6
Chapter

فصل ۶:
مقاومت مجاز و طراحی ژئوتکنیکی
فونداسیون های سطحی

جزوه درس مهندسی پی (کارشناسی عمران)

استاد: عبدالمتین ستایش

@ME2CH

WWW.ME2CH.ROZBLOG.COM

۶-۱ مقدمه

ملاحظات طراحی پی ها به قرار تعیین توان باربری، تخمین نشست و طراحی سازه ای بوده که دو مورد اول، در فصول قبلی بررسی شد. هدف از طراحی سازه ای، تعیین مصالح داخل سازه فونداسیون بوده که در مقابل نیروهای داخلی (تنش ها) اعم از فشاری، کششی و برشی مقاومت لازم را تامین نماید. در مباحث مربوط به تعیین توان باربری و نشست با استفاده از بار روسازه و مشخصات خاک بستر، هندسه پی در پلان مشخص می شود. تعیین ضخامت فونداسیون و نیز چگونگی مسلح نمودن پی از مباحث مربوط به طراحی سازه ای به شمار می آید.

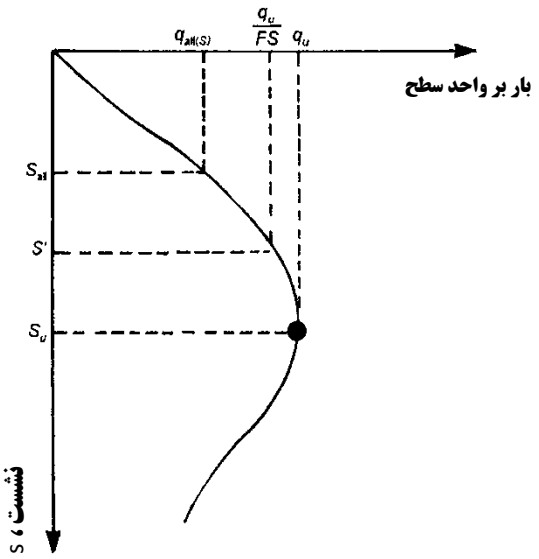
هزینه پی ها معمولاً بین ۵ تا ۱۵ درصد کل هزینه ساختمان ها و یا دیگر ابنیه فنی است. بنابراین می توان با طرح دقیق و انتخاب صحیح آن، صرفه جویی قابل ملاحظه ای را برای پروژه ها به عمل آورد. به علاوه، با توجه به نقش خاص و کلیدی پی با طراحی و اجرای درست آن شرایط لازم برای تامین عمر مفید توام با ملاحظات دوام، پایداری و سرویس دهید تضمین خواهد شد. طرح پی ها در ساختمان های بزرگ بعد از مقایسه آلترناتیو های مختلف به لحاظ هزینه، میزان مصالح مصرفی، نیروی انسانی، امکانات موجود و شیوه های اجرایی صورت می گیرد.

در طراحی پی کلیه نیروهایی که در طول عمر سازه ممکن است بر آن اثر کنند، در نظر گرفته می شوند. به طور کلی لازم است اثر بارهای ثقلی (یعنی مرده و زنده) و همچنین بارهای جانبی (بادو زلزله و رانش خاک) در طراحی پی لحاظ گردد. همچنین طراحی پی های منفرد با فرض صلبیت آن ها صورت می گیرد، یعنی سختی خمشی پی به گونه ای است که عکس العمل در کف به چگونگی تغییر فرم پی روی بستر بستگی ندارد و عکس العمل بر اثر بارهای وارده به صورت خطی یکنواخت و یا غیر یکنواخت در نظر گرفته می شود.

۶-۲ تعریف مقاومت مجاز خاک

در شکل ۶-۱ بار دیگر دیاگرام فشار تماسی فونداسیون $\mathbf{q}$ در برابر نشست $\mathbf{s}$ یا همان دیاگرام بارگذاری فونداسیون نشان داده شده است. حداکثر فشار تماسی یا همان فشار لهیدگی که خاک فونداسیون قبل از گسیختگی می تواند تحمل نماید در روی شکل با $\mathbf{q_u}$ نشان داده شده است، این فشار همان ظرفیت باربری نهایی فونداسیون می باشد زیرا بعد از این فشار خاک به گسیختگی خود ادامه می دهد بدون اینکه مقاومتی نماید. نشست نظیر این فشار نیز در روی شکل با $\mathbf{S_u}$ نمایش داده شده است. از طرف دیگر برای در نظر گرفتن عدم قطعیت های موجود در تخمین پارامترهای مقاومت برشی خاک حداقل ضریب اطمینان ۳ بر مقاومت نهایی اعمال می شود که به این مقدار، ظرفیت باربری مجاز یا ایمن می گوییم که مطابق با شکل ۶-۱ در نشست نظیر S' رخ می دهد. از طرف دیگر برای جلوگیری از اختلال در خدمت دهی و آسیب های احتمالی روسازه، آیین

نامه های ساختمانی، ضوابط و مقادیر حدی برای نشست های مجاز سازه های مختلف تعیین نموده اند. اگر این میزان نشست مجاز را S_{all} بنامیم، نشست S' می تواند از این مقدار بزرگتر یا کوچکتر باشد. در تعیین مقدار فشاری که خاک مجاز است از طریق روسازه تحمل نماید هر دو این عوامل باید لحاظ شوند. به عبارت دیگر حداکثر فشاری که خاک فونداسیون مجاز است تحمل نماید باید مقداری باشد که نشست های سازه از یک مقدار مجاز فراتر نرفته و همزمان با حاشیه اطمینان کافی در مقابل گسیختگی برشی ایمن باشد. به این مقدار حداکثر فشار، **مقاومت مجاز**[1] یا فشار لهیدگی مجاز خاک اطلاق می شود. در بخش های بعدی با نحوه تعیین مقاومت مجاز خاک آشنا خواهیم شد.



شکل ۶–۱ منحنی بار – نشست فونداسیون سطحی

۶–۳ | نحوه تعیین مقاومت مجاز خاک

برای محاسبه مقاومت مجاز خاک باید ببینیم برای یک فشار تماسی مشخص چه ابعاد فونداسیونی نشستی برابر نشست مجاز ایجاد می کند حال این ابعاد را در رابطه ظرفیت باربری قرار داده و ظرفیت برابری ایمن خاک را برای آن ابعاد محاسبه می نماییم اگر ظرفیت باربری ایمن خاک بزرگتر از فشار تماسی در آن عرض مشخص شود، آن مقدار فشار تماسی مقاومت مجاز خاک برای آن ابعاد فونداسیون خواهد بود. اگر فشار تماسی ایجاد کننده نشست مجاز بیش از ظرفیت باربری ایمن خاک در آن ابعاد مشخص شود، مقدار ظرفیت باربری ایمن خاک همان مقاومت مجاز خواهد بود.

دقت شود که نمی توانیم برای همه ابعاد این کار را انجام دهیم زیرا بسیار وقت گیر بوده و حجم محاسبات بسیار زیاد خواهد بود. بنابراین بهتر است برای نسبت های مشخص مثلا $B=L$ (فونداسیون مربع شکل) و $B/L=0$ (فونداسیون نواری) و یا به طور مثال $L/B=3$ و عمق های مشخص این کار را انجام دهیم.

[1] Allowable Bearing Pressure

۶-۴ | نکات مهم طراحی فونداسیون

۱. حداقل ضریب اطمینان در برابر گسیختگی برشی فونداسیون $FS = 3$ می باشد.

۲. ابعاد فونداسیون در پلان را طوری انتخاب می کنیم که فونداسیون متحمل گسیختگی ژئوتکنیکی نشود و نشست ها در محدوده مجاز قرار گیرند.

۳. عمق استقرار فونداسیون D_f با توجه به ملاحظات زیر تعیین میگردد (بند ۷-۴-۴-۱ مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان):

- رسیدن به لایه باربر مناسب و طبیعی و یا بهسازی شده.
- در خاک های رسی رسیدن به ترازی که در آن تراز آماس و یا جمع شدگی حاصل از تغییرات فصلی هوا، و یا ریشه درختان و بوته ها، جابجایی های بیشتر از حد قابل قبول ایجاد نکنند.
- رسیدن به ترازی که در آن تراز یخ زدگی خرابی ایجاد نکند. (عبور از عمق یخبندان)
- تراز ایستایی در زمین و مسائلی که ممکن است در اثر حفاری برای پی، در زیر سطح آب پیش آید.
- جابجایی احتمالی زمین و کاهش مقاومت لایه باربر در اثر نشت آب و یا اثرات آب و هوایی و یا روش های ساختمانی.
- اثرات حفاری های احتمالی در محدوده نزدیک پی که برای ساخت و سازهای دیگر و یا عبور خدمات شهری مورد نیاز است.
- نیاز برای ایجاد عمق بیشتر برای پی به منظور تامین پایداری.

۴. ضخامت فونداسیون باید طوری انتخاب شود که از گسیختگی سازه ای جلوگیری شده و فونداسیون صلبیت کافی داشته باشد.

۵. در فونداسیون های نواری باید در نظر داشت که عرض نوارها طوری انتخاب شود که توزیع تنش های تماسی در زیر پی تا حد امکان یکنواخت باشد.

۶. چنانچه بارها متعارف و مهندس طراح با تجربه باشد می توان یک ابعاد اولیه مناسب با بارهای وارده برای فونداسیون انتخاب نموده و ظرفیت باربری و نشست و پایداری آن را کنترل نمود.

۷. در گام ۵ برای محاسبه ظرفیت باربری نیاز به ابعاد فونداسیون در پلان $(B \times L)$ و عمق استقرار پی D_f داریم حال آنکه در این مرحله از طراحی هنوز این پارامترها را در اختیار نداریم. برای حل این مسئله دو روش متداول است:

- بر حسب تجربه B، L و D_f را تخمین زده و سپس ظرفیت باربری را محاسبه می نماییم.
- ظرفیت برابری پی را بدون در نظر گرفتن خروج از مرکزیت بر حسب توابعی از B، L و D_f ترسیم نموده و در مرحله بعد با انتخاب ابعاد اولیه ظرفیت باربری را بدست می آوریم.

۸. در یک طرح معقول، ابعاد فونداسیون در پلان طوری انتخاب می شوند که تنش تماسی با فرض توزیع یکنواخت مستطیلی در سطح موثر فونداسیون تحت بارهای سرویس، کوچکتر از تنش تماسی مجاز محاسبه شده با استفاده از روابط ظرفیت باربری استاتیکی با فرض $B = B'$ باشد.

۶-۵ | گام های طراحی فونداسیون:

۱. طرح اولیه و نوع فونداسیون را با توجه به نوع سازه، درجه اهمیت سازه و شرایط ژئوتکنیکی و زمین شناسی انتخاب نمایید.
۲. داده ها و اطلاعات ژئوتکنیکی مورد نیاز را گردآوری نموده و در صورت نیاز مبادرت به انجام آزمایش های صحرایی و آزمایشگاهی نمایید. در این خصوص توجه به رده ژئوتکنیکی سازه مهم است (فصل ۲ مبحث ۷).
۳. عمق استقرار فونداسیون را با در نظر گرفتن ملاحظات بند ۷-۴-۴-۱ مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان انتخاب نمایید.
۴. بارهای وارده بر فونداسیون که از روسازه به آن وارد می شود را بدست آورید (بند ۷-۴-۳-۳).
۵. با استفاده از نتایج آزمایش های آزمایشگاهی و صحرایی و پارامترهای فیزیکی و مکانیکی خاک، ظرفیت باربری فونداسیون را بدون در نظر گرفتن خروج از مرکزیت و بر حسب پارامترهای مجهول محاسبه نمایید.
۶. با استفاده از بارهای سرویس (بدون ضریب) ابعاد فونداسیون را در پلان محاسبه نمایید.
۷. با استفاده از بارهای ضریب دار ضخامت و آرماتور مورد نیاز را محاسبه نمایید. (بند ۷-۴-۳-۳)
۸. پایداری سازه در برابر لغزش و واژگونی را کنترل نمایید.
۹. نقشه های اجرایی را تهیه نمایید.

۶-۶ | عمق یخبندان

فونداسیون های قرار گرفته در زمین های در معرض یخبندان های فصلی یا دائمی، باید پایین تر از تراز نفوذ یخبندان (عمق یخبندان) احداث شوند تا از اثرات مخرب ناشی از عملکرد یخبندان در امان باشند. این اثرات مخرب عبارتند از بلند شدن فونداسیون در اثر تغییرات حجمی خاک بستر در اثر یخزدن و نشست ناشی از کاهش مقاومت برشی و سختی ناشی از ذوب شدن خاک یخ زده. به طور کلی برای اینکه یخزدگی رخ دهد شرایط زیر بایستی وجود داشته باشند:

- وجود خاک مستعد یخزدگی
- وجود آب
- شرایط یخزدگی

خاک های ریزدانه با چسبندگی کم تمایل بیشتری به یخزدگی دارند. معمولاً در خاک های سیلتی که درصد کمی ذرات عبوری از الک #200 دارند شبکه ای از حفرات و درزها ایجاد می شود که باعث تسریع در نفوذ یخبندان به داخل خاک می گردد. معمول ترین خاک های مستعد یخزدگی عبارتند از خاک های سیلتی **(ML, MH)**، ماسه های سیلتی **(SM)** و رس های دارای خاصیت خمیری کم **(CL, CL-ML)**. در مناطقی که در فصول سرما، خاک یخ می زند، لنزهای ماسه ای در داخل خاک های ریزدانه تشکیل شده و باعث ایجاد توالی از خاک یخزده و یخ می شود. در صورتی که در زیر عمق یخبندان سفره آب زیرزمینی وجود داشته باشد، آب در اثر مکش و موئینگی به سمت این لنزهای یخی حرکت کرده و باعث انبساط بیشتر لنزها و در نتیجه بالاآمدگی سطحی خواهد شد. علاوه بر این، درجه حرارت هوا و مدت استمرار دمای زیر صفر نیز بر عمق نفوذ یخبندان تاثیرگذار است.

شالوده باید در زیر حداکثر عمق یخبندان قرار گیرد تا احتمال حرکات ناشی از چرخه های یخ زدگی-ذوب شدگی به حداقل برسد. حداکثر عمق یخبندان را معمولاً می توان از طریق تجارب محلی یا نقشه های موجود بدست آورد. استفاده از نقشه های عمومی که مناطق وسیعی را تحت پوشش قرار می دهند توصیه نمی شود. برای انتخاب مقادیر مناسب طراحی باید از آیین نامه های محلی و شرکت های مشاور منطقه و تجارب فنی استفاده نمود.

بررسی ملاحظات خاص فونداسیون هایی که در نواحی یخزدگی دائمی اجرا می شوند خارج از بحث ما می باشد لیکن خواننده می تواند جهت آشنایی با اصول و مبانی طراحی و ساخت فونداسیون در نواحی سردسیر به راهنمای مهندسی پی کانادا **(CFEM, 1985)** رجوع نماید.

مثال:

مطلوب است طراحی یک پی منفرد مربع شکل با مشخصات زیر:

بار مرده:	$DL = 1200kN$	مقاومت مشخصه بتن فونداسیون:	$f'_c = 21mpa$
بار زنده:	$LL = 900kN$	تنش تسلیم فولاد:	$f_y = 300mpa$
ابعاد ستون:	$45 \times 45cm$	زاویه اصطکاک زهکش شده:	$\varphi' = 32^\circ$
میلگردهای ستون:	$8\varphi 20$	چسبندگی زهکشی شده:	$c' = 0$
مقاومت مشخصه بتن ستون:	$f'_c = 25mpa$	وزن مخصوص بتن:	$\gamma_c = 24kN/m^3$
تنش تسلیم فولاد ستون:	$f_y = 300mpa$	وزن مخصوص خاک:	$\gamma_{soil} = 16kN/m^3$

مشخصات ستون — مشخصات فونداسیون

از ملاحظات نشست صرف نظر کنید.

حل مسئله

چون خروج از مرکزیت نداریم از هر یک از روابط موجود می توانیم استفاده نماییم. در اینجا از رابطه ظرفیت باربری مایرهوف استفاده می نماییم.

$$q_u = \gamma D_f N_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + 0.5\gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d}$$

$$\varphi = 32^\circ \rightarrow N_q = 23.18, N_\gamma = 22$$

$$\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1\frac{B}{L}\tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = 1 + 0.1\frac{B}{L}\tan^2\left(45 + \frac{32}{2}\right) = 1.32$$

از آنجایی که پی مربع شکل است نسبت آن ها برابر ۱ شده و معادله حاصل مستقل از ابعاد فونداسیون بدست می آید.

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1\frac{D_f}{B}\tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = 1 + 0.1\frac{D_f}{B}\tan\left(45 + \frac{32}{2}\right) = 1 + 0.18\frac{D_f}{B}$$

$$q_{all(net)} = \frac{q_u - \gamma D_f}{3} = \frac{1}{3}\left[\gamma D_f (N_q - 1)\lambda_{qs}\lambda_{qd} + 0.5\gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}\right]$$

عمق یخبندان در منطقه مشخص نیست. در این مسئله از یک مقدار متعارف برابر $D_f = 80cm$ استفاده می نماییم.

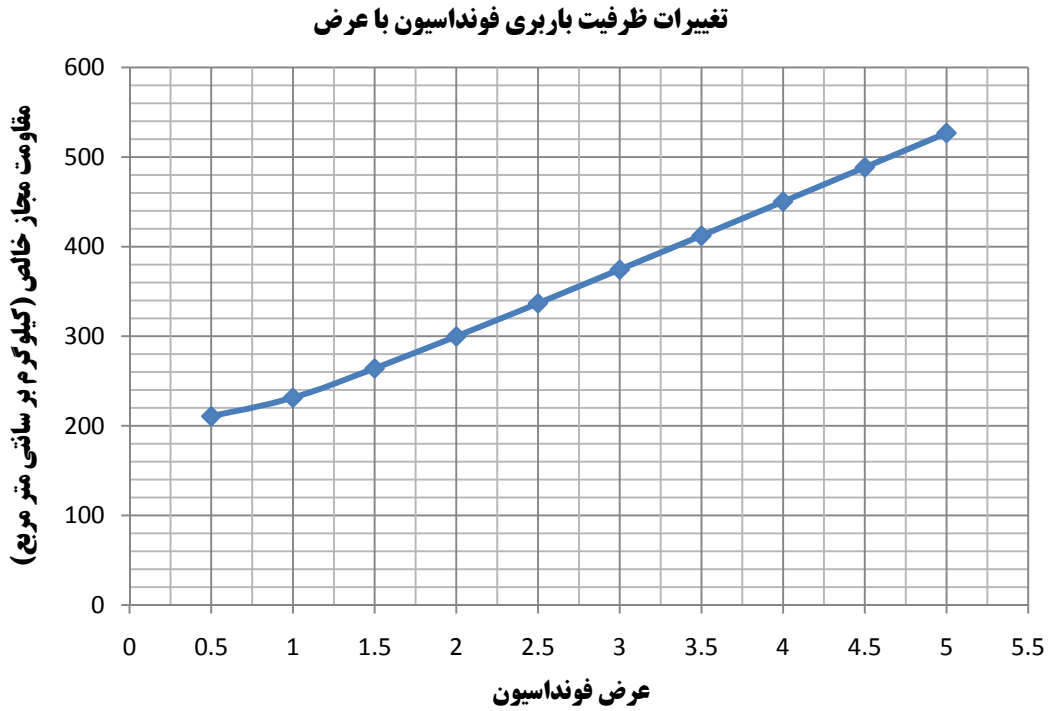
حال با جایگزینی مقادیر پارامترهای خاک در معادله $q_{all(net)}$ داریم:

$$q_{all(net)} = \frac{1}{3}\left[16\times 0.8(23.18-1)\times 1.32\times(1+0.18\frac{0.8}{B}) + 0.5\times 16\times B\times 22\times 1.32\times(1+0.18\frac{0.8}{B})\right]$$

چنانچه رابطه فوق را مرتب نماییم، معادله ای بر حسب B به صورت زیر بدست می آید:

$$q_{all(net)} = 136 + \frac{18}{B} + 77.48B$$

با داشتن معادله ظرفیت باربری مجاز خالص می توان به روش آزمون و خطا و یا ترسیم نمودار، ظرفیت باربری را محاسبه نمود. نمودار تغییرات ظرفیت باربری فونداسیون با عرض در صفحه بعد نمایش داده شده است.



به عنوان اولین انتخاب، عرض را برابر $B = 2m$ انتخاب می نماییم. بنابراین ظرفیت باربر برابر خواهد شد با:

$$q_{all(net)} = 136 + \frac{18}{2} + 77.48\times 2 = 299.96 \approx 300 kN/m^2$$

حال با استفاده از بارهای سرویس (بدون ضریب) تنش های وارده از روسازه به خاک را کنترل می نماییم:

$$q = \frac{DL + LL}{B\times L} = \frac{1200+900}{2^2} = 525 > 300 \qquad \text{Not Ok}$$

ابعاد انتخاب شده باعث ایجاد تنش تماسی بیشتر از مقدار مجاز شده و در نتیجه انتخاب اول مردود است. به عنوان دومین انتخاب عرض $B = 2.5m$ را انتخاب می نماییم. در این حالت ظرفیت باربری برابر خواهد شد با:

$$q_{all(net)} = 136 + \frac{18}{2.5} + 77.48\times 2.5 = 336.9 \approx 337 kN/m^2$$

فشار ناشی از روسازه در این حالت برابر خواهد شد با:

$$q = \frac{1200+900}{2.5\times 2.5} = 336 < 337 \qquad \text{Ok}$$

بنابراین ابعاد $2.5\times 2.5\text{m}$ به عنوان ابعاد فونداسیون انتخاب می شوند.

ابعاد پی در پلان باید بر اساس محدودیت های حالات حدی بهره برداری دو بدون در نظر گرفتن ضرایب بار کنترل شوند (بند ۷-۴-۳-۳ مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان). این حالات حدی شامل نشست بیش از حد، آماس بیش از حد و ارتعاشات ناپذیرفتنی می شوند. از بین این حالات در حالات متعارف، نشست بیش از حد دارای اهمیت بیشتری است و معمولاً در ساختمان ها عامل کنترل کننده ابعاد فونداسیون در پلان می باشد. بنابراین در این مرحل ابعاد فونداسیون در پلان که قبلاً انتخاب شده اند بایستی برای نشست کنترل شوند اما از آنجاییکه در این مسئله ملاحظات نشست در نظر گرفته نشده اند از ملاحظات نشست صرف نظر می نماییم و به گام بعدی می رویم.

در این مرحله باید طراحی سازه ای فونداسیون را انجام دهیم. طراحی سازه ای بر اساس الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و با استفاده از بارهای ضریب دار انجام می شود. با توجه به اینکه در این مثال تنها بارهای مرده و زنده محوری وجود دارند، تنها یک ترکیب بار به صورت زیر وجود خواهد داشت:

$$P_u = 1.25P_D + 1.5P_L = 1.25\times 1200 + 1.5\times 900 = 2850\ \text{kN}$$

برای طراحی سازه ای فونداسیون، تنش فشاری تماسی مجدداً برای ترکیب بارهای نهایی محاسبه می شوند. فشار تماسی در این حالت ساختگی بوده و متوسط فشار تماسی ضریب دار نام دارد و از آن فقط برای محاسبات نیروهای داخلی فونداسیون استفاده می شود.

$$q_f = \frac{P_u}{A} = \frac{2850}{2.5^2} = 456\text{kN/m}^2$$

- **انتخاب ابعاد پی:**

$$V_u \le V_r$$

$$V_r = 0.4\varphi_c\sqrt{f_c}\,b_\circ d \qquad (f_c \text{ in mpa})$$

$$b_\circ = 4(0.45+d) = 1.8+4d$$

$$V_u = P_u - A_p q_f = (A_f - A_p)q_f$$

$$A_p = (0.45+d)^2 = 0.2+0.9d+d^2$$

$$V_r = 0.4\times 0.6\times\sqrt{1000\times 21000}\times(1.8+4d)\times d = 1980d + 4400d^2$$

$$V_u = 456\times[6.25-(0.2+0.9d+d^2)] = 2758.8 - 410.4d - 456d^2$$

$$V_u = V_r \rightarrow 4856d^2 + 2390.4d - 2759 = 0 \rightarrow d = 0.547\text{m} \rightarrow \text{use } d = 0.55\text{m}$$

$$\rightarrow V_u = 2533\text{kN}$$

پس از محاسبه عمق موثر اولیه فونداسیون d ، با قراردادن آن در رابطه دو و سوم برش دو طرفه، مقاومت برشی سوراخ کننده فونداسیون را کنترل می نماییم.

$$V_r = (1+\frac{2}{\beta_c})(0.2\varphi_c\sqrt{f_c})b_\circ d = (1+\frac{2}{1})(0.2\times 0.6\times\sqrt{21})\times 4(450+550)\times 550\times 10^{-3} = 3630\text{kN} > 2533\ \text{OK}$$

$$V_r = \left(\frac{\alpha_s d}{b_\circ}+1\right)(0.2\varphi_c\sqrt{f_c})b_\circ d$$

$\alpha_s = 20$ برای ستون میانی، $\alpha_s = 15$ ستون کناری و $\alpha_s = 10$ برای ستون گوشه

که در اینجا ستون ما در وسط فونداسیون قرار دارد بنابراین:

$$V_r = \left(\frac{20\times 550}{4\times 1000}+1\right)\times 0.2\times 0.6\times\sqrt{21}(4\times 1000)\times 550\times 10^{-3} = 4538 > 2533 \quad \text{Ok}$$

بنابراین ضخامت $d = 0.55m$ پاسخگوی برش سوراخ کننده می باشد ولی این ضخامت حالا باید برای برش خمشی کنترل شود. هرچند در این نوع فونداسیون، برش خمشی به ندرت بحرانی است ولی جهت اطمینان آنرا کنترل می نماییم. مقطع بحرانی برای برش خمشی به فاصله d از بر ستون قرار دارد.

$$V_u = 456\times 2.5\times\left(\frac{2.5-0.45}{2}-0.55\right) = 541.5kN$$

$$V_r = 0.2\times 0.6\sqrt{21}\times 2500\times\left(\frac{2500-450}{2}-550\right)\times 10^{-3} = 653 > 541.5kN \quad \text{Ok}$$

- **محاسبه سطح مقطع میلگردهای کششی:**

$$M_u = q_f \times \frac{L'^2}{2} = 456\times\frac{1}{2}\left(\frac{2.5-0.45}{2}\right)^2\times 2.5 \approx 600kN\cdot m$$

$$A_s = \frac{0.85\times 0.6\times 21\times 2500\times 550}{300}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 600\times 1000\times 1000}{0.85\times 0.6\times 21\times 2500\times 550^2}}\right) = 3782mm^2$$

اگر از میلگرد $\phi 20$ استفاده نماییم خواهیم داشت:

$$n = \frac{3782}{314} = 12$$

- **کنترل میلگرد حداقل:**

اگر ۵ سانتی متر بتن پوشش برای فونداسیون در نظر بگیریم خواهیم داشت: $h = 55 + 5cm = 60cm$

$$A_{s,min} = 0.002b\times h = 0.002\times 2500\times 600 = 3000mm \quad \text{Ok}$$

$$A_{s,max} = \rho_{max} bd = 0.6\beta_1\frac{f_c}{f_y}\frac{600}{600+f_y}bd = 0.6\times 0.85\times\frac{21}{300}\times\frac{600}{600+300}\times 2500\times 550 = 33724mm^2 \quad \text{Ok}$$

- **کنترل طول گیرایی در کشش**

$$f_b = \lambda_1\lambda_2(0.65\sqrt{f_c}) = 1\times 1.25\times 0.65\sqrt{21} = 3.72mpa$$

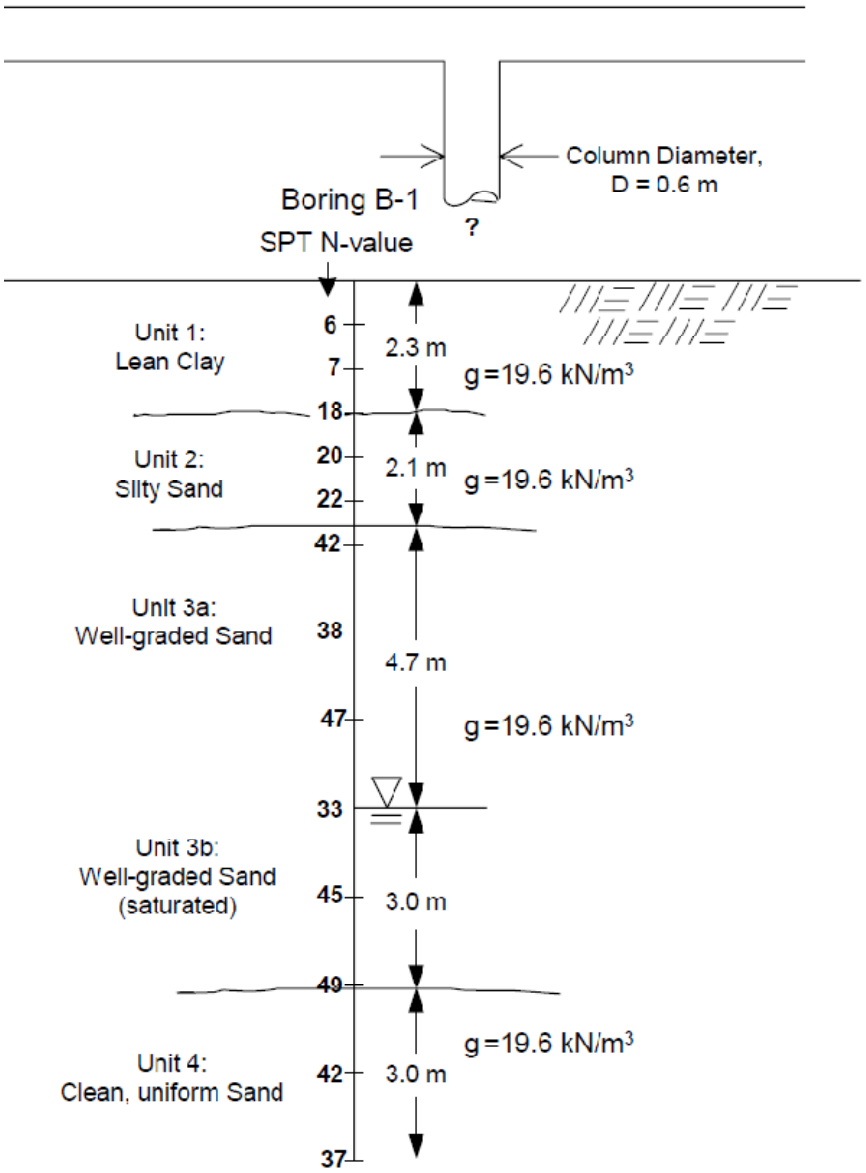
$$L_{db} = d_b\left(\frac{f_y}{4f_b}\right) = 20\times\frac{300}{4\times 3.72} = 402$$

$$\left(\frac{2.5-0.45}{2}\right)\times 1000 > 402$$

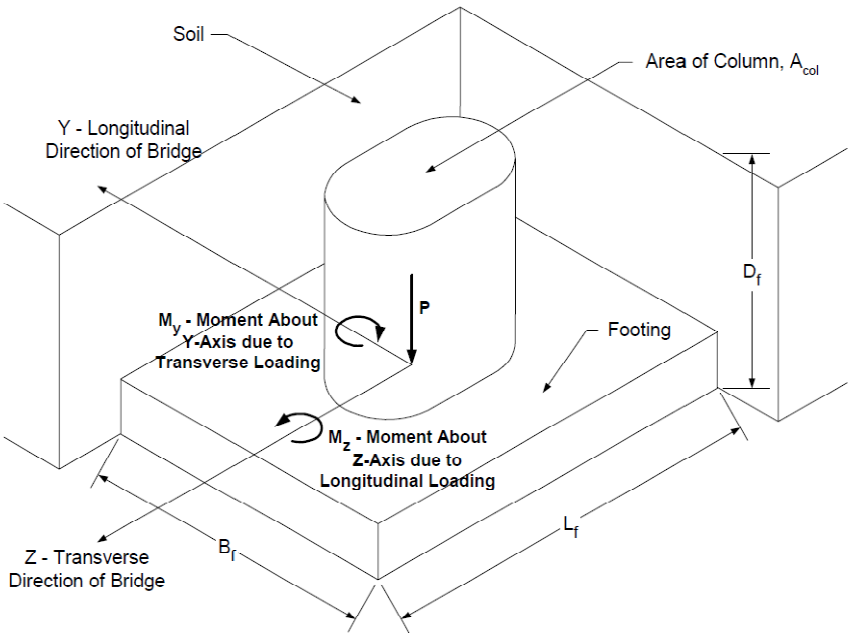
مثال:

مطلوب است طراحی فونداسیون منفرد پایه میانی یک پل عبور وسایل نقلیه با استفاده از داده های زیر:

۱. پروفیل خاک زیر پایه پل مطابق شکل ۶-۲ می باشد.
۲. احتمال آبشستگی خاک فونداسیون پایه پل وجود ندارد.
۳. عمق یخبندان 60cm است.
۴. نشست مجاز 38mm است.
۵. قراردادهای علامت و جهت نیروها مطابق شکل ۶-۳ می باشد.



شکل ۶-۲



شکل ۶–۳

حل مسئله

از آنجائیکه سازه مورد نظر ما پل می باشد، بارگذاری آن باید با استفاده از یکی از آیین نامه های معتبر بین المللی پل انجام شود. در این مسئله طراح سازه پل، از آیین نامه بارگذاری پل آشتو استفاده نموده و نتایج تحلیل آن را در اختیار مهندس ژئوتکنیک قرار داده است.

دیگر اطلاعات مسئله از جمله طرح اولیه پل، اطلاعات زمین شناسی منطقه احداث پل و شرایط زیرسطحی و کاوش های صحرایی و همچنین بررسی احتمال آبشستگی و یخبندان نیز توسط مهندسین سازه، هیدرولیک، ژئوتکنیک و زمین شناس انجام شده که این اطلاعات نیز در قالب داده های مسئله در اختیار ما قرار دارد.
نتایج حاصل از تحلیل روسازه که مهندس سازه در اختیار ما قرار داده، به صورت زیر است:

نیروهای روسازه

Q	=	8070 kN	=	بار محوری
V	=	209 kN	=	نیروی برشی
M_z	=	620 kN.m	=	لنگر حول محور z
M_y	=	944.5 kN.m	=	لنگر حول محور y

به دلیل وجود خاک های شنی در هنگام گمانه زنی از محل پایه پل، تنها آزمون های آزمایشگاهی که بر روی نمونه خاک انجام شدند عبارتند از طبقه بندی خاک و درصد رطوبت. در اینجا طراحی فونداسیون با استفاده از پارامترهایی انجام خواهند شد که با استفاده از همبستگی نتایج آزمایش دانه بندی و مقادیر **SPT** بدست آمده اند. حال باید عمق استقرار پی را انتخاب نمایی. با بکارگیری قضاوت مهندسی و عمق یخبندان، عمق استقرار پی را برابر 2.3 متر انتخاب می نماییم زیرا با توجه به پروفیل خاک تا عمق 2.3 متری، رس با چسبندگی کم وجود دارد و احتمال مشکلات مربوط به نشست و کاهش مقاومت فشاری در آینده در آن وجود دارد.

حال باید تنش های موثر موجود در محل در وسط هر لایه را محاسبه نماییم.

تنش های موثر

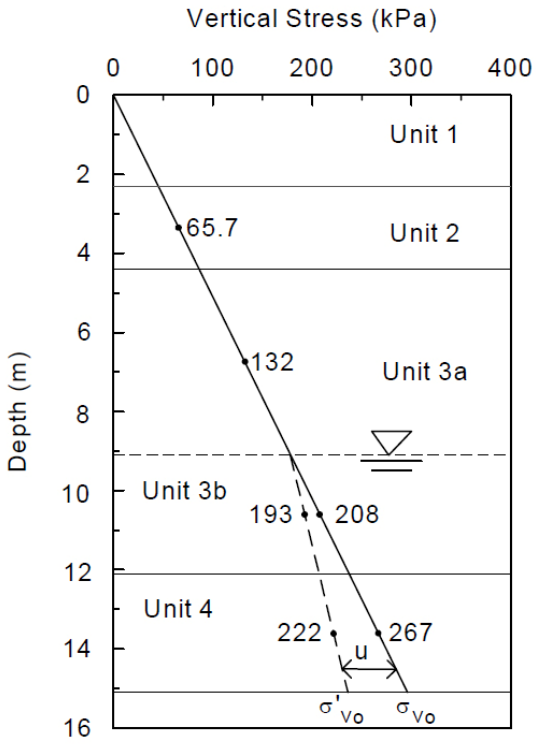
لایه 2: $\sigma'_{v2} = 3.35 \times 19.6 = 65.7\ \text{kPa}$

لایه $3-a$: $\sigma'_{v3a} = 6.75 \times 19.6 = 132\ \text{kPa}$

لایه $3-b$: $\sigma'_{v3b} = 10.6 \times 19.6 - 1.5 \times 9.8 = 193\ \text{kPa}$

لایه 4: $\sigma'_{v4} = 13.6 \times 19.6 - 4.5 \times 9.8 = 222\ \text{kPa}$

نمودار تغییرات تنش در عمق خاک در زیر پایه میانی پل در شکل ۶-۴ نمایش داده شده است:



شکل ۶–۴: دیاگرام تنش موثر

- **محاسبه ظرفیت باربری:**

معادله عمومی ظرفیت باربری به صورت زیر است:

$$q_u = CN_c\lambda_{cs}\lambda_{cd} + qN_q\lambda_{qs}\lambda_{qd} + 0.5\gamma BN_\gamma\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}$$

اولین جمله رابطه فوق صفر می شود چون مصالح فونداسیون دانه ای و غیر چسبنده هستند. توجه نمایید که فونداسیون مستطیلی خواهد بود یعنی $L/B < 6$. همچنین در رابطه ظرفیت باربری فوق ضرایب شیب بار وجود ندارد در حالیکه با توجه به وجود نیروی برشی بار مایل وجود خواهد داشت. این مسئله دو علت دارد اول اینکه مقدار نیروی برشی کوچک است و دوم اینکه آیین نامه طراحی پل آشتو استفاده همزمان از ضرایب شیب بار و شکل را منع نموده است زیرا باعث طراحی های محافظه کارانه می شود. همچنین در این مسئله از ضرایب وسیک استفاده خواهیم نمود.

ضرایب شکل وسیک به صورت زیر می باشند:

$$\lambda_{qs} = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi$$

$$\lambda_{\gamma s} = 1 - 0.4\frac{B}{L}$$

برای محاسبه ضرایب فوق نیاز به زاویه اصطکاک خاک و ابعاد فونداسیون داریم ولی در حال حاضر هیچیک را در اختیار نداریم. از طرفی می دانیم فونداسیون مستطیلی خواهد بود برای شروع کار می توانیم فرض کنیم اختلاف ابعاد زیاد نیست یعنی $B = L$. در نتیجه داریم:

$$\lambda_{\gamma s} = 1 - 0.4 = 0.6$$

حال برای محاسبه ضریب شکل نیاز به ϕ داریم. اما از زاویه اصطکاک کدام لایه استفاده کنیم؟ در مرحله قبل تصمیم گرفتیم که فونداسیون در عمق ۲/۳ متری احداث شود یعنی درست در روی لایه دوم، لایه ماسه سیلتی که خود بر روی لایه ای قوی تر قرار گرفته است. بنابراین خصوصیات لایه دوم حاکم بر طرح مسئله خواهد بود. با توجه به پروفیل خاک مقادیر SPT تصحیح نشده میانگین در این لایه حدود ۲۰ است. همچنین میانگین تنش موثر قائم در این لایه هم $65.7kPa$ بدست آمد. با استفاده از شکل ۲-۲۵ (فصل دوم، کاوش های زیرسطحی) و تعداد ضربه ۲۰ و تنش قائم $65.7kPa$، تراکم نسبی ۷۵درصد حاصل می شود. حال با داشتن تراکم نسبت ۷۵٪ برای خاک ماسه سیلتی با طبقه بندی SM با رجوع به شکل ۲-۲۶، مقدار زاویه اصطکاک ۳۵ درجه برای این خاک تخمین زده می شود. بنابراین:

$$\lambda_{qs} = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi = 1 + \tan 35^\circ = 1.7$$

- **محاسبه ضرایب عمق:**

ضرایب عمق استقرار طبق روش وسیک به صورت زیر است:

$$\lambda_{qd} = 1 + 2\tan\phi(1 - \sin\phi)^2 \cdot \frac{D}{B}$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1$$

اما از آنجائیکه مصالح سرباری که بالاتر از تراز کف فونداسیون قرار می گیرند خاک چسبنده خواهد بود، ضریب عمق استقرار که جهت در نظر گرفتن اثر مقاومت برشی خاک بالای تراز فونداسیون به کار گرفته می شود را ۱ در نظر می گیریم. بنابراین:

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1$$

سربار بالای تراز فونداسیون به صورت زیر محاسبه می شود:

$$q = \sigma'_{Df} = \gamma' \cdot D_f = 19.6 \times 2.3 = 45.1kPa$$

- **محاسبه اثر تراز آب:**

چنانچه گوه گسیختگی خاک با تراز آب زیرزمینی تداخل داشته باشد، اثر آن در کاهش ظرفیت باربری خاک باید در نظر گرفته شود. میزان این تاثیر بستگی به موقعیت تراز آب نسبت به عمق استقرار و ابعاد فونداسیون دارد. در اینجا آب زیرزمینی در عمق ۹/۱ متری از سطح خاک قرار گرفته ولی چون ابعاد فونداسیون را نداریم قادر به محاسبه اثر آن نخواهیم بود. بنابراین یک مقدار فرضی برای عرض فونداسیون در نظر می گیریم. چنانچه به طور محافظه کارانه فرض کنیم $B = 6m$ داریم:

$d = 9.1m$

$B + D_f = 6 + 2.3 = 8.3m \rightarrow d > B + D_f$

بنابراین نیازی به محاسبه اثر تراز آب نداریم.

بنابراین ظرفیت باربری نهایی به صورت زیر قابل محاسبه خواهد بود:

$$q_{ult} = qN_q\lambda_{qs}\lambda_{qd} + 0.5\gamma BN_\gamma\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}$$

ضرایب ظرفیت باربری وسیک:

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)\cdot e^{\pi\tan\phi} = \tan^2\left(45 + \frac{35}{2}\right)\cdot e^{\pi\tan 35} = 33$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi = 2(N33.3 + 1)\tan 35 = 48$$

$$q_{ult} = 45.1\times 33\times 1\times 1.7\times 1 + 0.5\times 19.6\times B\times 48\times 0.6\times 1 = 2553 + 282B$$

با بکارگیری $FS = 3$، ظرفیت باربری ایمن خاک به صورت زیر بدست می آید:

$$q_{all} = \frac{q_{ult}}{FS} = \frac{1}{3}(2553 + 282\mathbf{B}) = 851 + 94B$$

- **تخمین نشست فونداسیون:**

چون نمیدانیم به ازاء چه ابعادی مقدار نشست کمتر از نشست مجاز خواهد بود مجبوریم این کار را برای ابعاد مختلف به صورت آزمون و خطا انجام دهیم. بنابراین ابعاد $B = 3m$، $B = 4.6m$، $B = 6.1m$ را در نظر گرفته و با استفاده از توزیع تنش ۲ به ۱، مقدار تنش در عمق را تخمین می زنیم.

$$\frac{\Delta\sigma}{q} = \frac{B\times L}{(B + z)(L + z)}$$

از آنجایی که فرض کردیم $B \approx L$ داریم:

$$\frac{\Delta\sigma}{q} = \frac{B^2}{(B + z)^2}$$

کار را با فرض $B = 3m$ شروع می کنیم:

چون لایه ۲ که نقطه وسط آن $z = 1.05m$ است در زیر کف فونداسیون قرار می گیرد داریم:

$$\frac{\Delta\sigma_2}{q} = \frac{3^2}{(3 + 1.05)^2} = 0.55$$

برای لایه $3-a$ و $z = 4.45m$ داریم:

$$\frac{\Delta\sigma_{3a}}{q} = \frac{3^2}{(3 + 4.45)^2} = 0.16$$

برای لایه $3-b$ و $z = 8.3m$ داریم:

$$\frac{\Delta\sigma_{3b}}{q} = \frac{3^2}{(3 + 8.3)^2} = 0.07$$

برای لایه ۴ و عمق $z = 11.3m$ داریم:

$$\frac{\Delta\sigma_4}{q} = \frac{3^2}{(3+11.3)^2} = 0.04$$

با تکرار محاسبات فوق برای $B = 4.6m$ و $B = 6.1m$ جدول زیر حاصل می شود:

لایه خاک	محدوده عمق (متر)	افزایش تنش $\Delta\sigma_v$		
		$B_f = 6.1m$	$B_f = 4.6m$	$B_f = 3m$
2	2.3 – 4.4	0.73q	0.66q	0.55q
3 – a	4.4 – 9.1	0.33q	0.26q	0.16q
3 – b	9.1 – 12.1	0.18q	0.13q	0.07q
4	12.1 – 15.1	0.12q	0.08q	0.04q

حال با استفاده از روش هاف و برای عرض های ۳، ۴/۶ و ۶/۱ متر، فشار تماسی لازم برای ایجاد 38mm نشست را محاسبه می نماییم.

$$\Delta H = \frac{H_\circ}{C'} \text{Log}\left(\frac{\sigma' + \Delta\sigma}{\sigma'}\right)$$

برای محاسبه شاخص ظرفیت باربری، C' در هر لایه از طریق شکل ۶-۵ (همان شکل ۵-۱۶ که دوباره اینجا نشان داده شده است)، عدد نفوذ استاندارد را برای سربارهای مختلف تصحیح می نماییم.

لایه ۲

$N_{avg} = 20$

$N'/N = 1.2$ — از شکل ۶-۵

$N' = 24$

$C' = 65$ — از شکل ۶-۶ برای ماسه سیلتی

لایه 3-a

$N_{avg} = 40$

$N'/N = 0.9$ — از شکل ۶-۵

$N' = 36$

$C' = 120$ — از شکل ۶-۶ برای ماسه و شن خوب دانه بندی شده

لایه 3-b

$N_{avg} = 43$

$N'/N = 0.7$ — از شکل ۶-۵

$N' = 30$

$C' = 102$ — از شکل ۶-۶ برای ماسه و شن خوب دانه بندی شده

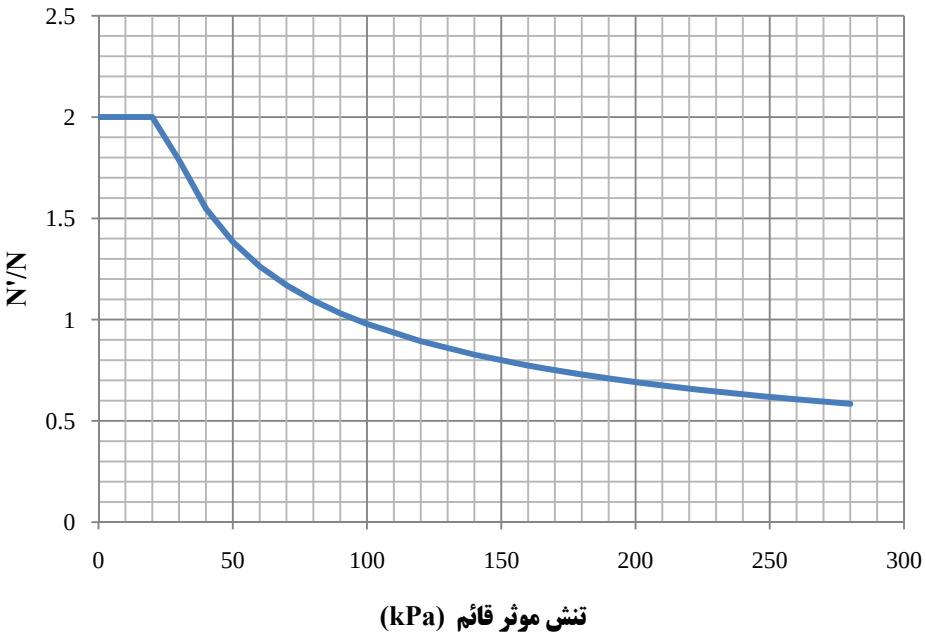
لایه ۴

$N_{avg} = 40$

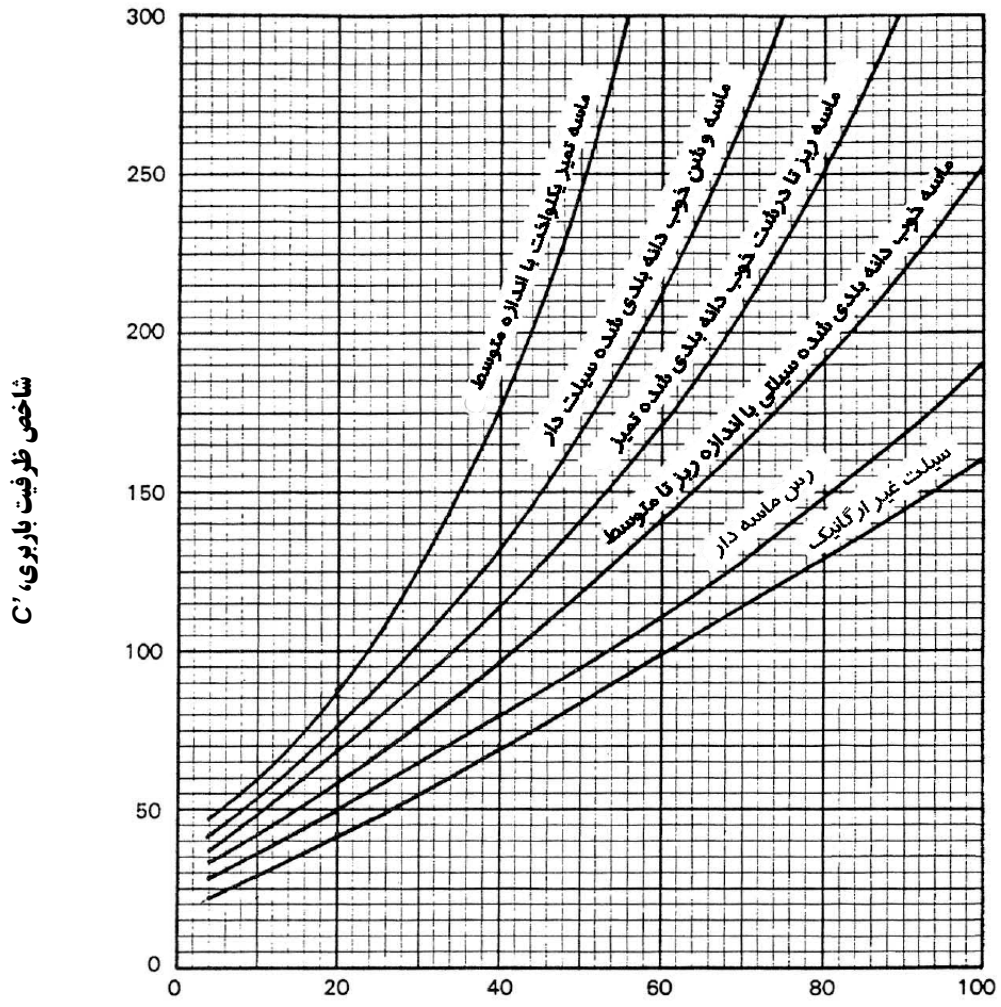
$N'/N = 0.66$ — از شکل ۶-۵

$N' = 26$

$C' = 110$ — از شکل ۶-۶ برای ماسه تمیز یکنواخت



شکل ۶–۵ ضریب تصحیح عدد نفوذ استاندارد N در برابر فشار سربار (همان شکل ۵–۱۶)



شکل ۶–۶ (همان شکل ۵–۱۷)

نشست در هر لایه را با استفاده از پارامترهای فوق محاسبه نموده و مقادیر آن ها را جمع می نماییم تا نشست کل برای عرض های مختلف و تنش های تماسی مختلف بدست آید. عرض ها را که قبلاً برابر ۳، ۴/۶ و ۶/۱ متر انتخاب کردیم. حال تنش های تماسی را با $q = 240kpa$، $q = 290kpa$، $q = 335kpa$ و $q = 380kpa$ انتخاب می نماییم.

حالت اول: $q = 240kpa$ و $B = 3m$:

$$\Delta H_2 = \frac{H_2}{C'} Log\left(\frac{\sigma' + \Delta\sigma}{\sigma'}\right) = \frac{2.1}{65} Log\left(\frac{65.7 + 0.55 \times 240}{65.7}\right) = 0.015m = 15mm$$

$$\Delta H_{3a} = \frac{H_{3a}}{C'} Log\left(\frac{\sigma' + \Delta\sigma}{\sigma'}\right) = \frac{4.7}{120} Log\left(\frac{132 + 0.16 \times 240}{132}\right) = 0.004m = 4mm$$

$$\Delta H_{3b} = \frac{H_{3b}}{C'} Log\left(\frac{\sigma' + \Delta\sigma}{\sigma'}\right) = \frac{3}{110} Log\left(\frac{222 + 0.04 \times 240}{222}\right) = 0.0005m \approx 1mm$$

$$\Sigma\Delta H_i = 15 + 4 + 1 + 1 = 21mm$$

مراحل فوق را باید برای حالت های زیر تکرار کنیم:

حالت دوم:	$q = 240kpa$	و	$B = 4.6m$
حالت سوم:	$q = 240kpa$	و	$B = 6.1m$
حالت چهارم:	$q = 290kpa$	و	$B = 3m$
حالت پنجم:	$q = 290kpa$	و	$B = 4.6m$
حالت ششم:	$q = 290kpa$	و	$B = 6.1m$
حالت هفتم:	$q = 335kpa$	و	$B = 3m$
حالت هشتم:	$q = 335kpa$	و	$B = 4.6m$
حالت نهم:	$q = 335kpa$	و	$B = 6.1m$
حالت دهم:	$q = 380kpa$	و	$B = 3m$
حالت یازدهم:	$q = 380kpa$	و	$B = 4.6m$
حالت دوازدهم:	$q = 380kpa$	و	$B = 6.1m$

توجه شود که حجم محاسبات بالا می باشد بنابراین استفاده از ابزارهای محاسباتی مثل کامپیوتر جهت صرفه جویی در وقت و جلوگیری از خطاهای احتمالی توصیه می شود. نتیجه نهایی محاسبات حالت های فوق در جدول زیر ارائه شده است:

جدول ۶-۱: نشست به عنوان تابعی از تنش های اعمالی و عرض های مختلف

تنش اعمالی	نشست (میلیمتر)		
(kPa)	$B = 3m$	$B = 4.6m$	$B = 6.1m$
240	21	28	31
290	25	31	35
335	28	34	38
380	30	37	41

حال میتوانیم با مقایسه تنش های تماسی ایجاد کننده نشست مجاز با ظرفیت باربری ایمن خاک، مقاومت مجاز را محاسبه نماییم.

برای عرض $B = 3m$: (با ۳۰ میلیمتر نشست) $q_{all} = 851 + 94B = 851 + 94 \times 3 = 1133kPa >> 380kpa$

برای عرض $B = 4.6m$: (با ۳۴ میلیمتر نشست) $q_{all} = 851 + 94B = 851 + 94 \times 4.6 = 1253.4kPa >> 335kpa$

برای عرض $B = 6.1m$: (با ۳۵ میلیمتر نشست) $q_{all} = 851 + 94B = 851 + 94 \times 3 = 1133kPa >> 380kpa$

توجه شود که هرچه عرض بالاتر می رود، ظرفیت باربری افزایش می یابد اما فشار تماسی نظیر نشست مجاز کاهش می یابد. بنابراین می توان گفت در عرض های زیاد معمولاً نشست تعیین کننده مقاومت مجاز خاک می باشد. با استفاده از مقادیر فوق می توان نموداری ترسیم نموده و برای مقادیر دیگر عرض فونداسیون، مقاومت مجاز را درونیابی نمود.

- **انتخاب ابعاد فونداسیون:**

در این مرحله باید با تقسیم بار محوری بر مقاومت مجاز خاک، مساحت مورد نیاز فونداسیون را محاسبه نماییم ولی مقاومت مجاز خود تابع ابعاد است بنابراین از جدول یا نمودار مقاومت مجاز یک مقدار برای مقاومت مجاز انتخاب نموده و سپس تنش های وارده را کنترل می نماییم. در اینجا مقدار $q_{all} = 380kPa$ را انتخاب می نماییم زیرا مقدار کوچکتری برای ابعاد فونداسیون بدست می دهد:

$$A = \frac{Q}{q_{all}} = \frac{8070}{380} = 21.2m^2$$

$$B = L = \sqrt{21.2} \approx 4.6m$$

حال خروج از مرکزیت و ابعاد موثر فونداسیون را کنترل می نماییم:

$$B' = B - 2e_B$$

$$e_B = \frac{M_B}{Q} = \frac{620}{8070} = 0.077m \rightarrow B' = 4.6 - 2 \times 0.077 = 4.45m$$

$$L' = L - 2e_L$$

$$e_L = \frac{M_L}{Q} = \frac{944.5}{8070} = 0.117m \rightarrow L' = 4.6 - 2 \times 0.117 = 4.37m$$

$$A' = B' \times L' = 4.45 \times 4.37 = 19.4m^2$$

تنش لهیدگی فرضی در زیر سطح موثر برابر است با:

$$q_{applied} = \frac{Q}{A'} = \frac{8070}{19.4} = 416\,kPa$$

که این مقدار بزرگتر از مقاومت انتخاب شده $380\,kPa$ می باشد و چنانچه این ابعاد برای فونداسیون انتخاب شود نشست بیش از $38\,mm$ خواهد بود. بنابراین باید ابعاد را افزایش دهیم. ابعاد $4.9m \times 4.9m$ را انتخاب می نماییم.

$$B' = 4.9 - 2\times 0.077 = 4.75\text{m}$$

$$L' = 4.9 - 2\times 0..117 = 4.67\text{m}$$

$$A' = 4.67\times 4.75 = 22.2\text{m}^2$$

$$q_{\text{applied}} = \frac{8070}{22.2} = 364\,\text{kPa} < 380\,\text{kPa}$$

بنابراین ابعاد $B\times L = 4.9\text{m}\times 4.9\text{m}$ ملاحظات ظرفیت باربری و نشست را ارضا خواهند نمود.

- **کنترل لغزش و واژگونی:**

فونداسیون در روی لایه ۲ قرار خواهد گرفت. برای محاسبه مقاومت لغزشی از مقدار زاویه اصطکاک ۳۵ درجه استفاده می نماییم. معادله مقاومت در برابر لغزش به صورت زیر است:

$$F_R = (W+Q)\tan\delta$$

برای اینکه فونداسیون به صورت بتن درجا اجرا می شود مقدار زاویه اصطکاک بین خاک و بتن فونداسیون را می توان $\delta = \phi = 35^\circ$ در نظر گرفت. همچنین با توجه به اینکه مقاومت لغزشی در کرنش هایی بسیار کمتر از کرنش های ایجاد کننده مقاومت پاسیو در طرفین فونداسیون، بسیج می شود، از مقاومت پاسیو صرف نظر می کنیم مگر اینکه مشخص شود مقاومت در برابر لغزش حاکم بر طرح است. حداقل ضریب اطمینان ۱/۵ در برابر لغزش باید تامین گردد. بنابراین:

$$FS = \frac{F_R}{F_{\text{sliding}}} = \frac{(W+Q)\tan\delta}{V}$$

در این رابطه **W** وزن فونداسیون و خاک روی آن است و از آنجائیکه ضخامت فونداسیون جهت محاسبه وزن را در اختیار نداریم مقدار آن را 0.9m فرض می نماییم. قطر ستون پایه پل نیز 0.6m است. بنابراین:

$$A_{\text{col}} = \frac{\pi}{4}(0.6)^2 = 0.28\text{m}^2$$

وزن شالوده و خاک روی آن برابر خواهد بود با (با فرض وزن مخصوص بتن $\gamma_{\text{con}} = 23.5\,\text{kN/m}^3$)

$$W_{\text{ft}} = 0.9\times 4.9\times 4.9\times 23.5 = 508\,\text{kN}$$

$$W_{\text{cover}} = (1.4\times 4.9\times 4.9 - 0.28\times 1.4)\times 19.6 = 651\,\text{kN}$$

مقدار 1.4m فاصله روی بتن شالوه تا سطح خاک است.

$$W = 508 + 651 = 1159\,\text{kN}$$

بنابراین:

$$FS = \frac{(1159+8070)\tan 35}{209} = 31 > 1.5 \quad \text{Ok}$$

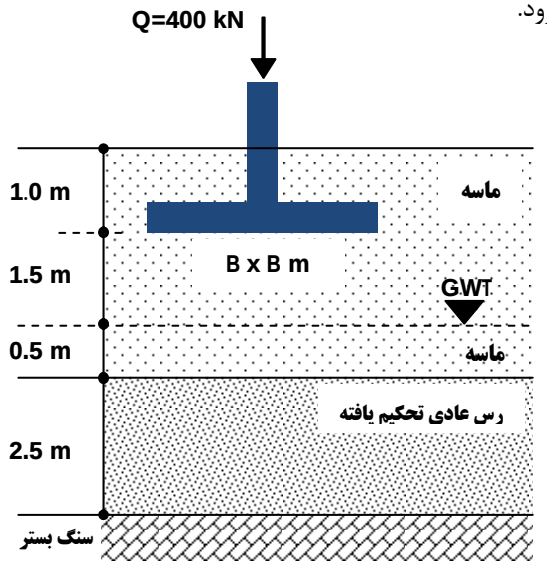
- **کنترل واژگونی:**

اگر خروج از مرکزیت در هر دو راستا کمتر از یک ششم بعد شالوده در آن راستا باشد، واژگونی رخ نخواهد داد. بنابراین:

$$\frac{1}{6}B = \frac{1}{6}L = \frac{1}{6}\times 4.9 = 0.82\text{m} > e_L > e_B = 0.077\text{m} \quad \text{Ok}$$

مثال:

مطلوب است تعیین ابعاد شالوده منفرد نشان داده شده در شکل زیر در پلان طوری که ضریب اطمینان ۳ در مقابل گسیختگی برشی وجود داشته و نشست تحکیمی از **40mm** فراتر نرود.



پارامترهای ماسه:

$\gamma = 16.5\,kN/m^3$

$\gamma_{sat} = 17.5\,kN/m^3$

$E_s = 10000\,kN/m^2$

$\mu_s = 0.3$

$\phi = 32^\circ$

پارامترهای رس اشباع:

$\gamma_{sat} = 17.5\,kN/m^3$

$C_c = 0.32$

$C_s = 0.09$

$E_s = 6000\,kN/m^2$

$\mu_s = 0.5$

$e_\circ = 0.8$

حل:

برای تعیین ابعاد شالوده کافیست بار محوری را بر مقاومت مجاز تقسیم کنیم اما مشکل اینجاست که مقاومت مجاز را در اختیار نداریم. همانطور که می دانیم مقاومت مجاز در برگیرنده ملاحظات نشست و ظرفیت باربری خاک است و زمانی که ابعاد شالوده را دراختیار ندرایم محاسبه مقاومت مجاز کمی طولانی و وقت گیر است.

در این مسئله لایه خاک قوی در روی لایه خاک ضعیت تر قرار گرفته است. در چنین حالتی باید اصلاحاتی در رابطه ظرفیت باربری خاک صورت پذیرد ولی ما در این مسئله از آن صرف نظر می کنیم و فرض می کنیم که عمق گسیختگی برشی در داخل ماسه قرار داشته و پارامترهای مقاومتی ماسه بر معادلات ظرفیت باربری حاکم است. پارامترهای خاکی که در اختیار داریم همه در آزمایشگاه بدست آمده اند و نتایج آزمون های صحرایی را در اختیار نداریم بنابراین باید با توجه به پارامترهای موجود از روابط مناسب با آن ها استفاده نماییم.

برای محاسبه ظرفیت باربری در این مسئله از روابط وسیک استفاده می نماییم.

$$\phi = 32^\circ \rightarrow N_c = 35.47,\ N_q = 23.18,\ N_\gamma = 30.22$$

$$\lambda_{qs} = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi = 1 + \tan 32 = 1.625$$

$$\lambda_{\gamma s} = 1 - 0.4\frac{B}{L} = 1 - 0.4\frac{B}{B} = 0.6$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2\tan\phi(1-\sin\phi)^2\frac{D_f}{B} = 1 + 2\tan 32(1-\sin 32)^2 \times \frac{1}{B} = 1 + \frac{0.276}{B}$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1$$

با توجه به شکل مشاهده می شود که برای عرض های بزرگتر از ۱/۵ متر تراز آب زیرزمینی با گوه گسیختگی شالوده تداخل پیدا می کند که درنهایت می تواند باعث کاهش ظرفیت باربری خاک شود. بنابراین برای در نظر گرفتن این کاهش ظرفیت، از ضرایب زیر استفاده می کنیم:

$$\lambda_{qw} = 0.5 + 0.5\frac{d}{D_f} \le 1 \rightarrow \lambda_{qw} = 0.5 + 0.5 \times \frac{2.5}{1} = 1.75 \rightarrow \text{use } 1$$

$$\lambda_{\gamma w} = 0.5 + 0.5\left(\frac{d}{1.5B + D_f}\right) \le 1 \rightarrow \lambda_{qw} = 0.5 + 0.5 \times \left(\frac{2.5}{1.5B + 1}\right) = 0.5 + \frac{1.25}{1.5B + 1} \le 1$$

که در روابط فوق d عمق تراز آب نسبت به سطح زمین است.

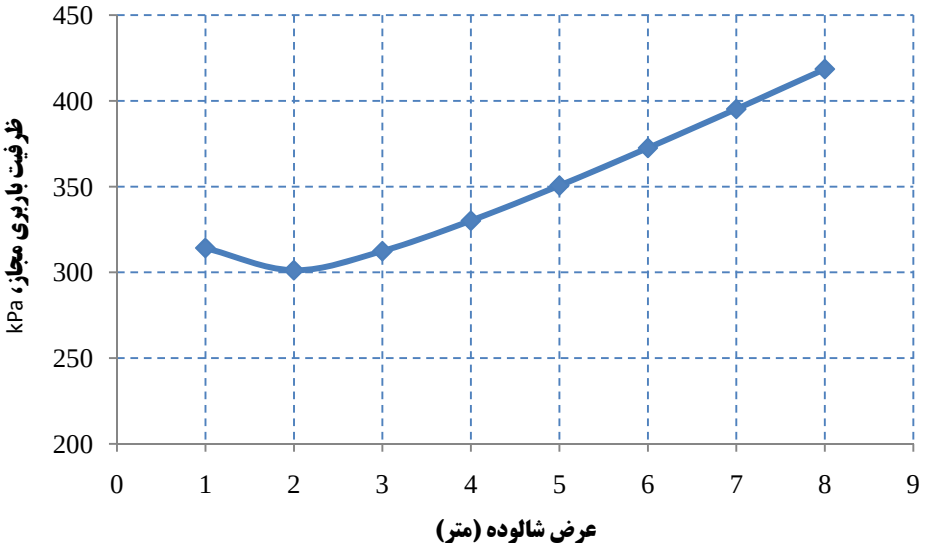
$$q_{all} = \frac{q_u}{3} = \frac{1}{3}\left[qN_q\lambda_{qs}\lambda_{qd}\lambda_{qw} + 0.5\gamma BN_\gamma\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}\lambda_{\gamma w}\right]$$

$$= \frac{1}{3}\left[1 \times 16.5 \times 23.18 \times 1.625 \times (1 + \frac{0.276}{B}) + 0.5 \times 16.5 \times B \times 30.22 \times 0.6 \times 1 \times \left(0.5 + \frac{1.25}{1.5B + 1}\right)\right]$$

$$= 207.17 + \frac{57.18}{B} + 24.93B + \frac{62.32}{1.5B + 1}$$

توجه: با توجه به شکل روی شالوده با خاک پر شده است. در چنین مواردی می توان با کم کردن فشار ناشی از وزن شالوده و خاک روی آن ظرفیت باربری را خالص نمود اما این کار به طور کلی توصیه نمی شود. به جای این کار بهتر است بدون در نظر گرفتن خاک روی شالوده، ظرفیت باربری مجاز کل را در تراز عمق استقرار محاسبه نموده و سپس هنگام محاسبه ابعاد شالوده، وزن خاک روی شالوده و وزن خود شالوده را به بار مرده اضافه نمود. علت این امر اینست که چنانچه مهندس ژئوتکنیک ظرفیت باربری را خالص نموده و مهندس محاسب سازه هم وزن آن را به بار مرده ناشی از روسازه اضافه نماید، اثر آن دو بار محاسبه شده و منجر به طراحی های محافظه کارانه خواهد شد.

حال با داشتن رابطه ظرفیت باربری می توان نموداری بر حسب عرض شالوده مطابق شکل زیر ترسیم نمود.



تخمین نشست تحکیمی:

رس اشباع، از نوع عادی تحکیم است بنابراین رابطه نشست آن به صورت زیر خواهد بود:

$$S_c = \frac{C_c \cdot H_\circ}{1 + e_\circ}\log\left(\frac{\sigma'_\circ + \Delta\sigma'}{\sigma'_\circ}\right)$$

$$\sigma'_\circ = 2.5 \times 16.5 + 0.5 \times (17.5 - 9.81) + 1.25(16 - 9.81) = 52.84 \text{ kPa}$$

حال باید اضافه تنش در اثر بارگذاری در لایه رس را محاسبه نماییم که خود تابعی از ابعاد است. بنابراین در اینجا هم محاسبات را بر حسب ابعاد متغییر عرض انجام میدهیم. اضافه تنش در لایه رس را با میانگین گیری وزنی به صورت زیر محاسبه می نماییم:

$$\Delta\sigma'_{avg} = \frac{\Delta\sigma_t + 4\Delta\sigma_m + \Delta\sigma_b}{6}$$

که در رابطه فوق، $\Delta\sigma_t$، $\Delta\sigma_m$ و $\Delta\sigma_b$ به ترتیب اضافه تنش موثر در بالا، وسط و پایین لایه رس هستند. اضافه تنش ها هم با استفاده از رابطه زیر به روش توزیع تقریبی ۲ به ۱ محاسبه می شوند:

$$\Delta\sigma = \frac{q \times B \times L}{(B+z)\times(L+z)}$$

$$\rightarrow S_c = \frac{0.32\times 2.5\times 100}{1+0.80}\,\mathrm{Log}\left(\frac{52.84+\Delta\sigma'_{avg}}{52.84}\right) = 44.44\cdot\mathrm{Log}\left(\frac{52.84+\Delta\sigma'_{avg}}{52.84}\right)$$

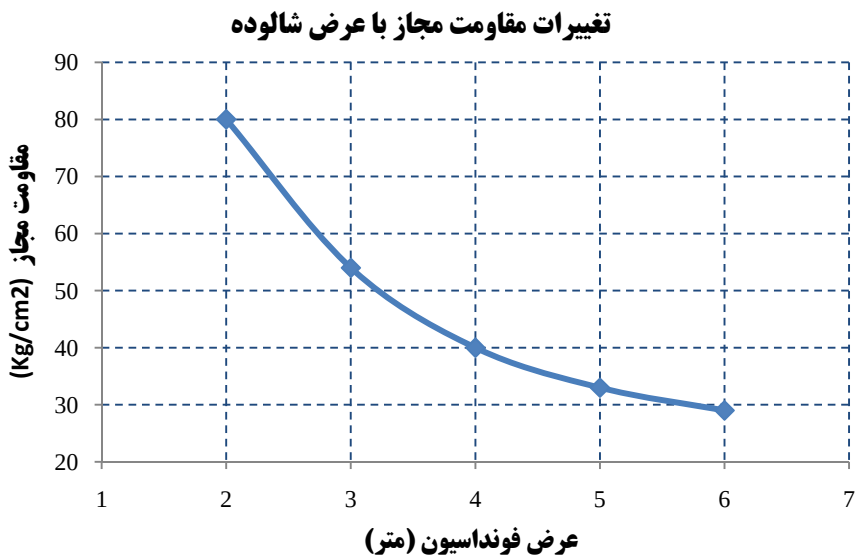
ابعاد		q = 50 kPa				
B	L	$\Delta\sigma_t$	$\Delta\sigma_m$	$\Delta\sigma_b$	$\Delta\sigma_{avg}$	S_c
2	2	12.50	7.26	4.73	7.71	2.63
3	3	18.00	11.52	8.00	12.01	3.95
4	4	22.22	15.22	11.07	15.70	5.02
5	5	25.51	18.37	13.85	18.80	5.88
6	6	28.13	21.04	16.33	21.43	6.57

مراحل فوق را برای دیگر سربارها تکرار نموده و جدول زیر را ایجاد می نماییم.

ابعاد		**سربار، q**							
B	L	20 kPa	30 kPa	40 kPa	50 kPa	60 kPa	70 kPa	80 kPa	90 kPa
2	2	1.09	1.62	2.13	2.63	3.11	3.59	4.05	4.50
3	3	1.68	2.47	3.23	3.95	4.66	5.33	5.99	6.62
4	4	2.17	3.17	4.11	5.02	5.88	6.71	7.50	8.27
5	5	2.57	3.74	4.83	5.88	6.86	7.80	8.70	9.55
6	6	2.90	4.20	5.42	6.57	7.65	8.68	9.65	10.58

حل دستی معادلات فوق بسیار وقت گیر است. بنابراین برای پر کردن جدول فوق از نرم افزار **Excel** استفاده شده است. برای این کار فرمول پارامتری نشست تحکیم را به برنامه وارد نموده و برحسب ابعاد، نشست ها محاسبه شده اند. حال با داشتن ظرفیت باربری مجاز و نشست های تحکیمی می توان مقاومت مجاز خاک را محاسبه نمود. نحوه محاسبه مقاومت مجاز در جدول زیر نشان داده شده است. ابتدا برای یک عرض مشخص ظرفیت باربری را از طریق نمودار یا فرمول ظرفیت باربری بدست می آوریم. سپس برای همان عرض سرباری را که باعث ایجاد نشست ۴۰ میلیمتر می شود از طریق جدول استخراج می نماییم. مقدار کوچکتر مقاومت مجاز فونداسیون خواهد بود.

عرض، B	ظرفیت باربری مجاز	مقاومت نظیر نشست 40mm	مقاومت مجاز
2	301	80 kPa	80 kPa
3	312	50 kPa	50 kPa
4	330	40 kPa	40 kPa
5	351	33 kPa	33 kPa
6	373	29 kPa	29 kPa



نمودار فوق، نمودار مقاومت مجاز فونداسیون است. توجه شود که هرچه عرض بزرگتر می شود، ظرفیت باربری افزایش می یابد در حالی که مقاومت مجاز کاهش می یابد.

انتخاب ابعاد شالوده:

برای انتخاب ابعاد، ابتدا یک ابعاد اولیه را فرض می نماییم، سپس بار را بر ابعاد تقسیم می نماییم تا تنش وارد بر خاک بدست آید. سپس این تنش را با تنش مجاز خاک در آن عرض مقایسه می نماییم. برای اولین انتخاب ابعاد $3\times3m$ را انتخاب می نماییم. برای عرض ۳ متر مقاومت مجاز برابر است با $q_{all}=50kPa$ در نتیجه:

$$q=\frac{400}{3\times3}=44.44<50\,kPa \qquad Ok$$

بنابراین برای ابعاد $3\times3m$ هم ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی برشی وجود دارد و هم نشست از مقدار مجاز ۴۰ میلیمتر کمتر است.

مثال:

مسئله قبل را دوباره حل نمایید طوری که این اینبار نشست کل از ۴۰ میلیمتر فراتر نرود.

حل:

نشست کل مجموع نشست های ارتجاعی و تحکیمی می باشد. در مسئله قبل ما از نشست های ارتجاعی چشم پوشی نموده و مسئله را با در نظر گرفتن نشست های تحکیمی حل کردیم. حال قصد داریم مسئله را این بار با در نظر گرفتن نشست کل دوباره حل نماییم. مراحل حل مسئله مانند قبل است این بار با در نظر گرفتن ابعاد فرضی، نشست ارتجاعی را هم محاسبه نموده و به نشست های محاسبه شده در اثر تحکیم اضافه می نماییم.

- **تخمین نشست ارتجاعی:**

از آنجایی که در مسئله قبل فقط نتایج آزمایشگاهی را در اختیار داریم انتخاب ما جهت استفاده از روابط مناسب جهت تخمین نشست محدود خواهد بود. معمولاً در عمل توصیه می شود از نتایج آزمایش های محلی جهت تخمین نشست های ارتجاعی استفاده شود. برای محاسبه نشست ارتجاعی شالوده مربع شکل، آنرا به ۴ قسمت تقسیم و پس از محاسبه نشست گوشه یکی از این مربع ها آن را ۴ برابر می کنیم. ارتفاع لایه نشست پذیر برابر است با $H=4.5m$ و مدول الاستیسیته میانگین هم به صورت زیر بدست می آید:

$$E_{s(avg)} = \frac{2\times 10000 + 2.5\times 6000}{4.5} = 7778\,kPa$$

برای محاسبه نشست ارتجاعی داریم:

$$S_i = \frac{qB}{E_s}(1-\mu^2)\cdot I_s \cdot I_F$$

$$I_s = I_1 + \frac{1-2\mu_s}{1-\mu_s}\cdot I_2$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi}\left[M\ln\frac{(1+\sqrt{M^2+1})\sqrt{M^2+N^2}}{M(1+\sqrt{M^2+N^2+1})} + \ln\frac{(M+\sqrt{M^2+1})\sqrt{1+N^2}}{M+\sqrt{M^2+N^2+1}} \right]$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi}\tan^{-1}\left(\frac{M}{N\sqrt{M^2+N^2+1}}\right)$$

که در معادلات فوق داریم:

$$M = (L/B)$$

$$N = (H/B)$$

ضریب I_F نیز از طریق شکل بدست می آید (به فصل پنجم رجوع شود). مشاهده می شود که حل دستی معادلات فوق برای عرض های مختلف بسیار وقت گیر خواهد بود بنابراین جدول زیر را ایجاد نموده و برای محاسبه مقادیر نشست ها از نرم افزار Excel استفاده می نماییم.

B	L	B′	L′	$\frac{L'}{B'}$	$\frac{H}{B'}$	I_1	I_2	I_s	I_F	S_1	4S	S_{avg}
2	2	1	1	1	4.500	0.424	0.034	0.443	0.65	0.169	0.674	0.572
3	3	1.5	1.5	1	3.000	0.363	0.048	0.391	0.70	0.240	0.959	0.814
4	4	2	2	1	2.250	0.309	0.060	0.343	0.82	0.329	1.318	1.117
5	5	2.5	2.5	1	1.800	0.263	0.069	0.302	0.85	0.376	1.503	1.274
6	6	3	3	1	1.500	0.224	0.075	0.267	0.86	0.403	1.611	1.366

مقادیر جدول فوق برای سربار خالص $q = 50kPa$ محاسبه شده اند. مقادیر محاسبه شده نشست مرکز در مقدار 0.85 ضرب شده است تا مقدار نشست میانگین شالوده انعطاف پذیر بدست آید (ستون مربوط به S_{avg}). توجه شود که E ارائه شده برای رس، مربوط به حالت زهکشی شده می باشد. با توجه به اینکه رابطه q و نشست برای یک ابعاد مشخص خطی است برای دیگر سربارها می توان مقدار نشست را با ضرب مقادیر فوق در نسبت سربارها به راحتی محاسبه نمود. بدین ترتیب نشست به ازاء عرض ها و سربارهای مختلف را محاسبه نموده و جدول زیر را تشکیل می دهیم.

B	L	20kPa	30kPa	40kPa	50kPa	60kPa	70kPa	80kPa	90kPa
2	2	0.23	0.34	0.46	0.57	0.69	0.80	0.92	1.03
3	3	0.35	0.52	0.70	0.87	1.05	1.22	1.39	1.57
4	4	0.45	0.67	0.89	1.12	1.34	1.56	1.79	2.01
5	5	0.51	0.76	1.02	1.27	1.53	1.78	2.04	2.29
6	6	0.55	0.82	1.09	1.37	1.64	1.91	2.19	2.46

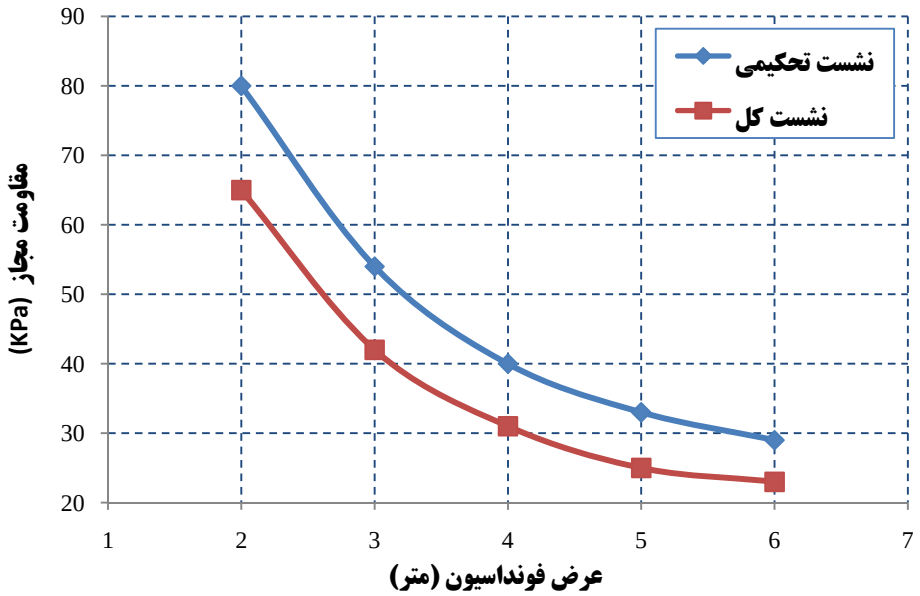
حال نشست های ارتجاعی جدول فوق را با نشست های تحکیمی مسئله قبل جمع می نماییم تا نشست کل بدست آید.

B	L	20kPa	30kPa	40kPa	50kPa	60kPa	70kPa	80kPa	90kPa
2	2	1.32	1.96	2.59	3.20	3.80	4.39	4.97	5.53
3	3	2.03	2.99	3.93	4.82	5.71	6.55	7.38	8.19
4	4	2.62	3.84	5.00	6.14	7.22	8.27	9.29	10.28
5	5	3.08	4.50	5.85	7.15	8.39	9.58	10.74	11.84
6	6	3.45	5.02	6.51	7.94	9.29	10.59	11.84	13.04

حال با مقایسه تنش های نظیر ظرفیت باربری و نشست کل **40mm**، مقاومت مجاز خاک را با ایجاد جدول زیر محاسبه می نماییم.

عرض، B	ظرفیت باربری مجاز	مقاومت نظیر نشست کل 40mm	مقاومت مجاز
2	301	65 kPa	65 kPa
3	312	42 kPa	42 kPa
4	330	34 kPa	31 kPa
5	351	25 kPa	25 kPa
6	373	23 kPa	23 kPa

نمودار تغییرات مقاومت مجاز برای این شالوده با در نظر گرفتن نشست کل به همراه تغییرات مقاومت مجاز با در نظر گرفتن نشست تحکیمی که در مسئله قبل حل شد در شکل زیر نشان داده شده است.



حال با در اختیار داشتن مقاومت مجاز ابعاد شالوده را محاسبه می نماییم. در مسئله قبل ابعاد 3×3 انتخاب شد. برای عرض ۳ متر با توجه به نمودار مقاومت مجاز خاک $q = 42kPa$ بدست می آید. که کمی کوچکتر از فشار تماسی شالوده می باشد. بنابراین ابعاد را کمی بزرگتر در نظر می گیریم. چنانچه ابعاد را 3.5×3.5 فرض کنیم داریم:

$$q = \frac{400}{3\times3} = 44.44 > 42\,kPa \quad \text{Not Ok}$$

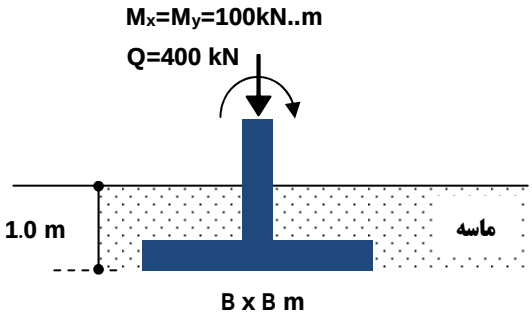
$$q = \frac{400}{3.5\times3.5} = 32 < 35\,kPa \quad \text{Ok}$$

بنابراین ابعاد 3.5×3.5 پاسخگو خواهد بود.

مثال:

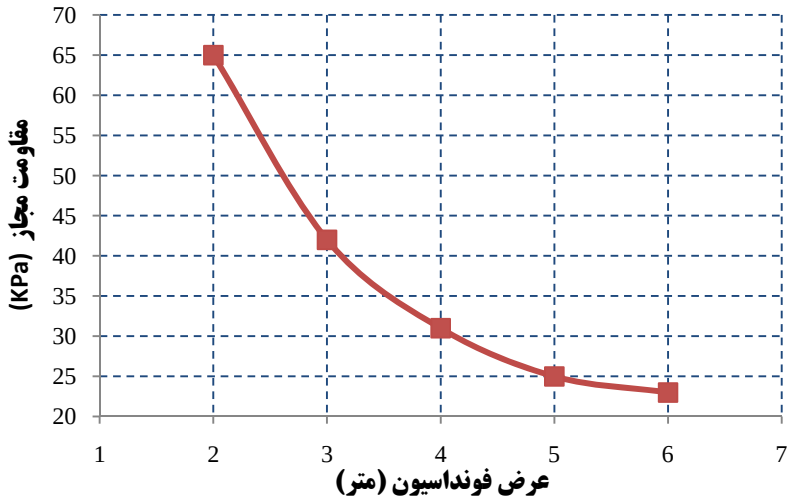
در مسئله قبل چنانچه لنگر $M_x = M_y = 100kN \cdot m$ در هر دو راستا وارد شود، مسئله را دوباره حل نمایید.

حل:



در مسائلی که شالوده علاوه بر بار قائم، شامل لنگر هم می شود از روش سطح موثر مایرهوف جهت حل ژئوتکنیکی مسئله استفاده می نماییم. منظور از حل ژئوتکنیکی این است که از روش مایرهوف جهت تعیین بار مجاز و ابعاد پلان شالوده استفاده می کنیم. اما برای حل سازه ای که شامل تعیین ضخامت و تعداد و قطر میلگردها می شود، روش استفاده متفاوت خواهد بود.

در روش سطح موثر، تنشی که از تقسیم بار قائم بر سطح موثر شالوده بدست می آید باید کوچکتر از مقاومت مجاز شالوده با در نظر گرفتن عرض موثر شالوده باشد. بنابراین بدون توجه به لنگر مقاومت مجاز خاک فونداسیون را تعیین می نماییم. نمودار مقاومت مجاز که در مسئله قبل بدست آمد بار دیگر در شکل زیر نشان داده شده است. در مسئله قبل که لنگر وجود نداشت ابعاد شالوده $3.5 \times 3.5m$ بدست آمد.



فرض اولیه ما برای این مسئله $4.0 \times 4.0m$ است. برای این ابعاد داریم:

$$e_x = \frac{M_y}{Q} = \frac{100}{400} = 0.25m \rightarrow B' = B - 2e_x = 4 - 2 \times 0.25 = 3.5m$$

$$e_y = \frac{M_x}{Q} = \frac{100}{400} = 0.25m \rightarrow L' = L - 2e_y = 4 - 2 \times 0.25 = 3.5m$$

$$A' = 3.5 \times 3.5 = 12.25m^2$$

عرض موثر شالوده برابر ۳/۵ متر است. برای این عرض با توجه به نمودار، مقاومت مجاز خاک برابر 35kPa می باشد. در نتیجه:

$$q = \frac{400}{12.25} = 32.65 < 35 \qquad Ok$$

بنابراین ابعاد شالوده با وجود لنگرهای فوق برابر $4.0\times4.0\text{m}$ خواهد بود. در چنین مسائل همواره باید مطمئن شویم که بار وارده در هسته مقطع قرار دارد به عبارتی:

$$B \geq 6e_x = 6\times0.25 = 1.5\text{m} \quad \text{Ok}$$
$$L \geq 6e_y = 6\times0.25 = 1.5\text{m} \quad \text{Ok}$$

منابع

۱. فونداسیون های سطحی، ظرفیت باربری و نشست.، تالیف: براجا ام. داس، ترجمه: عبدالمتین ستایش.

۲. مهندسی پی، طراحی و اجرا.، تالیف: دکتر ابوالفضل اسلام.، نشریه شماره ک-۴۳۷ چاپ اول.، ۱۳۸۵.

۳. اصول مهندسی ژئوتکنیک.، جلد دوم: مهندسی پی.، مولف: براجا ام. داس.، ترجمه: شاپور طاحونی، چاپ هفتم.

۴. مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان ایران، ویرایش ۱۳۸۸.

5. Shallow Foundations., Robert E. Kimmerling., Geotechnical Engineering Circular No. 6., FHWA-SA-02-054., September 2002.

www.ams.ir

نکات و یادداشت ها