین سرعت بارگذاری به طور معمول ۰/۱ درجه بر ثانیه یا ۶ درجه بر دقیقه انتخاب می شود (با کمترین

زمان تاخیر پس از نصب پره بین ۱ تا ۵ دقیقه) (باید توجه داشته باشیم سرعت چرخش میله اصلی که تیغه ها را می چرخاند تا چه اندازه کم است به گونه ای که اگر بالای پره ایستاده باشیم به زحمت متوجه چرخش میله می شویم. آزمایش VST غالبا

ظرف چند دقیقه (تا ۵ دقیقه برای رس های نرم) با گسیختگی رس به پایان می رسد. به این ترتیب غالبا خیلی پیش از اینکه میله یک دور بچرخد با چرخش حدود ۳۰ تا ۴۰ درجه میله، خاک رس نرم گسیخته می شود و در چنین آزمایش هایی مقدار C_u

بدست آمده در قیاس با رس های سفت یا سخت که خاک با این سرعت چرخش کم گسیخته نمی شود قابل اطمینان تر است. باید توجه داشت آزمایش VST زمانی عملکرد قابل قبول دارد که خاک در همان ابتدا مثلا چرخش تا ۵۰ درجه اول (خیلی پیش

از یک دور کامل ۳۶۰ درجه) گسیخته شود و در صورتی که خاک در این دور به گسیختگی نرسد طبیعتا سفت بوده و با سرعت

چرخش کم میله به سختی بتوان خاک سفت را به گسیختگی رساند. زمان گسیختگی نیز پارامتر تاثیرگذاری بر C_u است به طوری که Bjerrum ضریب کاهش برای زمان های گسیختگی طولانی تر تا ۷ روز (۱۰۰۰۰ دقیقه) را پیشنهاد کرد. به طور کلی افزایش سرعت برش باعث افزایش مقاومت برشی زهکشی نشده C_u می شود. این مشاهدات بوسیله اطلاعات زیادی از چندین نوع آزمایش تایید میشود مثل CPT (Powell, Quaternmann 1988) و سه محوری (Kulhawy, Mayne 1990). وابستگی سرعت چرخش پره و مقاومت زهکشی نشده رس معمولاً به دو صورت زیر نوشته می شود:

$$\frac{C_u}{C_{u0}} = 1 + \alpha \log \left(\frac{\dot{\omega}}{\dot{\omega}_0} \right)$$

$$\frac{C_u}{C_{u0}} = \left(\frac{\dot{\omega}}{\dot{\omega}_0} \right)^\beta$$

C_{u0} : مقاومت زهکشی نشده بر اساس سرعت چرخش استاندارد

$\dot{\omega}_0$: سرعت چرخش زاویه ای استاندارد (۶ درجه بر دقیقه)

α و β : پارامترهای تابع خاک

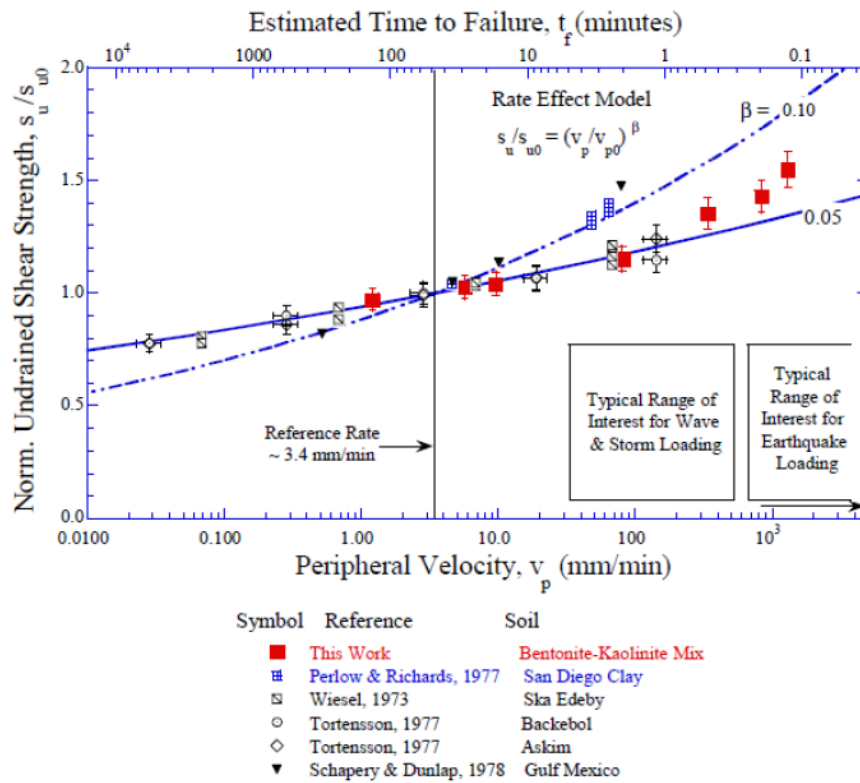
در رابطه اول دیده می شود همواره $\frac{C_u}{C_{u0}} > 1$ خواهد بود (به ازای هر مقدار α). همچنین در رابطه دوم هم به ازاء هر مقدار

$$\beta, \frac{C_u}{C_{u0}} > 1 \text{ خواهد بود (چون } \frac{\dot{\omega}}{\dot{\omega}_0} > 1 \rightarrow \dot{\omega} > \dot{\omega}_0 \text{).}$$

برای رس ها و سیلت های غیر سیمانی یا با خاصیت سیمانی کم چندین محقق مقادیر α را بین ۱ و ۲ درصد تا ماکسیمم ۲۵ تا ۳۰ درصد برای ۱ سیکل تخمین زدند که با سرعت چرخش زاویه ای افزایش می یابد. بر این اساس شکل زیر برای خاکهای رسی مختلف، افزایش مقاومت برشی زهکشی نشده را ارئه می کند.

مباحث بالا برای مقاومت برشی پیک زهکشی نشده است و مقاومت باقیمانده برشی زهکشی نشده مستقل از سرعت چرخش خواهد بود. پس همانطور که بحث کردیم افزایش سرعت آزمایش از ۶ درجه در دقیقه باعث افزایش C_u بدست آمده می شود و این امر برای همه رس ها و حتی مخلوط رس و بنتونیت هم صادق است فلذا گزینه ۱ صحیح می باشد.

گزینه های تست دچار مشکلند. به نظر، تست، دو گزینه ای است به عبارتی یا گزینه ۱ صحیح است یا ۲، حتی اگر ۳ یا ۴ صحیح باشند ۱ هم صحیح خواهد شد. بهتر بود طراح به جای گزینه ۱ قید می کرد: "برای رس های عادی تحکیم یافته و پیش تحکیم یافته تاثیر دارد".



شکل ۵۲- تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده نرمالیزه شده بر حسب زمان گسیختگی برای انواع رس و مخلوط رس- بنتونیت

"حضرت رسول صلی الله علیه وآله"

نجات مومن در حفظ زبان اوست.