

فصل ۵: نشست فونداسیون های سطحی

جزوه درس مهندسی پی (کارشناسی عمران)

استاد: عبدالمتین ستایش

@ME2CH

WWW.ME2CH.ROZBLOG.COM

نشست سازه ها بر اثر تغییر شکل و جابجایی زمین، تغییر حجم خاک بستر و یا زیرسازه تحت تنش های حاصل از بارگذاری و باربرداری بوقوع می پیوندد. تغییر شکل تحت تنش موثر ثابت، خزش نامیده می شود در حالی که تغییر شکل تحت افزایش تنش را جابجایی و یا فشرده گی می نامند. مجموعه تغییر شکل های فوق در نتیجه تغییر حجم الاستیکی و پلاستیکی دانه ها، تغییر حجم توده خاک در نتیجه خروج آب و هوا از منافذ و جابجایی کلی برشی ذرات و یا توده خاک احداث می شود.

عمدتاً در طراحی پی های سطحی، نشست عامل کنترل کننده در تعیین قابلیت باربری مجاز است. مضافاً اینکه در تعیین توان باربری مجاز عوامل هندسه پی، مقاومت و سختی خاک زیر پی و ملاحظات سرویس پذیری روسازه به دلیل تحمل تغییر شکل ها مطرح بوده و بنابراین موارد، توان باربری و نشست زیر پی در اندرکنش بوده و نمی توان به صورت مجزا به آن ها پرداخت.

خاک ها در محدوده کوچکی از تغییر شکل ها به صورت الاستیک عمل می کنند و در مجموع خاک مصالحی همگن و ایزوتروپ نبوده و عواملی چون تاریخچه تنش، وجود آب و هوا در خاک، تاثیرگذاری بارهای دینامیکی در رفتار دانه های تشکل دهنده خاک، پیچیدگی در تعریف مناسب و دقیق شرایط مرزی باعث می شود که نتوان همانند دیگر مصالح سازه ای تغییر شکل ها و جابجایی های خاک را به سهولت و با روابط ساده، تعیین و محاسبه نمود. تعیین خصوصیات الاستیکی خاک، یعنی مدول الاستیسیته و ضریب پواسون (E, ν) نیز با مشکلات و ابهاماتی همراه است.

نشست پی در خاک های ریزدانه با دقت کمتری نسبت به توان باربری آن ها به دست می آید زیرا تخمین نشست در آن ها به عوامل متعددی وابسته است که توجیه رفتار آن ها نیازمند به قضاوت مناسب مهندسی است. از مهمترین عوامل در این مورد، شرایط مرزی و درجه اشباع و تخمین میزان فشار پیش تحکیمی بوده که مربوط به حداکثر فشاری است که تا به حال به خاک وارد شده است. در مجموع بنا به دلایل عنوان شده، مقدار نشست حاصل در محاسبات ممکن است تا ۱۰۰٪ توام با خطا باشد. نشست سازه مستقر بر خاک های درشت دانه عموماً با فرمول های تجربی به دست می آید. نشست ها در این خاک ها اغلب به سرعت و در حین ساخت پس از اعمال حداکثر بار اتفاق می افتد. نشست های دراز مدت در مورد این بارها قابل نظر کردن هستند. البته نشست درازمدت ممکن است پس از ساخت در نتیجه عوامل دیگری از قبیل تحمیل بارهای دینامیکی (ترافیک، شمع کوبی، ارتعاشات حاصل از ماشین آلات و) تغییر شرایط سطح آب زیرزمینی، وقوع زلزله، انفجار، وجود و یا تشکیل حفره ها و فضاهای خالی در زیرزمین و سیل حادث گردد که در این گونه موارد روابط و فرمول های تجربی کفایت ننموده و باید معیارهای دیگری در طراحی مدنظر قرار گیرند.

برای خاک های ریزدانه اعم از لای و رس نزدیک به اشباع و یا اشباع، ضریب نفوذپذیری کم می باشد. وقوع نشست در آن ها به علت کندی محو اضافه فشار آب منفذی مربوط به بارگذاری و متعاقب آن کاهش تخلخل نیازمند زمان نسبتاً طولانی بوده و در نتیجه پیش بینی مقدار نشست و زمان لازم در محاسبات، از اهمیت زیادی برخوردار است.

۲-۵ | عوامل موثر در بروز نشست

عوامل زیر موجب نشست در خاک شده که عبارتند از:

۱. بارگذاری و فشردگی خاک بر اثر تنش های فشاری که نسبتاً سریع و به صورت مجموع تغییر شکل های الاستیکی (ارتجاعی) و پلاستیکی (خمیری) می باشد.
۲. بارگذاری و جابجایی ذرات خاک بر اثر اعمال نیروهای برشی، که مثلاً در ماسه های شل موجب کاهش حجم و در ماسه های متراکم موجب افزایش حجم (اتساع) می گردد.
۳. تحکیم خاک یا تحکیم اولیه، بر اثر اعمال بار و متعاقب افزایش فشار آب منفذی در ساختمان خاک اشباع به مرور بخشی از آب داخل منافذ خاک در نتیجه اختلاف فشار، زهکشی و خارج شده، نتیجتاً ذرات خاک جابجا شده تا بخشی از تخلخل به جا مانده از خروج آب را پر نماید. برای خاک های ریزدانه با نفوذپذیری پایین مثل رس ها، پدیده تحکیم کند و ممکن است سالها و حتی تا پایان عمر مفید سازه به طول انجامد (برای مثال، برج پیزا در ایتالیا). همچنین رس ها با درصد رطوبت بالاتر، بیشتر نسبت به رس های با درصد رطوبت کمتر تحکیم می شوند. به علاوه، رس های دارای پتانسیل تغییرات حجمی بر اثر تغییر درصد رطوبت بوده، پس از خشک شدن منقبض و با افزایش رطوبت انبساط و یا تورم حاصل می کنند. ماسه ها دارای نفوذپذیری بیشتر و درصد رطوبت کمتری نسبت به رس ها می باشند. بنابراین تحکیم ماسه ها نسبت به رس ها خیلی سریع تر و به مراتب کمتر از مقادیر مربوط به رس هاست.
۴. خزش یا تحکیم ثانویه: پس از اتمام پدیده تحکیم اولیه ممکن است تغییرات حجمی در خاک تحت اثر تنش موثر ثابت ادامه یافته که اصطلاحاً تحکیم ثانویه و یا خزش نامیده می شود. توجیه چنین پدیده ای کاملاً روشن نبوده ولی میتوان وقوع آن را به خروج آب از منافذ میکروسکوپی و یا تغییر شکل لرزی نسبت داد. میزان خزش در خاک های پیش تحکیم یافته عموماً ناچیز بوده، در حالی که برای خاک های عادی تحکیم می تواند جدی باشد. به علاوه مقدار این تغییر شکل برای خاک های آلی و یا خاک ها با قابلیت فشردگی زیاد در مقایسه با نشست تحکیمی اولیه، قابل توجه است.
۵. عدم رعایت ملاحظات فنی در ساخت و اجرای روسازه و زیرسازه که در کوتاه مدت و درازمدت با تغییر شکل های مصلح مصرفی در بنا توأم خواهد بود، در صورت ساخت پی بر روی خاکریزها و به خصوص از نوع ریزدانه و غیر متراکم احتمال وقوع نشست های زیاد مطرح می باشد.
۶. اتفاقات در حین حفاری که شامل تورم خاک پس از گودبرداری، نرم شدگی بعضی از خاک ها و سنگ ها بر اثر عوامل محیطی، وقوع پدیده حرکت آب با سرعت زیاد در ماسه و لای، دست خوردگی و حساسیت در رس ها و لایها می باشند.
۷. فعالیت های ساخت و ساز در همسایگی که شامل پایین بردن سطح آب زیرزمینی، گودبرداری، شمع کوبی، انفجار و برقراری سیستم ترافیکی و استقرار کارخانه ها و ماشین آلات ارتعاشی در مجاورت بناست.
۸. عوامل دیگر از قبیل وقوع آب شستگی موضعی و عمومی، تورم و انقباض بر اثر تغییرات رطوبت در خاک و آثار یخ زدگی.



نکته:

از موجبات ذکر شده برای نشست در فوق، موارد ۱ و ۲ را در قالب نشست های آنی و یا الاستیک و مورد ۳ را تحت عنوان نشست تحکیمی و یا وابسته به زمان فرموله نموده و روابطی جهت تعیین آن ها ارائه شده که در ادامه تشریح خواهند شد. برای بقیه اگرچه روابط پراکنده و تجربی ارائه شده است، ولی موارد مشخصی تدوین نگردیده که در این خصوص بیشتر تجارب حاصل و قضاوت مهندسی و نتایج مشاهدات و اندازه گیری های بدست آمده از رفتار سنجی از جنبه های عملی می تواند راهگشا باشد.

۳-۵ | نشست و مقاومت مجاز

در فصول قبل، نظریه های متعددی در رابطه با ظرفیت باربری نهایی فونداسیون های سطحی ارائه نمودیم. در طراحی هر فونداسیونی، گسیختگی ظرفیت باربری به همراه نشست باید مد نظر قرار گیرد لیکن در طراحی اکثر فونداسیون ها رواداری هایی برای میزان نشست های مجاز وجود دارد. در شکل ۵-۱ دیاگرام بار بر واحد سطح فونداسیون q در برابر نشست فونداسیون S نشان داده شده است. با توجه به این شکل می توان مشاهده نمود که ظرفیت باربری نهایی در نشست S_u رخ می دهد. حال فرض کنید که S_{all} میزان نشست مجاز فونداسیون و $q_{all(s)}$ ظرفیت باربری مجاز متناظر با آن باشد. اگر FS ضریب اطمینان در برابر گسیختگی ظرفیت باربری باشد، آنگاه ظرفیت باربری مجاز برابر خواهد بود با $q_{all(b)} = q_u/FS$ حال آنکه نشست متناظر با $q_{all(b)}$ برابر است با S' . برای فونداسیون های با عرض B کوچکتر، S' می تواند از S_{all} کوچکتر باشد ولی برای مقادیر بزرگتر B ، $S_{all} < S'$ است. بنابراین برای فونداسیون های با عرض کوچک، ظرفیت باربری کنترل کننده است و در عرض های بزرگتر نشست مجاز کنترل کننده خواهد بود.

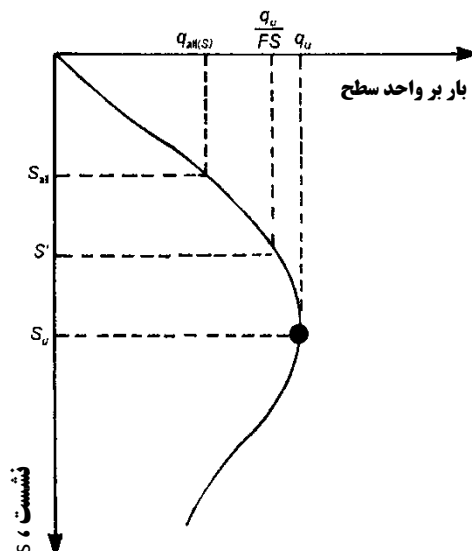
نشست فونداسیون می تواند سه مؤلفه داشته باشد (به نکته ارائه شده آخرین بند صفحه قبل توجه نمایید):

(الف) نشست الاستیک، S_e ، (ب) نشست تحکیمی اولیه، S_c ، (ج) نشست تحکیمی ثانویه، S_s . بنابراین نشست کل S_t برابر خواهد بود با:

$$S_t = S_e + S_c + S_s \quad (۱-۵)$$

در هر فونداسیون، تعدادی از این مؤلفه ها می تواند صفر و یا قابل چشم پوشی باشد.

نشست های الاستیک در اثر تغییر شکل خاک خشک و همچنین خاک مرطوب و اشباع بدون هیچ گونه تغییری در درصد رطوبت حاصل می شود. نشست تحکیمی اولیه فرآیندی وابسته به زمان است که در خاک های رسی قرار گرفته در زیر سفره آب در نتیجه تغییرات حجمی خاک به خاطر خروج آب منفذی رخ می دهد. نشست تحکیمی ثانویه پس از نشست تحکیمی اولیه در خاک های رسی اشباع رخ می دهد و علت آن هم تغییر شکل پلاستیک ساختار خاک می باشد. روش های محاسبه سه نوع نشست فوق در این فصل مورد بحث قرار می گیرند.

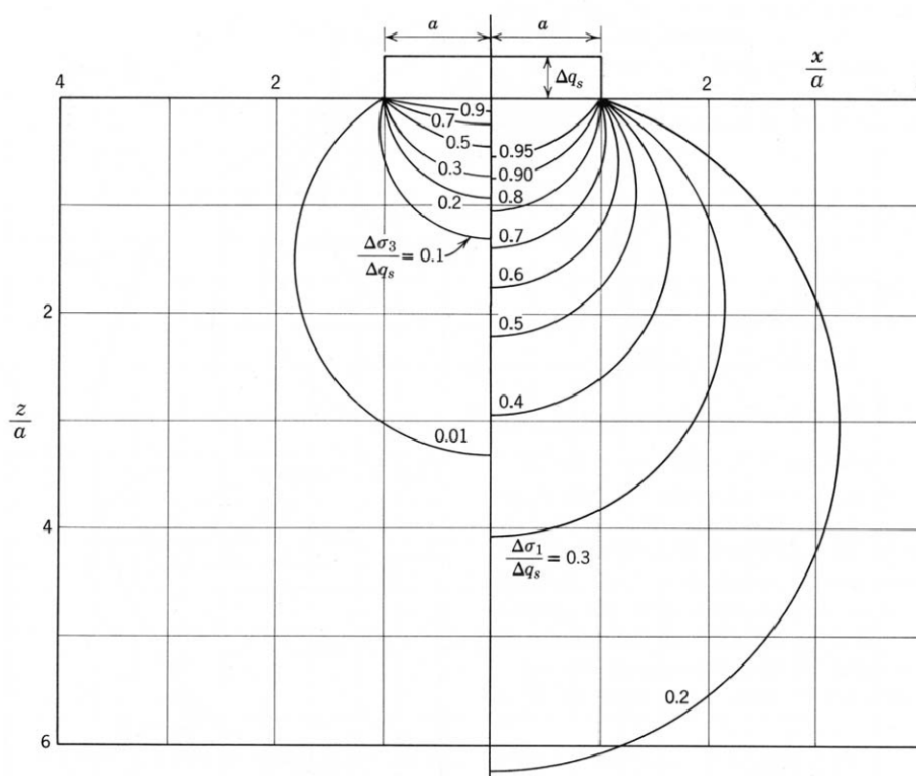


شکل ۵-۱ منحنی بار - نشست فونداسیون سطحی

۴-۵ | توزیع تنش در خاک در اثر اعمال بار فونداسیون

تمام انواع نشست ها توابعی از اضافه تنش اعمالی در روی خاک توسط فونداسیون می باشند. بنابراین آشنایی با روابط محاسبه توزیع تنش در خاک در اثر اعمال بار فونداسیون دارای اهمیت خاصی است. روابط متعددی برای یافتن وضعیت تنش ها در عمق بر اثر بارگذاری ارائه شده که معادلات بوزینسک و وسترگارد عمومیت بیشتری داشته که در کتب مکانیک خاک و یا سایر منابع ژئوتکنیک تشریح شده اند. البته ذکر این نکته ضروری است که داشتن توزیع دقیق تنش در عمق شرط لازم جهت تخمین دقیق نشست بوده ولی کافی نیست.

در عمل بارهای متمرکز روی فونداسیون وارد شده و از کف آن بار گسترده q_0 در عمق توزیع می گردد. روابط مختلفی برای انواع بارها و شکل های مختلف پی ارائه شده که برای سهولت می توان از نمودارهای ساده شده استفاده نمود. در این خصوص می توان نقاط هم تنش مقطع قائم مرکزی برای پی های مربعی و نواری بر اساس روابط بوزینسک را مورد استفاده قرار داد که در شکل ۲-۵ نمودار مربوط به آن ارائه شده است.



شکل ۲-۵ نقاط هم تنش در عمق و در زیر پی های مربعی و نواری بر اساس روابط بوزینسک

با مشاهده حباب های هم تنش، این نکته مهم را می توان یافت که برای پی های مربع در عمق حدود 2B تا 3B و فاصله افقی B از مرکز پی، مقدار تنش به ۱۰٪ آن در کف پی رسیده که تنش های کمتر از آن در محاسبات نشست قابل صرف نظر کردن است. از این ابعاد می توان به عنوان الگو در عمق و گستره مطالعات ژئوتکنیک و همچنین در خصوص مجاور سازی پی و تداخل تنش ها استفاده نمود. (مقادیر عمق و شعاع تاثیر مربوط به تنش قائم کمتر از ۱۰٪ برای پی های نواری به قرار 4B و 1.5B از وسط به اطراف است)

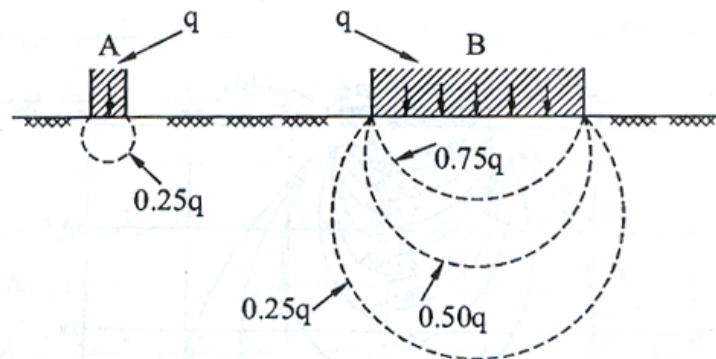
همچنین در محاسبات معمول و طراحی های اولیه می توان از روش تقریبی ۲ به ۱ توزیع تنش در عمق (و یا پاره ای موارد ۱ به ۱) را در نظر گرفت که برای بارگذاری روی پی به ابعاد $B \times L$ در عمق Z تنش ها در سطحی برابر $(B+z) \times (L+z)$ توزیع شده و خواهیم داشت:

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{A} = \frac{q_o \times B \times L}{(B+z) \times (L+z)} \quad (۲-۵)$$

این رابطه در مقایسه با رابطه بوزینسک از نتایج قابل قبولی برای $z > B$ برخوردار است. همچنین در منابع مربوط به مکانیک خاک و پی سازی برای انواع پی ها و حالت های مختلف بارگذاری، روابطی ارائه شده که در صورت لزوم در حالت های غیر متعارف می توان به آن ها مراجعه نمود.

محدوده خاک بارگذاری شده در زیر پی بزرگ به مراتب حجیم تر از یک پی کوچک تحت همان شدت بار یا فشار می باشد. در نتیجه میزان نشست در زیر پی بزرگتر بیشتر از میزان نشست در زیر پی کوچک تحت فشار یکسان است. با نزدیکی بیش از حد چند پی عملکردی شبیه پی گسترده در وقوع نشست خواهیم داشت. چنین مفهومی در شکل ۳-۵ نشان داده شده است. لذا در مورد پی های گسترده علی رغم نکات مثبت در بهبود باربری و تخفیف تنش های غیر یکنواخت و رفع اشکالات موضعی نسبت به پی منفرد معمولی نشست بیشتری را به دنبال دارد.

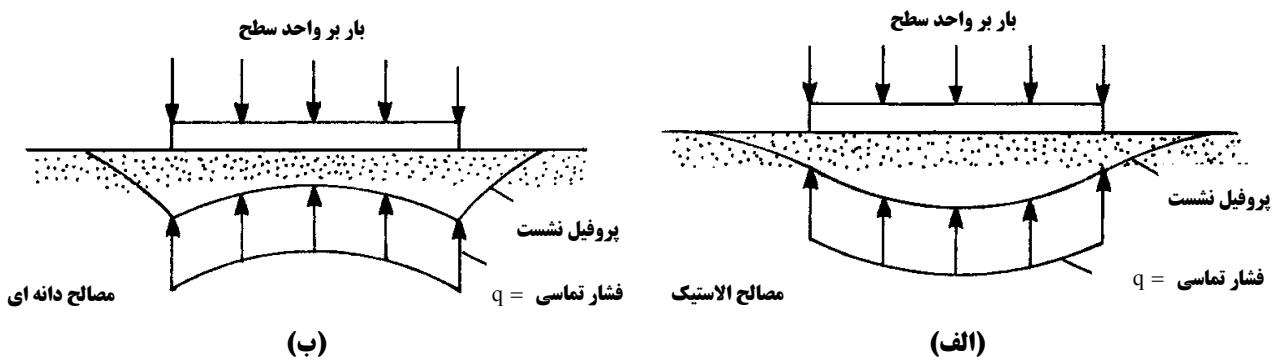
وقوع نشست های غیر یکنواخت که بر اثر لایه بندی و غیر یکنواختی خاک های زیرین، بارگذاری و تنش غیر یکنواخت، اثر همپوشانی تنش های حاصل از چند پی بر یک مقطع در عمق، تفاوت در نوع ساخت و ساز قسمت های مختلف و یا عوامل دیگر ممکن است حاصل شود، باید مورد توجه جدی تری در ارزیابی های نشست پذیری قرار گیرد.



شکل ۳-۵ مقایسه ناحیه نشست پذیر در زیر پی منفرد و پی گسترده تحت فشار یکسان

۵-۵ | فونداسیون های انعطاف پذیر و صلب

قبل از بحث درباره روابط مربوط به نشست الاستیک فونداسیون های سطحی، درک مفاهیم بنیادی و تفاوت های بین فونداسیون های انعطاف پذیر و صلب از اهمیت زیادی برخوردار است. هنگامی که فونداسیونی انعطاف پذیر در روی محیط الاستیک در معرض باری با توزیع یکنواخت قرار گیرد، فشار تماسی چنان که در شکل ۴-۵ الف نشان داده شده است یکنواخت خواهد بود. شکل ۴-۵ الف همچنین پروفیل نشست را نیز نشان می دهد. اگر فونداسیون مشابهی در روی خاک دانه ای قرار گیرد، دچار نشست های الاستیک بزرگتری در لبه ها نسبت به مرکز خواهد شد (شکل ۴-۵ ب) ولی فشار تماسی هنوز یکنواخت خواهد بود. نشست های بزرگتر در لبه به خاطر فقدان محصور شدگی جانبی در خاک می باشد.



شکل ۴-۵ فشار تماسی و نشست فونداسیون انعطاف پذیر: (الف) مصالح الاستیک (ب) مصالح دانه ای

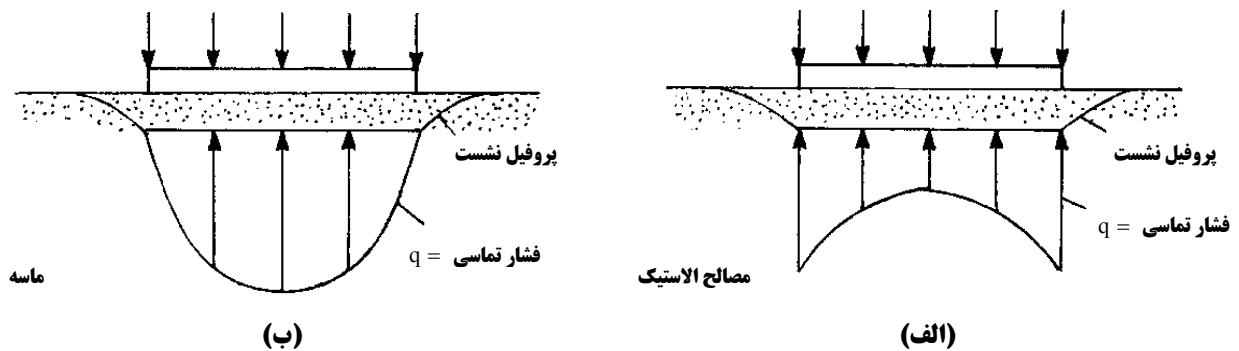
اگر فونداسیون صلبی در روی سطح یک محیط الاستیک قرار گیرد، نشست ها در تمام نقاط یکسان خواهند بود ولی توزیع فشار تماسی مطابق شکل ۴-۵-الف خواهد بود. اگر فونداسیون صلب در روی خاک دانه ای قرار گیرد توزیع فشار تماسی همانند شکل ۴-۵-ب خواهد بود، گرچه در این حالت نشست در تمام نقاط در زیر فونداسیون یکسان می باشد.

به لحاظ نظری، در یک فونداسیون بینهایت صلب قرار گرفته در روی مصالح کاملاً الاستیک، فشار تماسی را به صورت زیر می توان بدست آورد:

$$\sigma_{z=0} = \frac{2q}{\pi \sqrt{1 - \left(\frac{2x}{B}\right)^2}} \quad \text{(فونداسیون نواری)} \quad (۳-۵)$$

$$\sigma_{z=0} = \frac{q}{2 \sqrt{1 - \left(\frac{2x}{B}\right)^2}} \quad \text{(فونداسیون دایروی)} \quad (۴-۵)$$

به طوری که $q =$ بار اعمالی بر واحد سطح فونداسیون و $B =$ عرض (یا قطر) فونداسیون



شکل ۵-۵ فشار تماسی و نشست فونداسیون صلب: (الف) مصالح الاستیک (ب) مصالح دانه ای

گرچه خاک به طور کامل الاستیک و همگن نیست، از تئوری الاستیسیته می توان برای تخمین نشست فونداسیون های سطحی در بارهای مجاز استفاده نمود. استفاده مناسب از این نتایج در طراحی، اجرا و نگهداری سازه ها نتایج خوبی حاصل نموده است.

۵-۶ | نشست ارتجاعی فونداسیون های انعطاف پذیر و صلب

با استفاده از تئوری الاستیسیته^۱، نشست ارتجاعی گوشه یک شالوده انعطاف پذیر مستطیل شکل به ابعاد $B \times L$ یا دایره ای به قطر B در روی سطح خاک با عمق بینهایت را با استفاده از رابطه زیر می توان تخمین زد:

$$S_i = \frac{q \cdot B}{E_s} (1 - \mu_s^2) \cdot I_1 \quad (5-5)$$

S_i = نشست ارتجاعی

B = عرض پی (یا قطر فونداسیون های دایره ای)

q = تنش تماسی شالوده

E_s = مدول الاستیسیته خاک زیر فونداسیون

μ_s = نسبت پواسون خاک

I_1 = ضریب تاثیر که تابع نسبت L/B بوده و از رابطه زیر بدست می آید.

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[\frac{L}{B} \ln \left(\frac{1 + \sqrt{(L/B)^2 + 1}}{L/B} \right) + \ln \left(\frac{L}{B} + \sqrt{(L/B)^2 + 1} \right) \right] \quad (6-5)$$

چنانچه بخواهیم نشست مرکز شالوده انعطاف پذیر را با استفاده از رابطه فوق محاسبه نماییم، شالود را به چهار قسمت مساوی تقسیم نموده و پس از محاسبه نشست گوشه یکی از مستطیل ها، نشست حاصل را چهار برابر می نماییم. بدین ترتیب داریم:

$$L' = L/2 \quad \text{و} \quad B' = B/2$$

از آنجایی که نسبت $L'/B' = L/B$ ، در نتیجه ضریب I_1 تغییری نمی کند. بنابراین نشست مرکز شالوده انعطاف پذیر را به صورت زیر می توان محاسبه نمود:

$$S_{i(\text{center})} = 4 \times \frac{qB'}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_1 = 4 \times \frac{qB}{2E_s} (1 - \mu_s^2) I_1 \rightarrow I_{\text{center}} = 2I_1$$

بنابراین نتیجه می شود که ضریب تاثیر مرکز شالوده انعطاف پذیر مستطیلی دو برابر ضریب تاثیر گوشه می باشد. همین رابطه بین نشست مرکز و گوشه نیز وجود دارد. با استفاده از انتگرال گیری مطابق شکل ۵-۶ می توان روابط بین دیگر نقاط شالوده انعطاف پذیر و همچنین ارتباط بین نشست شالوده انعطاف پذیر و صلب را محاسبه نمود. مهمترین این روابط عبارتند از:

فونداسیون مستطیلی:

$$S_{i(\text{corner})} \approx 0.5S_{i(\text{center})}$$

$$S_{i(\text{average})} \approx 0.85S_{i(\text{center})}$$

$$S_{i(\text{rigid})} \approx 0.79S_{i(\text{center})}$$

$$S_{i(\text{rigid})} \approx 0.93S_{i(\text{average})}$$

فونداسیون دایره ای:

$$S_{i(\text{corner})} \approx 0.636S_{i(\text{center})}$$

$$S_{i(\text{average})} \approx 0.85S_{i(\text{center})}$$

$$S_{i(\text{rigid})} \approx 0.79S_{i(\text{center})}$$

$$S_{i(\text{rigid})} \approx 0.93S_{i(\text{average})}$$

با در اختیار داشتن روابط فوق می توان جدولی مشابه جدول ۵-۱ تهیه نمود. حال برای محاسبه نشست ارتجاعی شالوده می توان رابطه ۵-۵ را به شکل زیر اصلاح نمود.

$$S_i = \frac{q \cdot B}{E_s} (1 - \mu_s^2) \cdot I_s \quad (7-5)$$

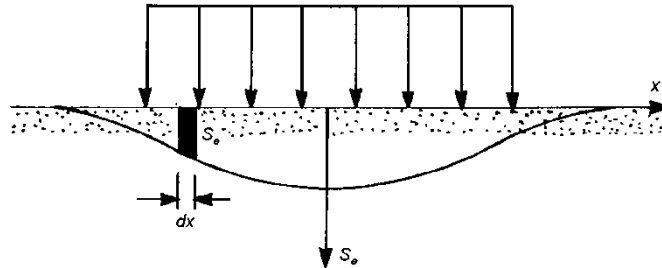
که در رابطه فوق ضریب I_s ، ضریب تاثیر نشست شالوده بوده و با توجه به نسبت طول به عرض و صلبیت از جدول ۵-۱ بدست می آید.

¹ Timoshenko and Goodier, 1982

فرضیات به کار رفته در رابطه فوق عبارتند از:



۱. خاک الاستیک و همگن است.
۲. فونداسیون در سطح زمین قرار دارد یعنی $D_f = 0$ (شکل ۵-۶)
۳. خاک زیر فونداسیون و لایه نشست پذیر به صورت نیمه بینهایت در نظر گرفته شده است.
۴. مدول الاستیسته خاک در عمق ثابت است.



شکل ۵-۶ نحوه محاسبه نشست ارتجاعی فونداسیون قرار گرفته در سطح خاک

جدول ۵-۱ ضریب تاثیر نشست

شکل فونداسیون	ضریب I_s			
	مرکز	لبه	میانگین	صلب
دایره ای	1	0.64	0.85	0.79
مربعی	1.12	0.56	0.95	0.88
مستطیلی	L/B = 2	1.53	0.77	1.21
	L/B = 3	1.78	0.89	1.42
	L/B = 4	1.96	0.98	1.66
	L/B = 5	2.10	1.05	1.70
تواری	L/B = 6	2.22	1.11	1.88
	L/B = 7	2.32	1.15	1.97
	L/B = 8	2.40	1.20	2.04
	L/B = 9	2.44	1.22	2.07
	L/B = 10	2.54	1.27	2.16
	L/B = 100	4.0	2.0	3.40

نکته:



با توجه به روابط فوق می توان نتیجه گرفت برای فونداسیون های صلب می توان از نشست میانگین نیز استفاده نمود زیرا اختلاف بین مقادیر آن ها ناچیز است.

مثال



فونداسیون انعطاف پذیر دایره ای که در سطح زمین قرار گرفته است دارای شعاع $1/5$ متر می باشد. بار یکنواخت در روی سطح برابر است با 250 kN/m^2 . نشست سطح زمین را در حالت های زیر بدست آورید.

(الف) در زیر مرکز سطح، (ب) در لبه، (ج) میانگین، (د) صلب. نسبت پواسون برابر است با 0.3 و $E_s = 9500 \text{ kN/m}^2$.

حل مسأله:



$$S_{i(\text{center})} = \frac{qB}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_s = \frac{250 \times 2 \times 1.5}{9500} (1 - 0.3^2) \times 1 = 0.0718\text{m} = 71.8\text{mm} \quad (\text{الف})$$

$$S_{i(\text{corner})} = 0.64 S_{i(\text{center})} = 0.64 \times 71.8 = 45.66\text{mm} \quad (\text{ب})$$

$$S_{i(\text{average})} = 0.85 S_{i(\text{center})} = 0.85 \times 71.8 = 61.03\text{mm} \quad (\text{ج})$$

$$S_{i(\text{rigid})} = 0.79 S_{i(\text{center})} = 0.79 \times 71.8 = 56.8\text{mm} \quad (\text{د})$$

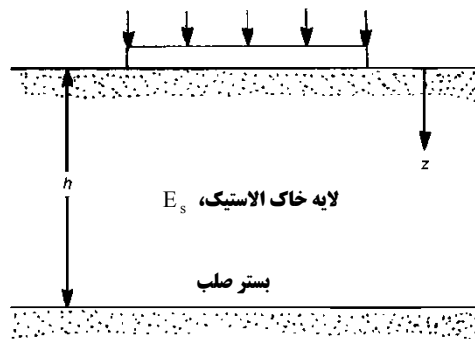
۷-۵ | رابطه اصلاح شده نشست الاستیک

در معادلات مربوط به نشست الاستیک در بخش پیشین، فرض بر این بود که لایه خاک الاستیک تا عمق بینهایت امتداد می یابد. ولی اگر در عمق محدودی به فاصله h در زیر سطح، بستر صلبی مطابق با شکل ۷-۵ وجود داشته باشد، با توجه به رابطه زیر، نشست الاستیک لایه خاک تراکم پذیر کمتر خواهد بود.

$$S_e = \int_0^{\infty} \epsilon_z dz - \int_h^{\infty} \epsilon_z dz$$

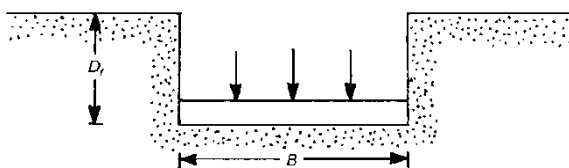
در این رابطه ϵ_z کرنش فشاری قائم در عمق z می باشد، به عبارت دیگر:

$$S_e = S_{e(z=0)} - S_{e(z=h)}$$

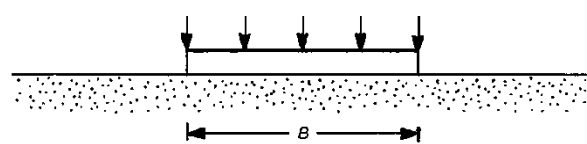


شکل ۷-۵ تأثیر بستر صلب قرار گرفته در عمق محدود بر نشست الاستیک فونداسیون

همچنین نظریه های ارائه شده در بخش های پیشین برای حالت هایی هستند که در آن ها بارگذاری در سطح لایه خاک (شکل ۵-۸-الف) انجام می گیرد. در عمل فونداسیون ها در عمق مشخصی پایین تر از سطح زمین قرار داده می شوند (شکل ۵-۸-ب). نشست الاستیک یک فونداسیون مدفون همیشه کمتر از زمانی است که فونداسیون در سطح قرار گرفته است.



(ب)



(الف)

شکل ۵-۸ تأثیر عمق مدفون بر نشست الاستیک فونداسیون (توجه: طول فونداسیون = L ، عرض فونداسیون = B)

با در نظر گرفتن عوامل فوق، رابطه پایه نشست الاستیک را به صورت زیر می توان اصلاح نمود:

$$S_e = \frac{qB}{E_s}(1-\mu^2) \cdot I_s \cdot I_F \quad (۸-۵)$$

که در رابطه فوق I_s ضریبی است که اثر شکل فونداسیون و ضخامت لایه نشست پذیر را لحاظ می کند و I_F ضریب عمق استقرار فونداسیون است که با استفاده از ابعاد اصلی فونداسیون از طریق شکل ۵-۹ بدست می آید. توجه شود که رابطه فوق نیز نشست گوشه شالوده مستطیلی را بدست می دهد و برای محاسبه نشست مرکز باید شالوده را به چهار قسمت تقسیم نموده و پس از محاسبه نشست گوشه یکی از مستطیل ها نشست حاصل را چهار برابر نمود. ضریب I_s به صورت زیر تعریف می شود:

$$I_s = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \quad (۹-۵)$$

که ضرایب I_1 و I_2 در معادله فوق به صورت زیر تعریف می شوند:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[M \ln \frac{(1+\sqrt{M^2+1})\sqrt{M^2+N^2}}{M(1+\sqrt{M^2+N^2+1})} + \ln \frac{(M+\sqrt{M^2+1})\sqrt{1+N^2}}{M+\sqrt{M^2+N^2+1}} \right] \quad (۱۰-۵)$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{M}{N\sqrt{M^2+N^2+1}} \right) \quad (۱۱-۵)$$

در معادلات فوق داریم:

$$M = (L/B)$$

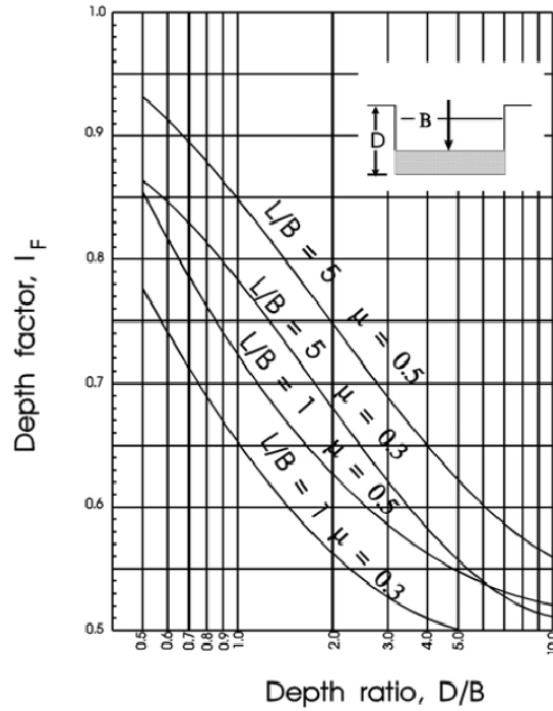
$$N = (H/B')$$

L و B در رابطه فوق به ترتیب طول و عرض شالوده بوده و H ضخامت لایه نشست پذیر است.

باولز گام های زیر را جهت تخمین نشست الاستیک با استفاده از رابطه فوق پیشنهاد نموده است:

۱. فشار تماسی q را به طور دقیق تعیین نمایید.
۲. چنانچه فونداسیون دایره ای باشد آنرا به فونداسیون مربع معادل تبدیل نمایید.
۳. نقطه ای که میخواهید نشست آنرا تعیین نمایید را مشخص نمایید. فونداسیون را طوری تقسیم نمایید که این نقطه گوشه مشترک مستطیل های تقسیم بندی شده باشد.
۴. عمق لایه نفوذپذیر H را به صورت زیر تعیین نمایید:
(الف) عمق $z = 5B$ (کوچکترین بعد فونداسیون) یا
(ب) عمق تا لایه سخت. لایه سخت لایه ای است که E_s آن حدود $10E_s$ لایه مجاور است.
۵. نسبت H/B را محاسبه نمایید.
۶. نسبت پواسون μ_s را برای خاک تخمین زده و I_s را محاسبه نمایید.
۷. ضریب عمق استقرار فونداسیون I_F از طریق شکل ۵-۹ بدست آورید.
۸. میانگین وزنی E_s را تا عمق H به صورت زیر محاسبه نمایید.

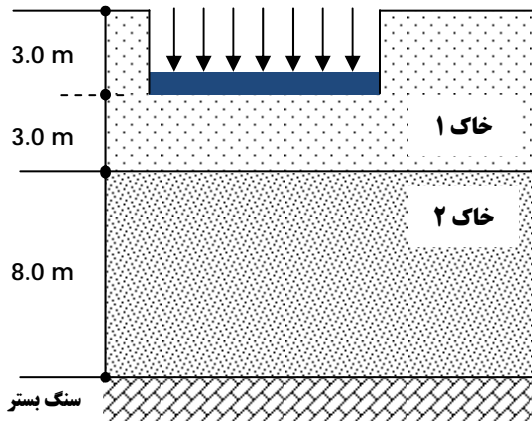
$$E_{s(\text{avg})} = \frac{H_1 E_{s1} + H_2 E_{s2} + \dots + H_n E_{sn}}{H} \quad (۱۲-۵)$$



شکل ۵-۹ ضریب تاثیر عمق استقرار فونداسیون

مثال

مطابق شکل زیر یک پی گسترده فشار $q = 1.34 \text{ kg/cm}^2$ را به زمین منتقل می کند. میزان نشست آنی برای این پی به قرار 18 mm اندازه گیری شده است. بر اساس روابط ارائه شده، میزان نشست چقدر تخمین زده می شود؟ (مثال ۳-۱ کتاب مهندسی پی تالیف دکتر ابوالفضل اسلامی)



پارامترهای خاک ۲:	پارامترهای خاک ۱:
$E_s = 60 \text{ MPa}$	$E_s = 42 \text{ MPa}$
$\mu_s = 0.35$	$\mu_s = 0.35$
ضخامت: ۸ متر	ضخامت: ۳ متر

حل:

$$E_{s(\text{avg})} = \frac{3 \times 42.50 + 8 \times 60}{11} = 55 \text{ MPa}$$

برای محاسبه نشست ارتجاعی داریم:

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

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

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

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

چون رابطه ارائه شده برای تخمین نشست در گوشه پی می باشد، لذا پی مزبور را به چهار قسمت نموده و در محاسبات از $B' = 0.5B$ استفاده و برای محاسبه نشست کل، نتیجه را چهار برابر می کنیم.

$$B' = 0.5B = 0.5 \times 33.5 = 16.75 \text{ m}$$

$$M = (L/B) = (L'/B') = 39.5/33.5 = 1.18$$

$$N = H/B' = 11/16.75 = 0.7$$

با قرار دادن مقادیر فوق در رابطه مربوط به I_1 و I_2 داریم:

$$I_1 = 0.073 \quad \text{و} \quad I_2 = 0.086$$

در نتیجه داریم:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu_s}{1 - \mu_s} \cdot I_2 = 0.073 + \frac{1 - 2 \times 0.35}{1 - 0.35} \times 0.086 = 0.113$$

$$\frac{D_f}{B} = \frac{3}{33.5} = 0.07 \rightarrow I_F = 0.95$$

$$S_i = \Delta H = \frac{1.34 \times 16.75 \times 100 \times (1 - 0.35^2)}{55 \times 10} \times 0.113 \times 0.95 \times 4 = 1.53 \text{ cm}$$

اگر در محاسبات فقط برای یک لایه نیمه بینهایت و با $E_s = 42.5 \text{ MPa}$ و ضریب I_s مربوط به $L/B = 39.5/33.5$ انجام شود نشست حاصل حدود 9.9cm بدست خواهد آمد.

۸-۵ | پارامترهای الاستیک

برای محاسبه نشست الاستیک یک فونداسیون، باید پارامترهایی همچون مدول الاستیسیته خاک E_s و نسبت پواسون μ_s خاک را در اختیار داشته باشیم. در اکثر مواقع اگر نتایج آزمایش های آزمایشگاهی موجود نباشند، این مقادیر را باید از طریق روابط تجربی تخمین زد. بعضی از مقادیر پیشنهادی نسبت پواسون در جدول ۵-۲ ارائه شده اند.

جدول ۵-۲ مقادیر پیشنهادی نسبت پواسون

نسبت پواسون، μ_s	نوع خاک
0.15 - 0.20	ماسه درشت دانه
0.20 - 0.25	ماسه شل با دانه بندی متوسط
0.25 - 0.30	ماسه ریز دانه
0.3 - 0.35	سیلت ماسه دار و سیلت
0.50	رس اشباع (زهکشی نشده)
0.2 - 0.4	رس اشباع - با پیش تحکیمی پایین (زهکشی شده)

تراوتمان و کوله‌اوی^۱ از رابطه زیر برای تخمین نسبت پواسون استفاده نمودند (حالت زهکشی شده):

$$v = 0.1 + 0.3 \phi_{rel} \quad (13-5)$$

$$\phi_{rel} = \text{زاویه اصطکاک نسبی} = \frac{\phi_{tc} - 25^\circ}{45^\circ - 25^\circ} \quad (0 \leq \phi_{rel} \leq 1) \quad (14-5)$$

ϕ_{tc} = زاویه اصطکاک بدست آمده از آزمایش سه محوری زهکشی شده فشاری

در گذشته روابط همبستگی متعددی بین مدول الاستیسیته ماسه با مقاومت نفوذ استاندارد صحرایی N و مقاومت نفوذ مخروط q_c ارائه شده است. به طور مثال اشمرتمن رابطه زیر را پیشنهاد نموده است:

$$E_s \text{ (kN/m}^2\text{)} = 766N \quad (15-5)$$

اشمرتمن و هارتمان^۲ توصیه های زیر را در رابطه با تخمین E_s ماسه با استفاده از مقاومت نفوذ مخروط ارائه نمودند:

$$E_s = 2.5q_c \quad (\text{فونداسیون های دایره ای و مربعی}) \quad (16-5)$$

$$E_s = 3.5q_c \quad (L/B \geq 10, \text{ فونداسیون نواری}) \quad (17-5)$$

محدوده عمومی تغییرات مدول الاستیسیته خاک E_s در جدول ۳-۵ ارائه شده است. در جدول ۴-۵ نیز مهمترین روابط همبستگی تعیین E_s با استفاده از آزمایش نفوذ استاندارد SPT و آزمایش نفوذ مخروط CPT ارائه شده است.

جدول ۳-۵ محدوده عمومی تغییرات مدول الاستیسیته ماسه

E_s (kN/m ²)	نوع خاک
	ماسه درشت دانه و ماسه با دانه بندی متوسط
25000 - 35000	■ شل
30000 - 40000	■ تراکم متوسط
40000 - 45000	■ متراکم
	ماسه ریز دانه
20000 - 25000	■ شل
25000 - 35000	■ تراکم متوسط
35000 - 40000	■ متراکم
	سیلت ماسه دار
8000 - 12000	■ شل
10000 - 12000	■ تراکم متوسط
12000 - 15000	■ متراکم

در بسیاری از موارد، مدول الاستیسیته خاک های رسی اشباع (زهکشی نشده) به مقاومت برشی زهکشی نشده c_u ارتباط داده می شوند. دی آپولونیا و همکاران^۳ با گرد آوری نتایج آزمایش های صحرایی متعدد رابطه زیر را ارائه نمودند:

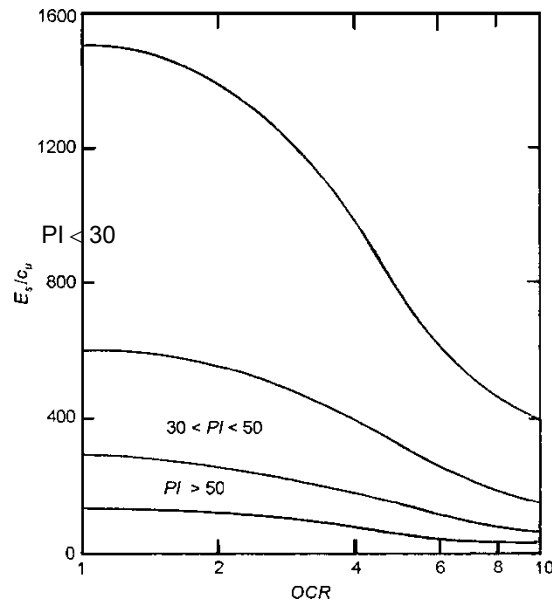
$$\frac{E_s}{c_u} = 1000 \sim 1500 \quad (\text{برای رس های غیر آلی با حد خمیری متوسط تا زیاد}) \quad (18-5)$$

دانکن و بوچیگنانی^۱ رابطه ای بین E_s/c_u با نسبت بیش تحکیمی و شاخص خمیری PI رس های مختلف ارائه نمودند که در شکل ۵-۱۰ نشان داده شده است.

¹ Trautman and Kulhawy

² Schmertmann and Hartman

³ D'Appolonia et al.



شکل ۵-۱۰ رابطه ارائه شده توسط دانکن و بوچیکنانی برای مدول الاستیسیته رس در شرایط زهکشی نشده

جدول ۴-۵ تخمین E_s از طریق SPT و CPT

CPT	SPT(kPa)	خاک
$E_s = (2 \sim 4) \cdot q_c$	$E_s = 500(N + 15)$	ماسه
$E_s = 2(1 + D_r^2) \cdot q_c$	$E_s = 18000 + 750N$	
	$E_s = (15000 \sim 22000) \ln N$	
$E_s = (1 \sim 2) \cdot q_c$	$E_s = 320(N + 15)$	ماسه رسی
$E_s = (3 \sim 6) \cdot q_c$	$E_s = 300(N + 6)$	ماسه سیلتی
	$E_s = 1200(N + 6)$	ماسه شنی
$E_s = (6 \sim 8) \cdot q_c$		رس نرم

۹-۵ | نشست ارتجاعی در رس اشباع

• روش جانبی و همکاران

جانبی و همکاران، معادله تعمیم یافته ای برای تخمین نشست الاستیک میانگین فونداسیون انعطاف پذیر با بارگذاری یکنواخت در روی رس اشباع ($\nu = 0.5$) ارائه داده اند که مشابه نشست ارتجاعی مصالح الاستیک می باشد. در این روش (الف) اثر عمق مدفون D_f و (ب) حضور احتمالی لایه صلب در عمق سطحی زیر فونداسیون چنان که در شکل ۵-۱۱ نشان داده شده است در نظر گرفته می شود. رابطه نشست در روش جانبی و همکاران به صورت زیر می باشد:

$$S_e = \mu_1 \mu_2 \frac{qB}{E_s} \quad (۱۹-۵)$$

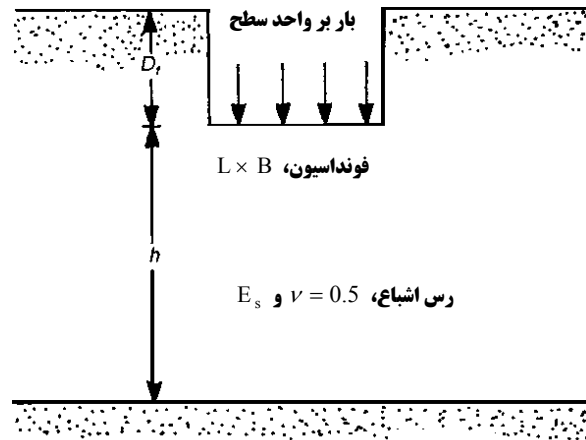
چنان که ،

$$\mu_1 = f(D_f / B) \quad \text{و} \quad \mu_2 = f(h / B, L / B)$$

$$L = \text{طول فونداسیون} \quad \text{و} \quad B = \text{عرض فونداسیون}$$

¹ Duncan and Buchignani

کریستیان و کاریر^۱ مقادیر بحرانی ضرایب μ_1 و μ_2 را محاسبه نموده و نتایج را در قالب نمودارهایی ارائه کردند. مقادیر درون یابی شده μ_1 و μ_2 از این نمودارها در جداول ۵-۵ و ۵-۶ ارائه شده اند.



شکل ۵-۱۱ نشست فونداسیون در روی رس اشباع

جدول ۵-۵ تغییرات μ_1 با D_f/B

20	18	16	14	12	10	8	6	4	2	0	D_f/B
0.850	0.854	0.856	0.860	0.863	0.865	0.87	0.875	0.88	0.9	1.0	μ_1

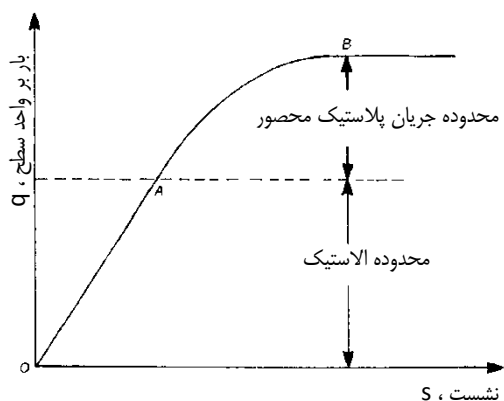
جدول ۵-۶ تغییرات μ_2 با h/B

h/B	دایره	L/B				
		1	2	5	10	∞
1	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36
2	0.47	0.53	0.63	0.64	0.64	0.64
4	0.58	0.63	0.82	0.94	0.94	0.94
6	0.61	0.67	0.88	1.08	1.14	1.16
8	0.62	0.68	0.90	1.13	1.22	1.26
10	0.63	0.70	0.92	1.18	1.30	1.42
20	0.64	0.71	0.93	1.26	1.47	1.74
30	0.66	0.73	0.95	1.29	1.54	1.84

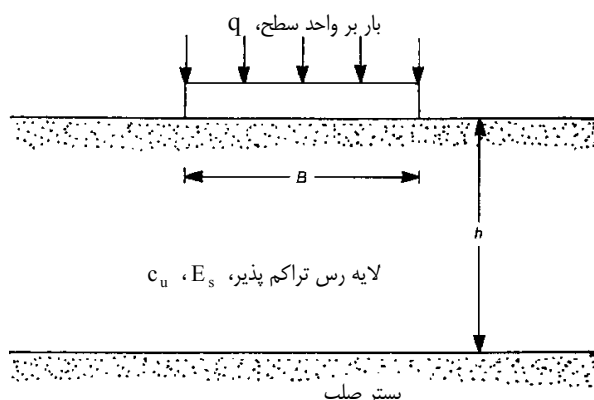
• روش دی آپولونیا و همکاران

دی آپولونیا و همکاران روش اصلاح شده ای برای تخمین نشست اولیه S_i فونداسیون های قرار گرفته در رس اشباع پیشنهاد نمودند. هدف از ارائه این تئوری در نظر گرفتن محدودیت های تئوری الاستیسیته و توزیع مجدد تنش و کرنش هایی است که پس از تسلیم موضعی رخ می دهد. این فرضیه را می توان با رجوع به شکل ۵-۱۲ توصیف نمود. در این شکل منحنی ایده ال شده بار اعمالی در واحد سطح فونداسیون q در برابر نشست فونداسیون ترسیم شده است. بخش OA در این منحنی، خطی است و اولین تسلیم موضعی در نقطه A رخ می دهد. بخش AB یک منحنی غیر خطی می باشد. زمانی که از تئوری های الاستیک برای محاسبه نشست استفاده می شود، انحناء بخش AB در نظر گرفته نمی شود.

¹ Christian and Carrier



شکل ۵-۱۲ منحنی ایده آل شده بار اعمالی در واحد سطح
فونداسیون در برابر نشست فونداسیون



شکل ۵-۱۳ تخمین نشست اولیه فونداسیون قرار گرفته بر روی رس
اشباع

مطابق این روش گام های مورد نیاز برای تخمین نشست اولیه عبارتند از (به شکل ۵-۱۳ رجوع نمایید):

۱. با استفاده از هر روش که مایلید ظرفیت باربری نهایی فونداسیون q_u را محاسبه نمایید.

۲. بار مجاز واحد سطح q و آنگاه نسبت تنش اعمالی q/q_u را محاسبه نمایید.

۳. نسبت تنش برشی اولیه f ، را به صورت زیر محاسبه نمایید:

$$f = \frac{1 - K_o}{2c_u} \sigma'_v \quad (5-20)$$

پارامترهای این رابطه عبارتند از:

K_o = ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون

c_u = مقاومت برشی زهکشی نشده

σ'_v = تنش مؤثر قائم اولیه

نسبت تنش برشی اولیه f را می توان از طریق شکل ۵-۱۴ که میانگین آزمایش های انجام شده بر روی رس های متعدد می باشد تخمین زد.

۴. مقدار مدول الاستیسیته E_s را تخمین بزنید.

۵. نشست الاستیک S_e را محاسبه نمایید.

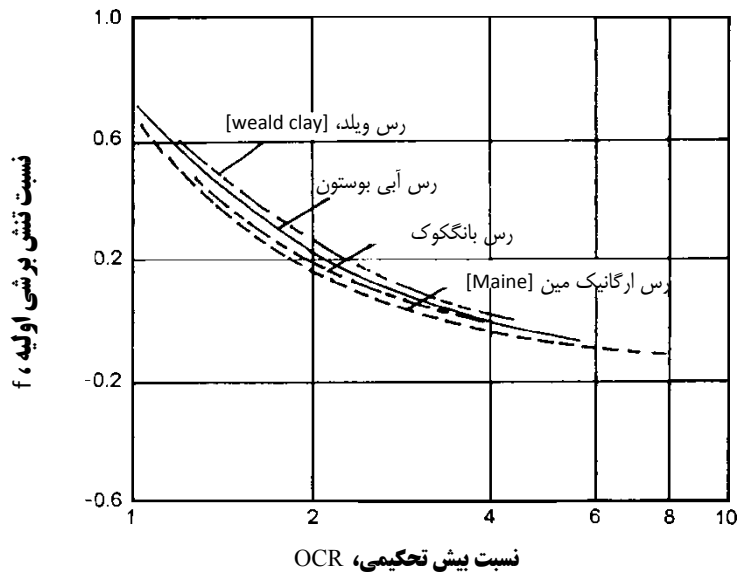
۶. با استفاده از مقادیر مشخص نسبت تنش اعمالی q/q_u ، f و h/B (h = ضخامت لایه تراکم پذیر و B = عرض فونداسیون مستطیلی یا قطر فونداسیون دایره ای)، نسبت نشست ρ را از شکل ۵-۱۵ استخراج نمایید.

$$\rho = \frac{S_e}{S_i} \quad (5-21)$$

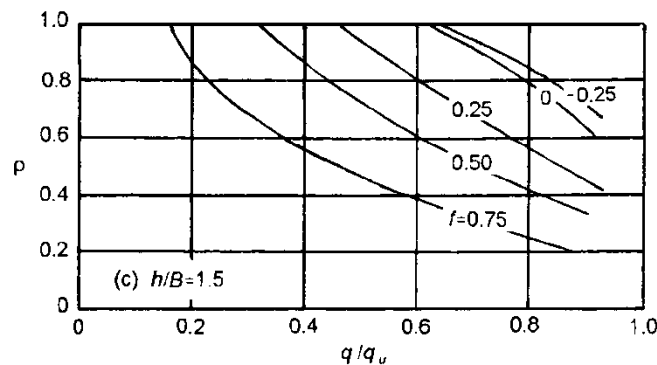
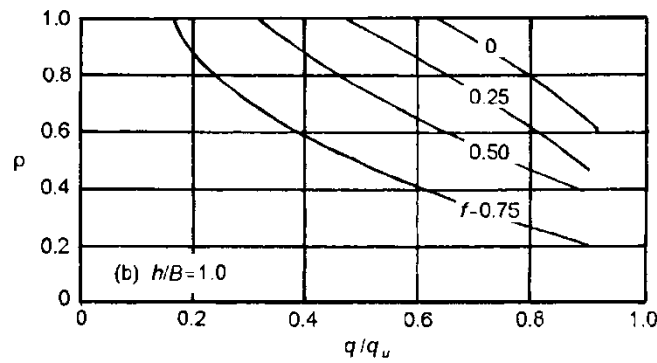
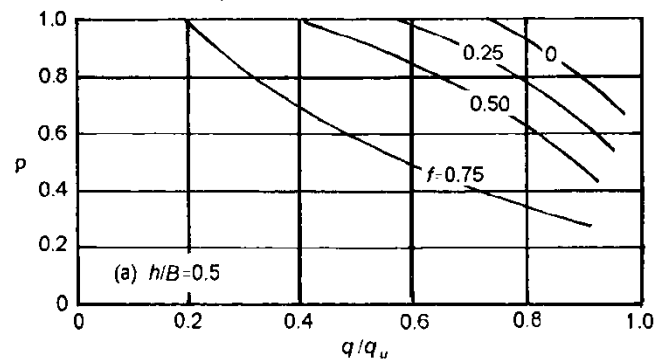
بنابراین،

$$S_i = \frac{S_e}{\rho} \quad (5-22)$$

با توجه به شکل ۵-۱۵ روشن است که نسبت h/B تأثیری بسیار جزئی در نسبت نشست ρ دارد. نتیجه بدست آمده برای $h/B = 1.5$ قابل اعمال به تمام مقادیر $h/B > 1.5$ می باشد.



شکل ۵-۱۴ رابطه بین f و OCR (دی آپولونیا و همکاران)



شکل ۵-۱۵ رابطه بین p و q/q_u در فونداسیون نواری (دی آپولونیا و همکاران)

۱۰-۵ | نشست در خاک های غیر چسبنده

در طراحی فونداسیون های سطحی در خاک های غیر چسبنده (ماسه، شن و سیلت های غیر پلاستیک) اعم از خاک های طبیعی درجا یا خاکریزهای مهندسی اغلب معیار نشست خاکم بر ظرفیت باربری می باشد. از این رو با توجه به اهمیت تخمین دقیق نشست ها در این خاک ها، روش مورد استفاده باید قابل اطمینان بوده و نشست های تخمینی اختلاف زیادی با مقادیر مشاهده شده نداشته باشند تا طرح پیشنهادی به لحاظ اقتصادی و فنی دارای توجیه باشد. اکثر روش های تخمین نشست بر مبنای نظریه ارتجاعی یا روابط همبستگی نیمه تجربی حاصل از تعداد زیادی نتایج آزمایش های خاک قرار دارند. تخمین نشست بر مبنای نظریه ارتجاعی به خاطر دشواری اندازه گیری مدول الاستیسیته خاک های دانه ای از درجه اعتبار کمی برخوردار هستند. علت دشوار بودن اندازه گیری مدول الاستیسیته این است که نمونه گیری دستنخورده در خاک های غیر چسبنده بسیار مشکل و در بسیاری موارد غیر ممکن است. مدول الاستیسیته خاک های دانه ای را می توان از طریق آزمایش های درجا تخمین زد اما باز هم میزان قابلیت اعتماد به نتایج حاصل بسیار کم است.

بدین روش های نیمه تجربی از جمله بهترین و قابل اعتماد ترین روش ها برای تخمین نشست های فونداسیون های سطحی در خاک های غیر چسبنده محسوب می شوند. روابط همبستگی متعددی بین این روش های نیمه تجربی و دامنه گسترده ای از نتایج آزمایش های ساده و کم هزینه ای همچون آزمایش نفوذ استاندارد (SPT) و آزمایش نفوذ مخروط (CPT) ارائه شده اند. البته تنوع زیادی در روابط همبستگی ارائه شده وجود دارند از این رو روش هایی که توسط مهندس ژئوتکنیک برای تخمین نشست ها به کار می روند باید شامل ملاحظات زیر باشد:

- روش مورد استفاده باید قابل اطمینان باشد به این معنی که باشد نشست ها را در دامنه نسبتاً وسیعی از شرایط مختلف خاک ها با دقت مناسب پیش بینی نماید.
- انحراف استاندارد نشست های پیش بینی شده با نشست های واقعی زیاد نباشد. روشی که انحراف استاندارد زیادی بدست می دهد ممکن است نشست ها را کمتر از مقدار واقعی پیش بینی نموده و باعث عملکرد سازه ای ضعیف شود.
- روش مورد استفاده باید راحت بوده و از پارامترهایی استفاده نماید که مبنای آن ها اطلاعات محلی بوده و دسترسی به این اطلاعات محلی ارزان و راحت باشد.
- روش مورد استفاده باید دارای پیشینه کاربرد وسیع با نتایج رضایت بخش باشد.

البته باید متذکر شویم که هیچ یک از روش های موجود تمامی ضوابط فوق را برآورده نمی نماید اما مطالعات انجام شده بر روی روش های تخمین نشست نشان می دهند که حداقل بعضی از روش ها حداکثر معیارهای فوق را ارضا می نمایند. دو تا از این روش ها که تخمین های خوبی از نشست فونداسیون ها در خاک های دانه ای بدست می دهند عبارتند از روش هاف (Hough) و روش دی آپولونیا (D'Appolonia). روش هاف بر مبنای آزمایش SPT قرار داشته و کاربرد راحتی دارد. علاوه بر این امروزه دفاتر مهندسی بسیاری از این روش استفاده می نمایند و این روش دارای تاریخچه وسیعی از کاربردهای رضایتبخش در طراحی شالوده پل ها می باشد. این روش همچنین اثر افزایش تنش در زیر شالوده و لایه بندی نهشته های خاک را نیز در نظر می گیرد.

روش دی آپولونیا نشست ها را بر مبنای همبستگی مدول فشردگی ماسه که با نتایج آزمایش SPT محاسبه می نماید بنابراین کاربرد آن راحت و ارزان است. مزیت این روش در نظر گرفتن اثر پیش بارگذاری خاک است.

از جمله معایب روش دی آپولونیا می توان به موارد زیر اشاره نمود:

۱. این روش دارای تاریخچه محدودی از کاربرد مخصوصاً در مقایسه با روش هاف می باشد.
۲. اثر لایه بندی خاک در نظر گرفته نمی شود.
۳. توزیع تنش در زیر سطح بارگذاری با استفاده از یک ضریب تصحیح تجربی در نظر گرفته می شود. این ضریب عمق محدود کننده ای برای تاثیر تنش در نظر نمی گیرد.
۴. پایگاه اطلاعاتی که همبستگی مدول فشردگی ماسه با نتایج آزمایش SPT بر مبنای آن ارائه شده بسیار محدود است.

روش هاف (Hough Method):

هاف (۱۹۵۹) روشی تجربی برای تخمین نشست فونداسیون های سطحی در خاک های غیر چسبنده پیشنهاد نمود که مشابه روش محاسبه نشست تحکیمی رس ها می باشد. توجه شود که این روش تنها در خاک های غیر چسبنده عادی تحکیم یافته قابل کاربرد است. چینی و چیسسی^۱، پیشنهاد نمودند که برای بدست آوردن شاخص ظرفیت باربری C' ، عدد نفوذ استاندارد برای فشار سربار تصحیح شود. چینی و چیسسی (۲۰۰۰)، تصحیح سربار بازارا^۲ را برای استفاده پیشنهاد نمودند. از آن زمان تاکنون محققین بسیاری اثر تنش سربار بر مقادیر عدد نفوذ استاندارد N را مورد بررسی قرار دادند که اکثر این مطالعات مربوط به روش های ارزیابی خطر روانگرایی می شود. در گردهمایی اخیر در مرکزی ملی تحقیقات مهندسی زلزله (NCEER)، روش پیشنهادی لیائو و ویتمن (۱۹۸۶) جهت تصحیح عدد نفوذ استاندارد N در کاربردهای معمول مهندسی پیشنهاد گردید. بنابراین در اینجا تصحیح پیشنهادی لیائو و ویتمن به عنوان جزئی از روش هاف به کار گرفته می شود مخصوصاً اینکه کاربرد آن راحت بوده و بدون داشتن نمودار نیز می توان آن را به کار بست. در این روش خاک به چندین لایه تقسیم شده و تغییرات تنش موثر قائم وسط هر یک از لایه ها در نتیجه بار اعمالی با استفاده از نظریه ارتجاعی تخمین زده می شود.

نشست کل در روش هاف به صورت زیر محاسبه می شود:

۱. با استفاده از شکل ۵-۱۶ عدد نفوذ استاندارد را برای فشار سربار تصحیح نمایید.
۲. شاخص ظرفیت باربری (C') را از طریق شکل ۵-۱۷ با استفاده از عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده N' بدست آمده در گام ۱ بدست آورید.
۳. نیمرخ خاک را با توجه به لایه بندی، به لایه هایی به ضخامت تقریباً ۳ متر تا عمق حدود ۳ برابر عرض پی تقسیم نمایید.
۴. تنش قائم موثر σ'_{v0} را در وسط هر لایه و میانگین شاخص ظرفیت برابری آن لایه را محاسبه نمایید.
۵. افزایش تنش در وسط هر لایه $\Delta\sigma_v$ را محاسبه نمایید. (توزیع تنش دقیق یا روش ۲ به ۱).
۶. نشست هر لایه ΔH را تحت بار وارده با استفاده از رابطه زیر محاسبه نمایید.

$$\Delta H = H_0 \frac{1}{C'} \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_{vf}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (۲۳-۵)$$

۷. نشست های تمام لایه ها را جمع نمایید تا نشست کل بدست آید.

¹ Cheney and Chassie, 2000

² Bazarra, 1967

روش دی آپولونیا D'Appolonia Method:

در روش دی آپولونیا، نشست با استفاده از معادله پایه زیر محاسبه می شود:

$$\Delta H = \left(\frac{\Delta \sigma_v B_f}{M} \right) \mu_0 \mu_1 \quad (24-5)$$

که در این رابطه:

ΔH = نشست ماسه یا ماسه و شن

$\Delta \sigma_v$ = تنش های اعمالی در زیر فونداسیون

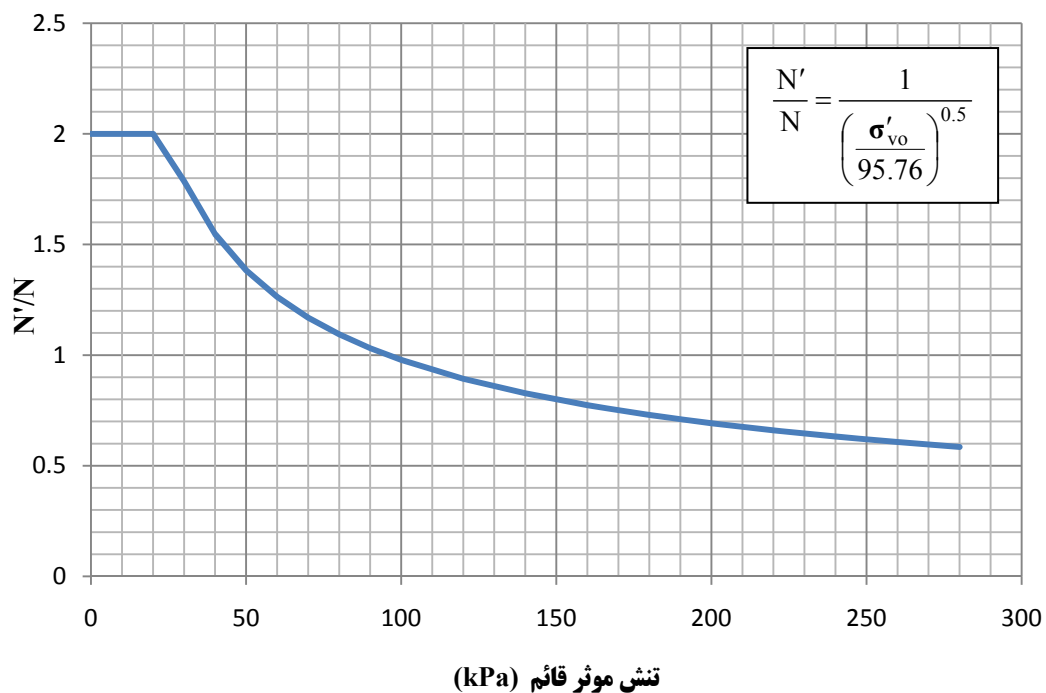
B_f = عرض فونداسیون

μ_0 = ضریب تصحیح عمق - شکل ۵-۱۸ را ببینید (بدون بعد)

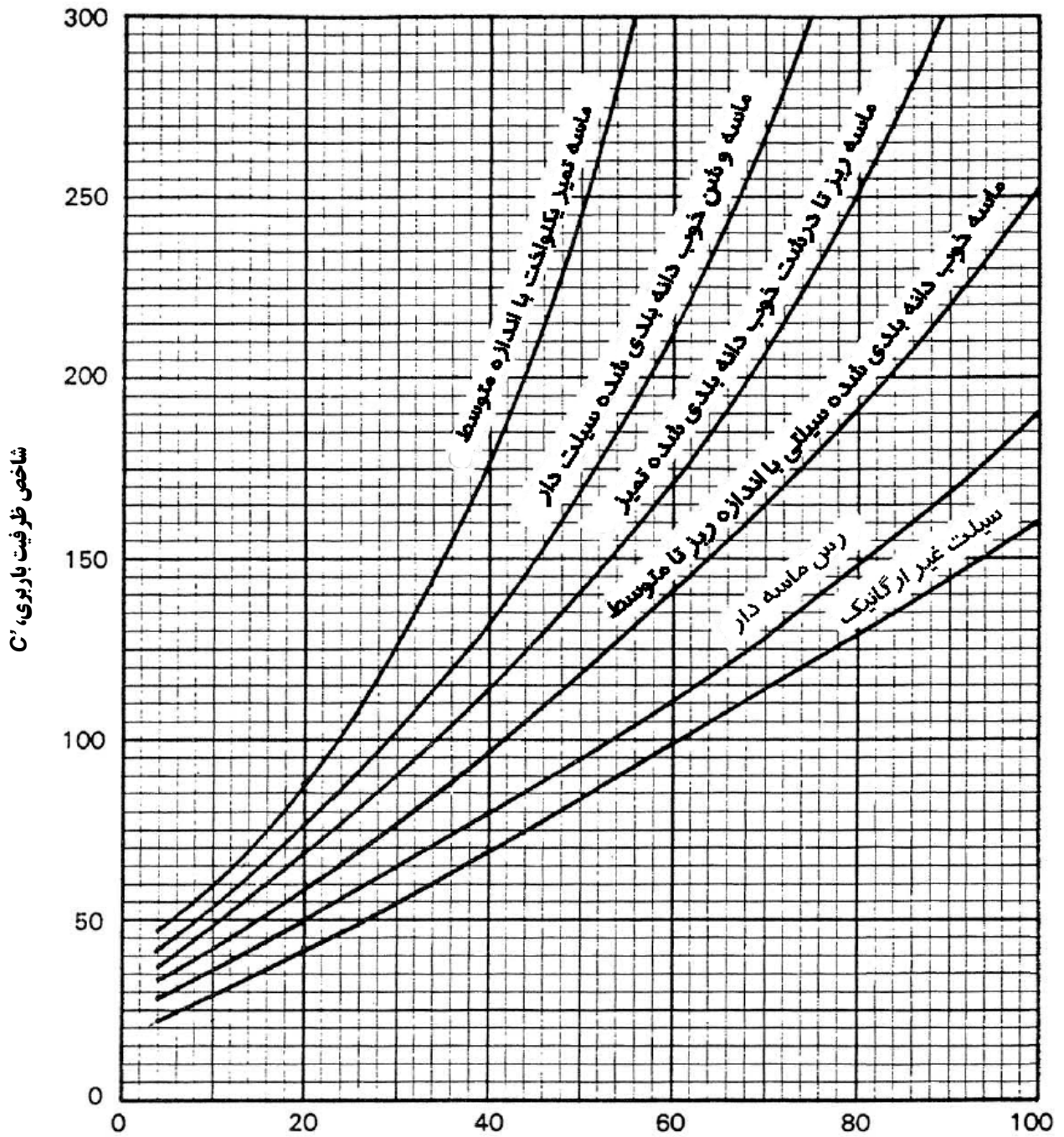
μ_1 = ضریب تصحیح ضخامت لایه ماسه - شکل ۵-۱۸ را ببینید (بدون بعد)

M = مدول فشردگی ماسه - شکل ۵-۱۹ را ببینید.

از هر دسته از واحدهای سازگار می توان برای محاسبه نشست ها استفاده نمود.



شکل ۵-۱۶ ضریب تصحیح عدد نفوذ استاندارد N در برابر فشار سربار (Liao & Whitman, 1986)

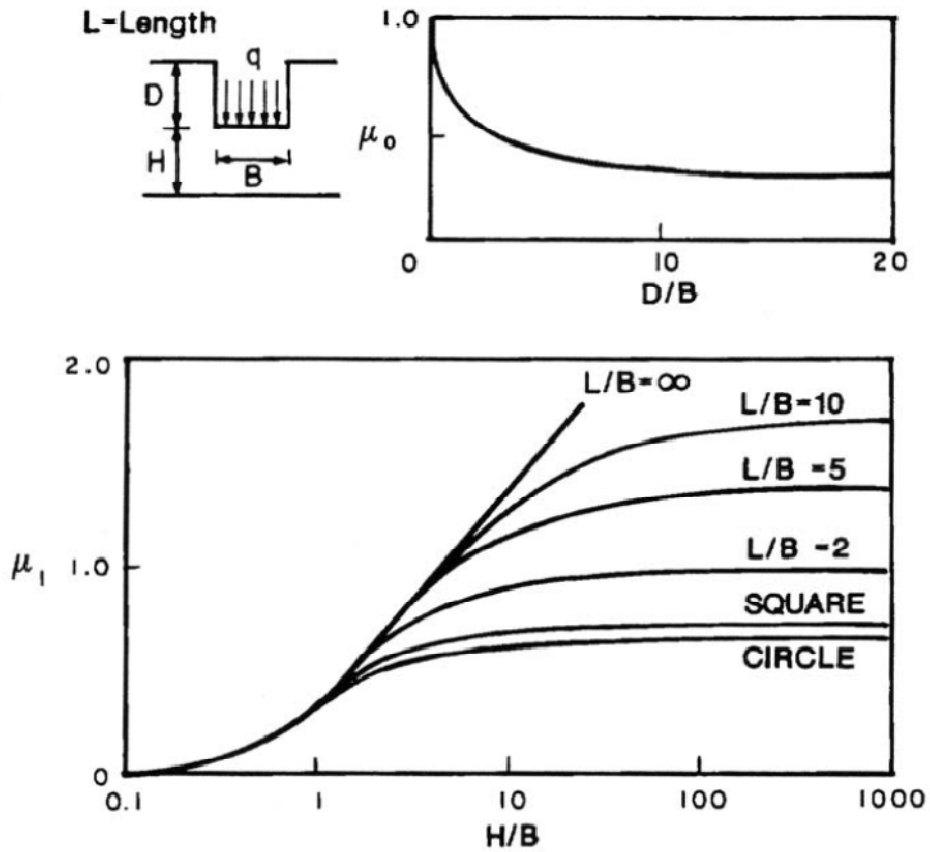


عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده $(N')^*$

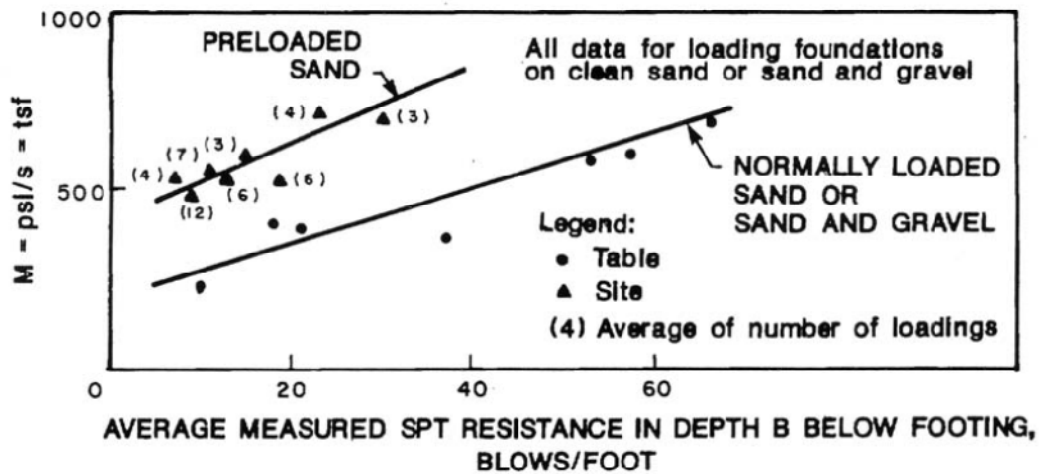
$N'^* =$ مقدار عدد نفوذ استاندارد SPT که برای سربار تصحیح شده است.

مرجع: Hough, "Compressibility as a basis for Soil Bearing Value" ASCE 1959

شکل ۵-۱۷



شکل ۵-۱۸ ضریب تصحیح عمق و ضخامت لایه (Christian & Carrier, 1978)



شکل ۵-۱۹ مدول فشردگی (D'Appolonia, 1968, 1970)

1 Ton Force (usa, short) = 2000 lbs x 0.45359237 kg x 9.80665 m/s² = 8896.443231 N

1 tsf (usa, short) Pressure = 9964.016418 N / 0.09290304 m² = 95760.51796 Pa

• همبستگی مقاومت نفوذ استاندارد و مقاومت نفوذ مخروط

مهندسين ژئوتکنیک از روش های تجربی متعددی که بر مبنای تعداد زیادی از پروژه های انجام یافته قرار دارند برای تخمین نشست الاستیک فونداسیون های ساخته شده در روی ماسه استفاده نموده اند. دو روش تجربی که تاکنون استفاده گسترده ای نیز داشته اند، استفاده از عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده N' و مقاومت نفوذ مخروط q_c می باشد. مایر هوف رابطه ای بین ظرفیت باربری مجاز خالص فونداسیون ها و حداکثر نشست تخمینی 25.4 mm (۱ اینچ) با استفاده از مقاومت نفوذ استاندارد تصحیح شده به صورت زیر ارائه داده است:

$$q_{\text{net(all)}} (\text{kN} / \text{m}^2) = 19.16 N' F_d \left(\frac{S_e}{25.4} \right) \quad (\text{برای } B \leq 1.22 \text{m}) \quad (25-5)$$

$$q_{\text{net(all)}} (\text{kN} / \text{m}^2) = 11.98 N' \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 F_d \left(\frac{S_e}{25.4} \right) \quad (\text{برای } B > 1.22 \text{m}) \quad (26-5)$$

به طوری که ،

B = عرض بر حسب متر

S_e = حداکثر نشست تخمینی الاستیک بر حسب میلیمتر

N' = عدد نفوذ استاندارد تصحیح شده

F_d = ضریب عمق $1 + 0.33 (D_f / B)$ (5.61)

D_f = عمق فونداسیون

و

$$q_{\text{net(all)}} = q_{\text{all}} - \gamma D_f \quad (27-5)$$

مقدار N' مورد استفاده در معادله فوق باید میانگین N' در ناحیه تأثیر فونداسیون یعنی $0.5 D_f$ در بالای فونداسیون و $2B$ در زیر فونداسیون باشد.

مایر هوف [14] همچنین روابطی تجربی برای محاسبه ظرفیت باربری مجاز خالص فونداسیون ها بر مبنای مقاومت نفوذ مخروط q_c به صورت زیر ارائه داده است:

$$q_{\text{net(all)}} (\text{kN} / \text{m}^2) = \frac{q_c (\text{kN} / \text{m}^2)}{15} \quad (\text{برای } B \leq 1.22 \text{m} \text{ و نشست } 25.4 \text{ میلیمتر}) \quad (28-5)$$

$$q_{\text{net(all)}} = \frac{q_c}{25} \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 \quad (\text{برای } B \leq 1.22 \text{m} \text{ و نشست } 25.4 \text{ میلیمتر}) \quad (29-5)$$

• استفاده از ضریب تأثیر کرنش

معادله کرنش قائم ε_z در زیر مرکز یک فونداسیون دایره ای انعطاف پذیر با بار یکنواخت و شعاع R ، به صورت زیر می باشد:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E_s} [\sigma_z - \nu(\sigma_r + \sigma_\theta)] \quad (30-5)$$

پس از جایگزینی σ_z ، σ_r و σ_θ در معادله پیشین رابطه زیر حاصل می گردد:

$$\varepsilon_z = \frac{q(1+\nu)}{E_s} [(1-2\nu)A' + B'] \quad (31-5)$$

که در رابطه فوق A' ، B' ضرایب بی بعدی هستند که توابعی از z/R می باشند.

تغییرات A' و B' در زیر مرکز یک سطح بارگذاری شده چنان که توسط آلومین و اولری بدست آمده اند، در جدول ۵-۸ ارائه شده اند.

جدول ۵-۸ تغییرات A' و B' (در زیر مرکز یک سطح بارگذاری شده انعطاف پذیر)

z/R	A'	B'	z/R	A'	B'
0	1.0	0	2.5	0.072	0.128
0.2	0.804	0.189	3.0	0.051	0.095
0.4	0.629	0.320	4.0	0.030	0.057
0.6	0.486	0.378	5.0	0.019	0.038
0.8	0.375	0.381	6.0	0.014	0.027
1.0	0.293	0.354	7.0	0.010	0.020
1.5	0.168	0.256	8.0	0.008	0.015
2.0	0.106	0.179	9.0	0.006	0.012

با توجه به معادله (۳۱-۵) می توان نوشت:

$$I_z = \frac{\varepsilon_z E_s}{q} = (1+\nu) [(1-2\nu)A' + B'] \quad (32-5)$$

نمودار تغییرات I_z در برابر z/R که حاصل نتایج آزمایش های آزمایشگاهی انجام یافته توسط اگستاد (Eggstad) است به همراه مقادیر نظری بدست آمده از معادله (۵.۷۲) در شکل ۵-۲۰ نشان داده شده است. اشمرتمن برمبنای شکل ۵-۲۰، تغییرات عملی I_z و z/B ($B =$ عرض فونداسیون) را برای محاسبه نشست الاستیک پیشنهاد نمود. این مدل بعدها توسط اشمرتمن و هارتمان اصلاح شد که نمودار آن در شکل ۵-۲۱ به ازاء $L/B=1$ و $L/B \geq 10$ نشان داده شده است. برای بدست آوردن دیگر مقادیر L/B می توان از درون یابی استفاده نمود. با استفاده از ضریب تأثیر کرنش ساده شده، نشست الاستیک را با استفاده از رابطه زیر می توان محاسبه نمود:

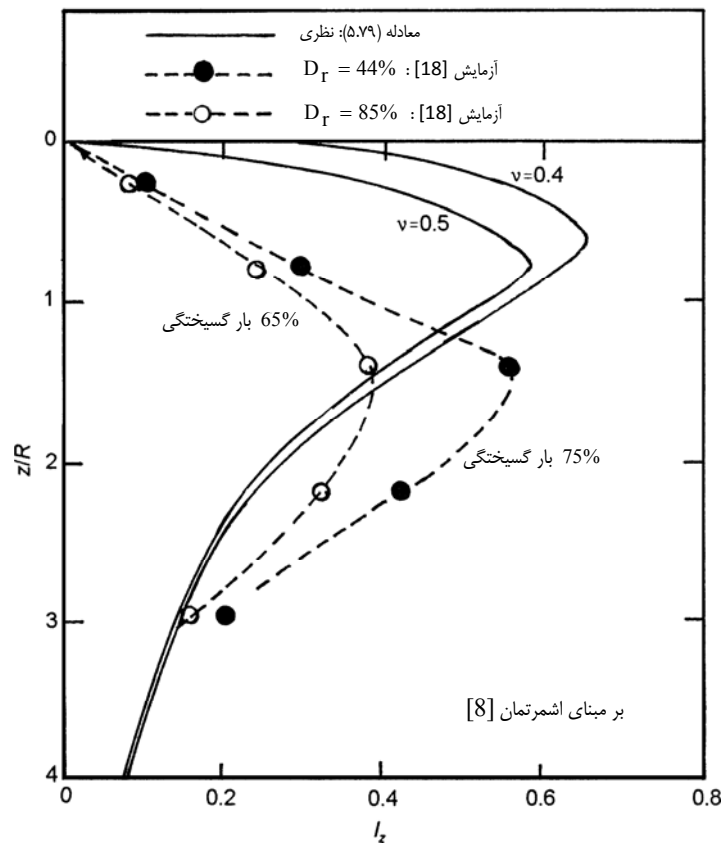
$$S_e = c_1 c_2 (\bar{q} - q) \sum \left(\frac{I_z}{E_s} \right) \Delta z \quad (33-5)$$

$$1 - 0.5 \left(\frac{q}{\bar{q} - q} \right) = c_1 = \text{ضریب تصحیح عمق فونداسیون}$$

$$1 + 0.2 \text{Log} \left(\frac{\text{time in years}}{0.1} \right) = c_2 = \text{ضریب تصحیح خزش خاک}$$

$$q = \gamma D_f$$

$$\bar{q} = \text{تنش در تراز فونداسیون}$$



شکل ۵-۲۰ مقایسه تغییرات آزمایشگاهی و تئوریک I_z در زیر مرکز یک سطح انعطاف پذیر دایره ای

(توجه: R = شعاع سطح دایره ای، D_r = تراکم نسبی)

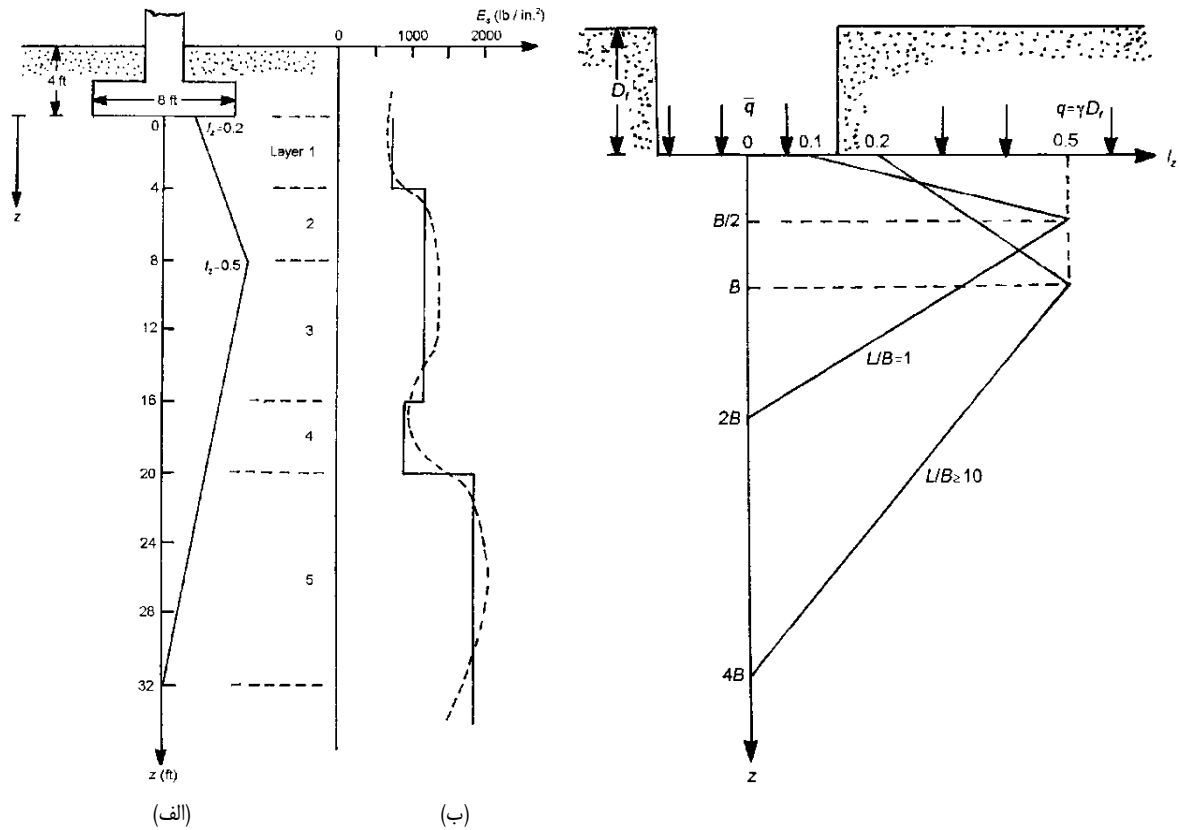
نحوه استفاده از معادله (۵.۷۳) باحل مثال زیر روشن تر خواهد شد. شکل ۵-۲۲-الف فونداسیونی نواری را نشان می دهد که دارای عرض $B = 8 \text{ ft}$ و $D_f = 4 \text{ ft}$ می باشد، وزن واحد حجم ماسه $\gamma = 110 \text{ lb/ft}^3$ و $\bar{q} = 25 \text{ lb/in}^2$ در این حالت L/B بزرگتر از ۱۰ می باشد. متعاقباً نمودار I_z با عمق در شکل ۵-۲۲-الف نشان داده شده است. توجه شود که:

در $I_z = 0.2$ ، $z = 0$

در $I_z = 0.5$ ، $z = 8 \text{ ft} (= B)$

در $I_z = 0$ ، $z = 32 \text{ ft} (= 4B)$

بر مبنای نتایج آزمایش نفوذ استاندارد یا آزمایش نفوذ مخروط، تغییرات E_s را می توان با استفاده از معادله (۵.۴۹) یا (۵.۵۱) (یا روابط مشابه) محاسبه نمود. این تغییرات در شکل ۵-۲۲-ب با خط چین نشان داده شده است. تغییرات واقعی E_s را می توان با چندین خط شکسته تقریب زد که این خطوط نیز در شکل ۵-۲۲-ب نشان داده شده اند. حال برای محاسبه نشست الاستیک، جدول ۵-۹ را می توان تهیه نمود:



شکل ۲۲-۵ (الف)

شکل ۲۱-۵ تغییرات I_z در برابر z/B

جدول ۹-۵ محاسبه نشست الاستیک (شکل ۲۲-۴)

شماره لایه	Δz (in)	E (lb/in ²)	فاصله Z تا وسط لایه (in)	در I_z وسط لایه	$\frac{I_z}{E_s} \Delta z$ (in ³ /lb)
1	48	750	24	0.275	0.0176
2	48	1250	72	0.425	0.016
3	96	1250	144	0.417	0.031
4	48	1000	216	0.292	0.014
5	144	2000	312	0.125	0.0009

$\Sigma 384 \text{in} = 4B$

$\Sigma 0.0886 \text{in}^3 / \text{lb}$

از آنجایی که $\gamma = 110 \text{ lb} / \text{ft}^3$ ، $q = \gamma D_f = (4)(110) = 440 \text{ lb} / \text{ft}^2 = 3.06 \text{ lb} / \text{in}^2$ ، مقدار $\bar{q} = 25 \text{ lb} / \text{in}^2$ داده شده است. بنابراین $\bar{q} - q = 25 - 3.06 = 21.94 \text{ lb} / \text{in}^2$ همچنین:

$$c_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{q}{\bar{q} - q} \right) = 1 - 0.5 \left(\frac{3.06}{21.94} \right) = 0.93$$

فرض نمایید که زمان وقوع خزش ۱۰ سال است در نتیجه،

$$c_2 = 1 + 0.2 \text{Log} \left(\frac{10}{0.1} \right) = 1.4$$

بنابراین،

$$S_e = c_1 c_2 (\bar{q} - q) \Sigma \left(\frac{I_z}{E} \right) \Delta z = (0.93)(1.4)(21.94)(0.0886) = 2.53 \text{ in}$$

• آزمایش بارگذاری صفحه

در بعضی مواقع برای محاسبه ظرفیت باربری های مجاز و نهایی فونداسیون ها و نشست الاستیک نظیر آن ها، از آزمایش بارگذاری صفحه استفاده می شود. روش استاندارد آزمایش بارگذاری صفحه در استاندارد D1194 انجمن استاندارد و مصالح آمریکا^۱ ارائه شده است. در این نوع آزمایش معمولاً از صفحه های فولادی دایره ای با قطر ۶ تا ۳۰ اینچ (152.4mm تا 762mm) و صفحه های مربع شکل با ابعاد 1 ft × 1 ft (30.48 × 30.48 cm) استفاده می شود. بر مبنای آزمایش های بارگذاری صفحه صحرائی می توان تخمینی از ظرفیت باربری و نشست های الاستیک نظیر فونداسیون های واقعی بدست آورد.

در شکل ۵-۲۳ طبیعت عمومی دیاگرام های بار بر واحد سطح، q در برابر نشست، S_e برای دو صفحه با عرض های (یا قطر های) B_1 و B_2 در خاک رسی (شرایط $\phi = 0$) نشان داده شده است. در این حالت $B_2 > B_1$ می باشد. به طور مشابه در شکل ۵-۲۴ دیاگرام های مربوط به دو صفحه قرار گرفته در روی لایه ماسه ای که تا عمق بسیار زیادی امتداد می یابد نشان داده شده است. با توجه به این شکل ها می توان مشاهده نمود که در رس:

$$q_{u(B_1)} = q_{u(B_2)} \quad (۳۴-۵)$$

چنان که $q_{u(B_1)}$ و $q_{u(B_2)}$ = ظرفیت باربری نهایی فونداسیون های با عرض B_1 و B_2 . اما با توجه به اینکه:

$$S_{eu(B_1)} \approx S_{eu(B_2)} \left(\frac{B_2}{B_1} \right) \quad (۳۵-۵)$$

چنانکه،

$S_{eu(B_2)}$ و $S_{eu(B_1)}$ نشست های الاستیک فونداسیون ها با عرض های B_1 و B_2 در بار نهایی می باشند.

به طور مشابه برای یک شدت بار مشخص ($q < q_u$) در روی فونداسیون داریم:

$$S_{e(B_2)} \approx S_{e(B_1)} \left(\frac{B_2}{B_1} \right) \quad (۳۶-۵)$$

و برای فونداسیون در روی ماسه:

$$q_{u(B_2)} \approx q_{u(B_1)} \left(\frac{B_2}{B_1} \right) \quad (۳۷-۵)$$

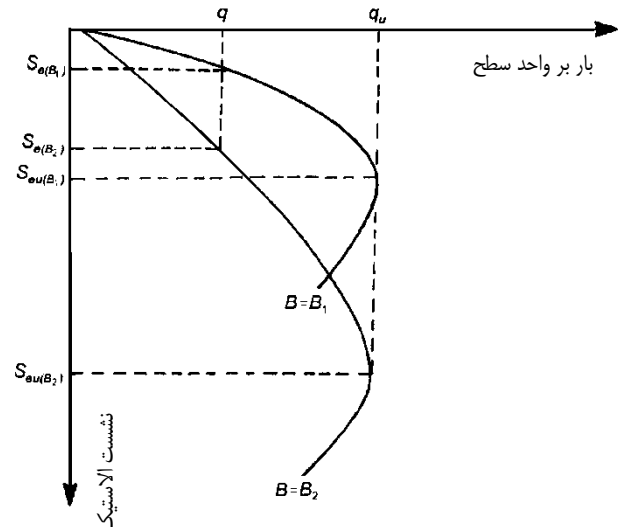
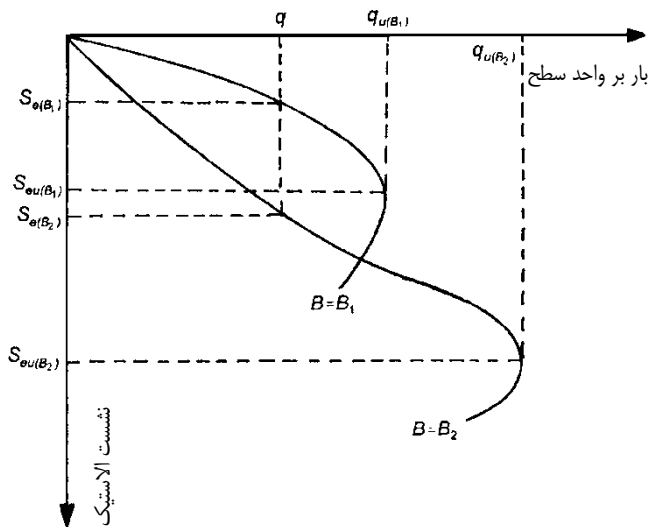
$$S_{eu(B_2)} \approx S_{eu(B_1)} \left(\frac{B_2}{B_1} \right)^2 \left(\frac{3.28B_2 + 1}{3.28B_1 + 1} \right)^2 \quad (۳۸-۵)$$

که در این رابطه B بر حسب متر می باشد. همچنین برای یک شدت بار مشخص ($q < q_u$) در روی فونداسیون داریم:

$$S_{e(B_2)} \approx S_{e(B_1)} \left(\frac{B_2}{B_1} \right)^2 \left(\frac{3.28B_2 + 1}{3.28B_1 + 1} \right) \quad (۳۹-۵)$$

که B بر حسب متر می باشد.

¹ ASTM



شکل ۲۴-۵ طبیعت تغییرات نشست الاستیک دو فونداسیون در ماسه

شکل ۲۳-۵ طبیعت تغییرات نشست الاستیک دو فونداسیون در رس

با بررسی روابط مربوط به شدت بار q و نشست الاستیک S_e می توان مشاهده نمود که برای یک شدت بار مجاز مشخص در هر خاکی، میزان نشست با افزایش عرض فونداسیون، افزایش می یابد. در فونداسیون های کوچکتر (یعنی B کوچکتر)، ظرفیت باربری نهایی می تواند عامل کنترل کننده باشد. از طرف دیگر در طراحی فونداسیون های با عرض B بزرگ تر معیار کنترل کننده، احتمالاً نشست خواهد بود.

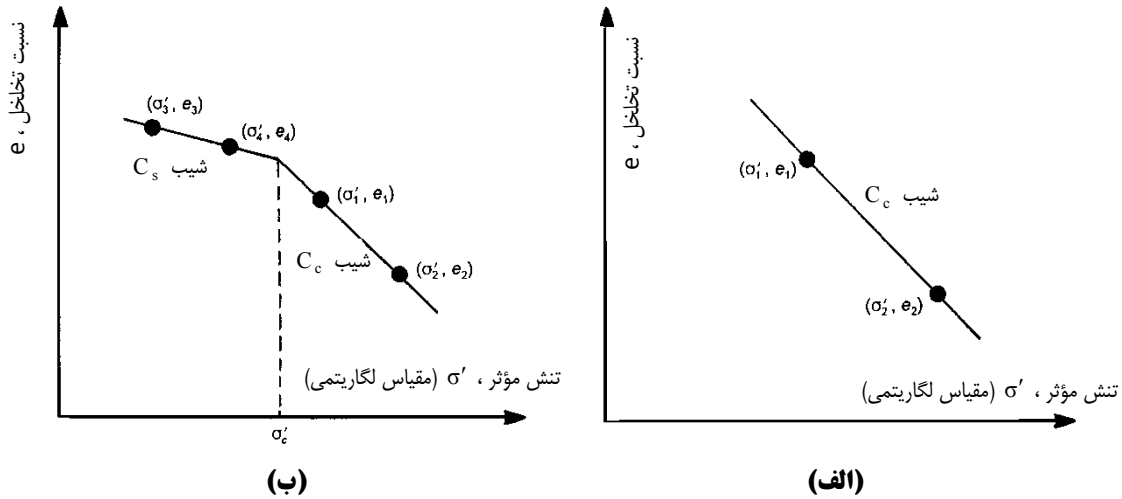
۱۱-۵ مبانی عمومی نشست تحکیمی

نشست تحکیمی فرآیندی وابسته به زمان است که در اثر خروج آب منفذی اضافی در خاک های رسی اشباع قرار گرفته در زیر سفره آب زیر زمینی رخ می دهد و علت آن هم افزایش تنش ناشی از اعمال بار فونداسیون می باشد. برای یک رس عادی تحکیم یافته، طبیعت تغییرات نسبت تخلخل، e با تنش مؤثر قائم σ' مطابق شکل ۵-۲۵-الف می باشد. دیاگرام مشابهی نیز برای رس های پیش تحکیم یافته در شکل ۵-۲۵-ب نشان داده شده است. در این شکل فشار پیش تحکیمی برابر است با σ'_c شیب دیاگرام e در برابر $\text{Log } \sigma'$ در بخش عادی تحکیم یافته خاک شاخص فشردگی C_c نامیده می شود که رابطه آن به صورت زیر می باشد:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\text{Log} \left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \right)} \quad (\text{برای } \sigma'_1 \geq \sigma'_c) \quad (40-5)$$

به طور مشابه شیب دیاگرام e در برابر $\text{Log } \sigma'$ در بخش بیش تحکیم یافته شاخص تورم نامیده می شود که رابطه آن به صورت زیر می باشد:

$$C_s = \frac{e_3 - e_4}{\text{Log} \left(\frac{\sigma'_4}{\sigma'_3} \right)} \quad (\text{برای } \sigma'_4 \leq \sigma'_c) \quad (41-5)$$



شکل ۵-۲۵ طبیعت تغییرات نسبت تخلخل با تنش مؤثر (الف) رس عادی تحکیم یافته (ب) رس بیش تحکیم یافته

برای رس های عادی تحکیم یافته، ترزاقی و پک^۱، رابطه زیر را بین شاخص تراکم و حد روانی ارائه داده اند:

$$C_c = 0.009 (LL - 10) \quad (۴۲-۵)$$

که در این رابطه LL حد روانی می باشد.

رابطه پیشین دارای خطایی در حدود $\pm 30\%$ است و نباید برای رس های با درجه حساسیت بزرگتر از ۴ استفاده شود. ترزاقی و پک همچنین رابطه مشابهی برای رس های ریمولد^۲ (نمونه هایی که در آزمایشگاه برای انجام آزمایش ساخته می شوند) به صورت زیر ارائه داده اند:

$$C_c = 0.007 (LL - 10) \quad (۴۳-۵)$$

روابط همبستگی متعددی بین شاخص تراکم با پارامترهای شاخص خاک ارائه شده اند که بعضی از آن ها عبارتند از:

$$C_c = 0.01 \omega_N \quad (\text{برای رس شیکاگو}) \quad (۴۴-۴)$$

$$C_c = 0.0046 (LL - 9) \quad (\text{برای رس برزیلی}) \quad (۴۵-۴)$$

$$C_c = 1.21 + 1.055 (e_o - 1.87) \quad (\text{برای رسی ماتلی، شهر سائوپائولو}) \quad (۴۶-۴)$$

$$C_c = 0.208 e_o + 0.0083 \quad (\text{برای رس شیکاگو}) \quad (۴۷-۴)$$

$$C_c = 0.0115 \omega_N \quad (۴۸-۴)$$

چنان که ،

$$\omega_N = \text{رطوبت طبیعی خاک بر حسب درصد، } e_o = \text{نسبت تخلخل درجا}$$

شاخص تورم، C_s خاک در حدود $1/5$ تا $1/10$ شاخص تراکم می باشد.

۱۲-۵ مبانی عمومی نشست تحکیمی

لایه ای خاک رسی به ضخامت H_e در شکل ۲۶-۵ نشان داده شده است. فرض کنید که نسبت تخلخل اولیه قبل از احداث فونداسیون، e_o و تنش مؤثر قائم میانگین در لایه رس برابر σ'_o باشد. فونداسیون قرار گرفته در عمق D_f در معرض افزایش

¹ Terzaghi and Peck

² Remolded Clay

فشار خالص میانگین q قرار دارد. این مسأله باعث افزایش تنش قائم در خاک می شود. اگر افزایش تنش قائم در هر نقطه در زیر مرکز فونداسیون برابر $\Delta\sigma$ باشد، افزایش تنش قائم $\Delta\sigma_{av}$ در لایه رس را می توان به صورت زیر بدست آورد:

$$\Delta\sigma_{av} = \frac{1}{H_2 - H_1} \int_{z=H_1}^{z=H_2} (\Delta\sigma) dz \quad (۴۹-۵)$$

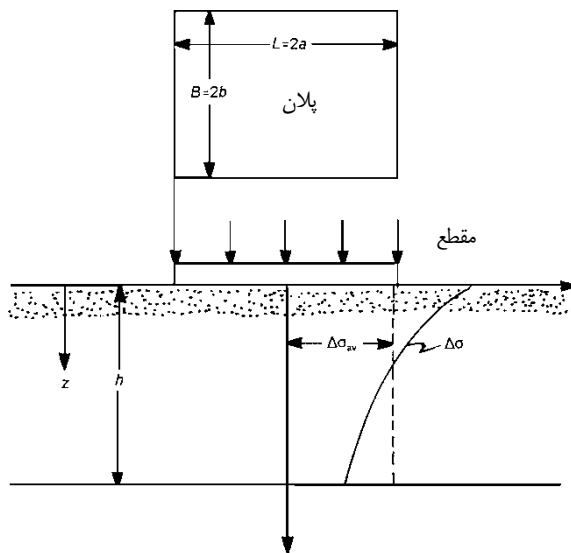
نشست تحکیمی، S_c در اثر این افزایش تنش میانگین را به صورت زیر می توان محاسبه نمود:

$$S_c = \frac{\Delta e}{1+e_o} = \frac{C_c H_c}{1+e_o} \text{Log} \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{av}}{\sigma'_o} \right) \quad (\sigma'_o = \sigma'_c \text{، برای رس عادی تحکیم یافته،} \quad (۵۰-۵)$$

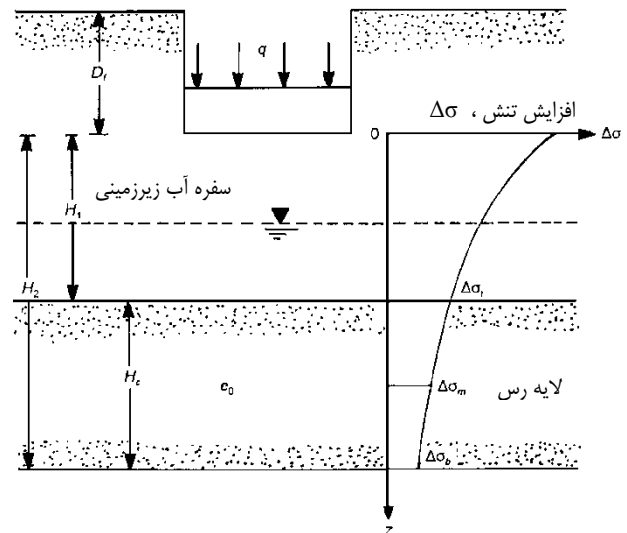
$$S_c = \frac{\Delta e}{1+e_o} = \frac{C_s H_c}{1+e_o} \text{Log} \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{av}}{\sigma'_o} \right) \quad (\sigma'_o + \Delta\sigma_{av} \geq \sigma'_c \text{ و رس بیش تحکیم یافته} \quad (۵۱-۵)$$

$$S_c = \frac{\Delta e}{1+e_o} = \frac{C_s H_c}{1+e_o} \text{Log} \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \right) + \frac{C_c H_c}{1+e_o} \text{Log} \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{av}}{\sigma'_c} \right) \quad (\sigma'_o < \sigma'_c < \sigma'_o + \Delta\sigma_{av} \text{ برای رس بیش تحکیم یافته} \quad (۵۲-۵)$$

چنان که $\Delta e_o =$ تغییر در نسبت تخلخل در اثر تحکیم اولیه



شکل ۵-۲۷ افزایش تنش متوسط، $\Delta\sigma_{av}$



شکل ۵-۲۶ محاسبه نشست تحکیمی اولیه

معادلات فوق را به دو طریق برای محاسبه نشست تحکیمی اولیه می توان به کار بست. این دو روش عبارتند از:

روش A

بر طبق این روش، σ'_o تنش مؤثر میانگین موجود در خاک است (یعنی تنش مؤثر در وسط لایه رس). مقدار $\Delta\sigma_{av}$ را می توان به صورت زیر محاسبه نمود (شکل ۵-۲۶):

$$\Delta\sigma_{av} = \frac{1}{6} (\Delta\sigma_t + 4\Delta\sigma_m + \Delta\sigma_b) \quad (۵۳-۵)$$

چنان که $\Delta\sigma_t$ ، $\Delta\sigma_m$ و $\Delta\sigma_b =$ افزایش تنش به ترتیب در بالا، وسط و پایین لایه رس می باشد.

افزایش تنش میانگین $\Delta\sigma_{av}$ ، از $z=0$ تا $z=H$ در زیر مرکز یک سطح مستطیلی انعطاف پذیر با بارگذاری یکنواخت (شکل ۴-۲۷) توسط گریفیتس^۱ [21] با استفاده از انتگرال گیری بدست آمده است، یعنی،

$$\Delta\sigma_{av} = q I_{av} \quad (۵۴-۵)$$

چنان که،

$$I_{av} = f\left(\frac{a}{h}, \frac{b}{h}\right) \quad (۵۵-۵)$$

a, b = نصف طول و نصف عرض فونداسیون

تغییرات I_{av} به صورت تابعی از a/h و b/h در شکل ۵-۲۸ ارائه شده است. توجه به این مسأله مهم است که I_{av} محاسبه شده با استفاده از این شکل برای افزایش تنش میانگین از $z=0$ تا $z=h$ (شکل ۵-۲۷) می باشد. برای محاسبه افزایش تنش میانگین در لایه رسی چنان که در شکل ۵-۲۹ نشان داده شده است،

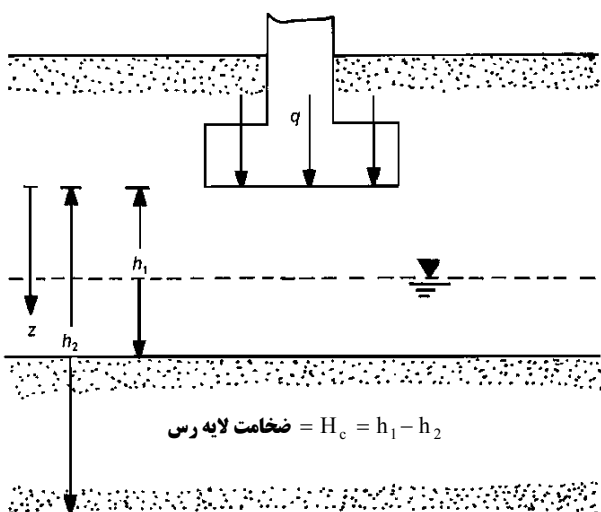
$$I_{av(h_1/h_2)} = \frac{h_2 I_{av(h_2)} - h_1 I_{av(h_1)}}{h_2 - h_1}$$

به طوری که،

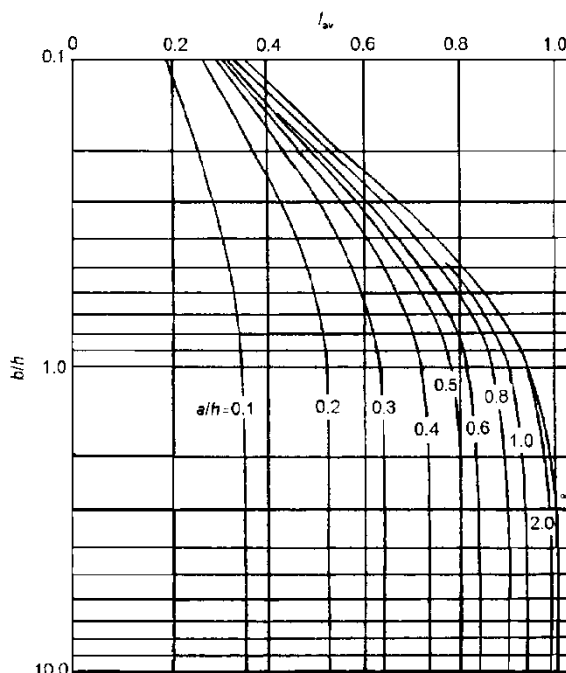
$$I_{av(h_2)} = f\left(\frac{a}{h_2}, \frac{b}{h_2}\right) \quad \text{و} \quad I_{av(h_1)} = f\left(\frac{a}{h_1}, \frac{b}{h_1}\right) \quad \text{و} \quad h_2 - h_1 = H_c$$

بنابراین،

$$\Delta\sigma_{av} = q \left[\frac{h_2 I_{av(h_2)} - h_1 I_{av(h_1)}}{H_c} \right] \quad (۵۶-۵)$$



شکل ۵-۲۹ افزایش تنش متوسط در لایه رس



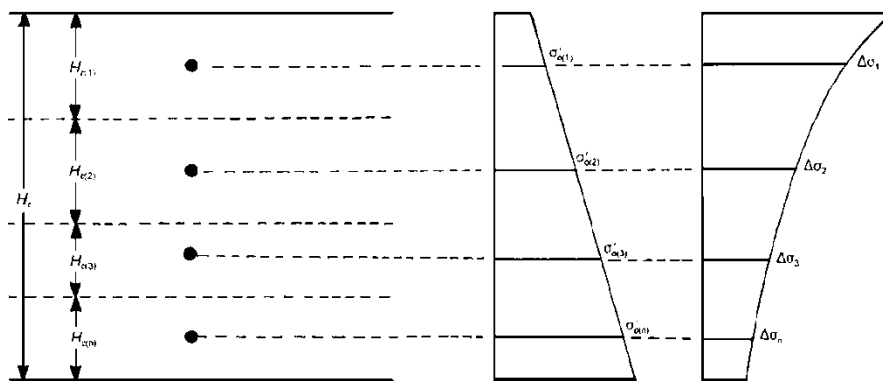
شکل ۵-۲۸ تغییرات I_z با a/h و b/h

¹ Griffiths

روش B

در این روش لایه خاک رس را می توان به لایه های متعدد به ضخامت های $H_{c(1)}, H_{c(2)}, \dots, H_{c(n)}$ تقسیم نمود (شکل ۵-۳۰). بدین ترتیب تنش های مؤثر درجا در وسط هر لایه برابر خواهد بود با $\sigma'_{(1)}, \sigma'_{(2)}, \dots, \sigma'_{(n)}$. افزایش تنش میانگین در هر لایه را می توان تقریباً برابر افزایش تنش قائم در وسط هر لایه خاک در نظر گرفت [یعنی $\Delta\sigma_{av(1)} \approx \Delta\sigma_1, \Delta\sigma_{av(2)} \approx \Delta\sigma_2, \dots, \Delta\sigma_{av(n)} \approx \Delta\sigma_n$]. بنابراین نشست تحکیمی کل لایه برابر خواهد بود با:

$$S_c = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\Delta e_i}{1 + e_{o(i)}} H_i \quad (5-57)$$

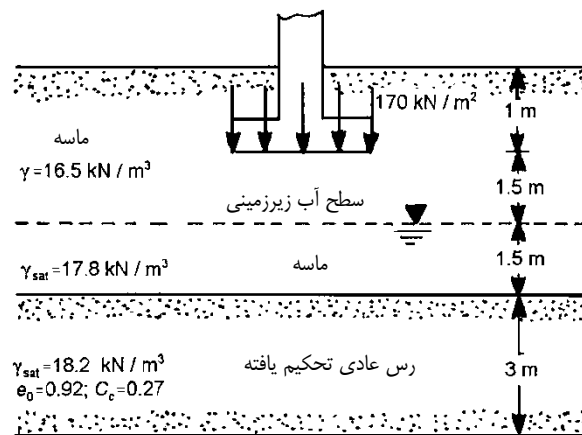


شکل ۵-۳۰ محاسبه نشست تحکیمی با استفاده از روش B

مثال



با رجوع به شکل ۵-۳۱ و با استفاده از روش A، نشست تحکیمی اولیه فونداسیونی با ابعاد $1.5\text{m} \times 3\text{m}$ ($B \times L$) را بدست آورید.



شکل ۵-۳۱

حل مسأله:



$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \text{Log} \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{av}}{\sigma'_o} \right)$$

با در اختیار داشتن پارامترهای $e_o = 0.92$ ، $H_c = 3\text{m}$ ، $C_c = 0.27$

$$\sigma'_0 = (1+1.5)(16.5) + (1.5)(17.8 - 9.81) + \frac{3}{2}(18.2 - 9.81) = 65.82 \text{ kN/m}^2$$

$$a = \frac{L}{2} = \frac{3}{2} = 1.5 \text{ m}$$

$$b = \frac{B}{2} = \frac{1.5}{2} = 0.75 \text{ m}$$

$$h_1 = 1.5 + 1.5 = 3 \text{ m}$$

$$h_2 = 1.5 + 1.5 + 3 = 6 \text{ m}$$

$$\frac{a}{h_1} = \frac{1.5}{3} = 0.5; \quad \frac{b}{h_1} = \frac{0.75}{3} = 0.25$$

با رجوع به شکل ۵-۲۸، $I_{av(h_1)} = 0.54$

به طور مشابه،

$$\frac{a}{h_2} = \frac{1.5}{6} = 0.25; \quad \frac{b}{h_2} = \frac{0.75}{6} = 0.125$$

با رجوع به شکل ۵-۲۸، $I_{av(h_2)} = 0.34$

حال با توجه به معادله (۵-۵۶) داریم:

$$\Delta\sigma_{av} = q \left[\frac{h_2 I_{av(h_2)} - h_1 I_{av(h_1)}}{H_c} \right] = 170 \left[\frac{(6)(0.34) - (3)(0.54)}{3} \right] = 23.8 \text{ kN/m}^2$$

$$S_c = \frac{(0.27)(3)}{1+0.9} \text{Log} \left(\frac{65.82+23.8}{65.82} \right) = 0.057 \text{ m} = 57 \text{ mm}$$

مثال

مسئله قبیل را با استفاده از روش B حل نمایید (توجه: لایه رس را به سه لایه هریک به ضخامت ۱ متر تقسیم نمایید).

حل مسئله:



با ایجاد جدولی به صورت زیر انجام محاسبات راحت تر خواهد شد:

محاسبه σ'_0 :

شماره لایه	ضخامت لایه، H_i (متر)	عمق تا وسط لایه رس (متر)	σ'_0 (kN/m ²)
1	1	1+1.5+1.5+0.5=4.5	(1+1.5)16.5+(1.5)(17.8-9.81)+(0.5)(18.2-9.81)=57.43
2	1	4.5+1=5.5	57.43+(1)(18.2-9.81)=65.82
3	1	5.5+1=6.5	65.82+(1)(18.2-9.81)=74.21

محاسبه $\Delta\sigma_{av}$:

شماره لایه	ضخامت لایه، H_i (متر)	عمق تا وسط لایه از زیر فونداسیون، z (متر)	^a L/B	z/B	^b $\frac{\Delta\sigma_{(av)}}{q}$	^c $\Delta\sigma_{av}$
1	1	3.5	2	2.33	0.16	27.2
2	1	4.5	2	3.0	0.095	16.15
3	1	5.5	2	3.67	0.07	11.9

^a B = 1.5 m; L = 3 m

^b جدول ۵.۳

^c q = 170 kN/m²

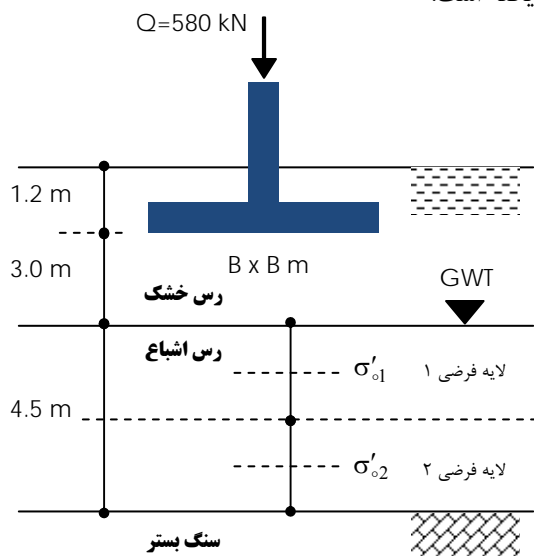
$$S_c = \sum \frac{C_c H_i}{1 + e_o} \text{Log} \left[\frac{\sigma'_{o(i)} + \Delta \sigma_{av(i)}}{\sigma'_{o(i)}} \right]$$

$$= \frac{(0.27)(1)}{1 + 0.9} \left[\text{Log} \left(\frac{57.43 + 27.2}{57.43} \right) + \text{Log} \left(\frac{65.82 + 16.15}{65.82} \right) + \text{Log} \left(\frac{74.21 + 11.19}{74.21} \right) \right]$$

$$= (0.142)(0.168 + 0.096 + 0.065) = 0.047 \text{ m} = 47 \text{ mm}$$

مثال

فونداسیونی با مشخصات زیر داریم. با استفاده از توزیع تنش ۲ به ۱، ابعاد شالوده مربع شکل را طوری تعیین نمایید که نشست تحکیمی آن از 40mm تجاوز نکند. خاک رس عادی تحکیم یافته است.



اطلاعات مسئله:

وزن مخصوص رس اشباع، $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 وزن مخصوص رس خشک، $\gamma = 17.8 \text{ kN/m}^3$
 نوع رس: عادی تحکیم یافته
 رطوبت اشباع، $\omega = 30\%$
 چگالی رس، $G_s = 2.65$

حل: فشار وارد بر خاک به ابعاد شالوده بستگی داشته و نشست هم خود به فشار بستگی دارد. چون ابعاد را نداریم نمیتوانیم چه فشاری باعث ایجاد نشست 40mm می شود بنابراین یا باید به روش آزمون و خطا مسئله را حل نمایید یا اینکه نمودارهای عرض-نشست را بر حسب سربارهای مختلف ترسیم نموده و مقادیر مناسب را از روی آن استخراج نماییم. برای حل این مسئله از روش دوم استفاده خواهیم کرد.

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

$$S_c = \frac{C_c \cdot H_o}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta \sigma'}{\sigma'_o} \right)$$

ضریب C_c را در اختیار نداریم بنابراین مقدار آن را از رابطه تجربی زیر بدست می آوریم:

$$C_c = 0.009(LL - 10) = 0.009(50 - 10) = 0.36$$

$$e_o = G_s \cdot \omega = 2.65 \times 0.3 = 0.795$$

برای محاسبه دقیق تر نشست تحکیمی، لایه رس اشباع را به دو قسمت فرضی تقسیم نموده و نشست هر لایه را محاسبه و با هم جمع می نماییم تا نشست کل بدست آید. تنش های موثر اولیه در وسط لایه های فرضی عبارتند از:

$$\sigma'_{o1} = 17.8 \times (3 + 1.2) + \frac{1}{2} \left(\frac{4.5}{2} \right) \times (19 - 10) = 84.88 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{o2} = 17.8 \times (3 + 1.2) + \left(\frac{4.5}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{4.5}{2} \right) \times (19 - 10) = 105.13 \text{ kPa}$$

$$\rightarrow S_{c1} = \frac{0.36 \times \left(\frac{4.5}{2}\right)}{1 + 0.795} \text{Log}\left(\frac{84.88 + \Delta\sigma'_1}{84.88}\right) = 0.451 \cdot \text{Log}\left(\frac{84.88 + \Delta\sigma'_1}{84.88}\right)$$

$$\rightarrow S_{c2} = \frac{0.36 \times \left(\frac{4.5}{2}\right)}{1 + 0.795} \text{Log}\left(\frac{105.13 + \Delta\sigma'_2}{105.13}\right) = 0.451 \cdot \text{Log}\left(\frac{105.13 + \Delta\sigma'_2}{105.13}\right)$$

در معادلات فوق مقدار اضافه تنش موثری که به خاک در عمق وسط لایه های فرضی رس وارد می شود مشخص نیست زیرا این فشارها به ابعاد بستگی دارند. بنابراین بر حسب ابعاد مختلف و سربارهای فرضی مختلف اضافه تنش در عمق را محاسبه نموده و نمودارهایی بر حسب عرض-نشست ترسیم می نماییم.

فرض کنید عمق وسط لایه اول از زیر فونداسیون برابر z_1 و لایه دوم z_2 باشد. در این حالت اضافه تنش قائم در وسط لایه های مذکور به روش ۲ به ۱ برابر خواهد بود با:

$$\Delta\sigma'_1 = \frac{q \times B \times L}{(B + z_1) \times (L + z_1)}$$

$$\Delta\sigma'_2 = \frac{q \times B \times L}{(B + z_2) \times (L + z_2)}$$

که با توجه به شکل داریم: $z_1 = 4.125\text{m}$ و $z_2 = 6.375\text{m}$. بنابراین مجهولات ما جهت محاسبه نشست عبارتند از سربار و ابعاد. جهت انجام محاسبات، جدول زیر را تهیه می نماییم:

ابعاد		q = 30 kPa			q = 40 kPa			q = 50 kPa			q = 60 kPa		
B	L	S _{c1}	S _{c2}	S _c	S _{c1}	S _{c2}	S _c	S _{c1}	S _{c2}	S _c	S _{c1}	S _{c2}	S _c
1	1	0.26	0.10	0.36	0.35	0.14	0.48	0.43	0.17	0.60	0.52	0.20	0.72
2	2	0.72	0.32	1.04	0.96	0.42	1.38	1.19	0.52	1.72	1.42	0.63	2.05
3	3	1.19	0.56	1.75	1.57	0.75	2.32	1.95	0.93	2.88	2.31	1.11	3.43
4	4	1.61	0.81	2.42	2.12	1.08	3.20	2.61	1.34	3.95	3.10	1.59	4.69
6	6	2.29	1.27	3.56	3.00	1.68	4.68	3.68	2.08	5.76	4.34	2.47	6.81
8	8	2.80	1.66	4.46	3.65	2.18	5.84	4.47	2.69	7.16	5.25	3.19	8.44
10	10	3.19	1.98	5.18	4.15	2.60	6.75	5.07	3.20	8.27	5.94	3.78	9.72

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 بر حسب ابعاد، نشست ها محاسبه شده اند. نمودار مقادیر نشست محاسبه شده بر حسب عرض و سربارهای مختلف در شکل زیر نشان داده شده است. حال می توانیم از طریق جدول یا نمودار، فشار و ابعادی را که باعث نشست **40mm** می شود را استخراج می نماییم. برای این کار در جدول فوق به دنبال ابعاد و فشاری می گردیم که نشست **40mm** را ایجاد می نماید. مشاهده می شود که برای ابعاد $B = L = 4\text{m}$ فشار $q = 50\text{ kPa}$ نشست **3.95mm** ایجاد می نماید حال باید فشار موجود را با این فشار مجاز به صورت زیر کنترل نماییم:

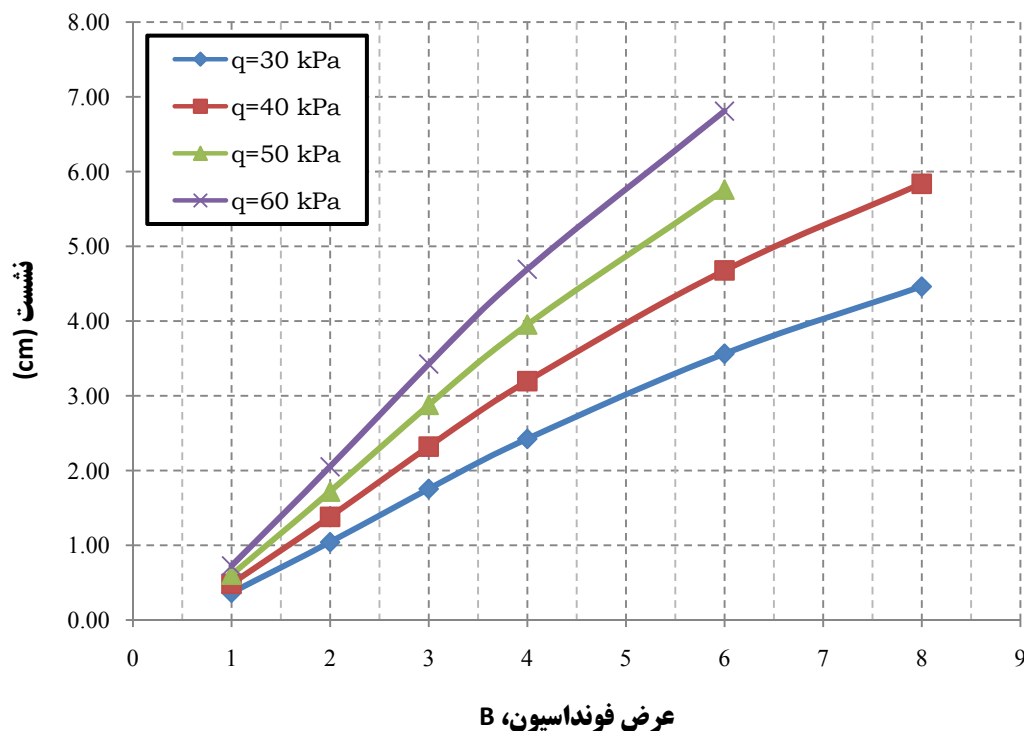
$$q = \frac{520}{4 \times 4} = 32.5 < 50\text{ kPa}$$

طرح پاسخگوست ولی کمی دست بالاست. چنانچه ابعاد $B = L = 3\text{m}$ را انتخاب نماییم داریم:

$$q = \frac{520}{3 \times 3} = 57.8 < 60\text{ kPa}$$

این طرح اقتصادی تر است. بنابراین چنانچه شالوده ای به ابعاد $B = L = 3m$ استفاده شود، نشست از 40mm کمتر خواهد بود.

از جدول فوق مشاهده می شود که هرچه ابعاد کوچکتر شود نشست کمتر می شود. علت این امر اینست که با کوچکتر شدن ابعاد، گستره تاثیر تنش ها هم کوچکتر می شود ولی باید توجه داشت که از طرف دیگر تنش های لهیدگی وارد بر خاک بزرگتر می شوند و این تنش ها ممکن است منجر به گسیختگی برشی خاک شود بنابراین برای ابعاد شالوده هم محدودیت وجود دارد هرچند در این مسئله گسیختگی برشی ملاک نبود.

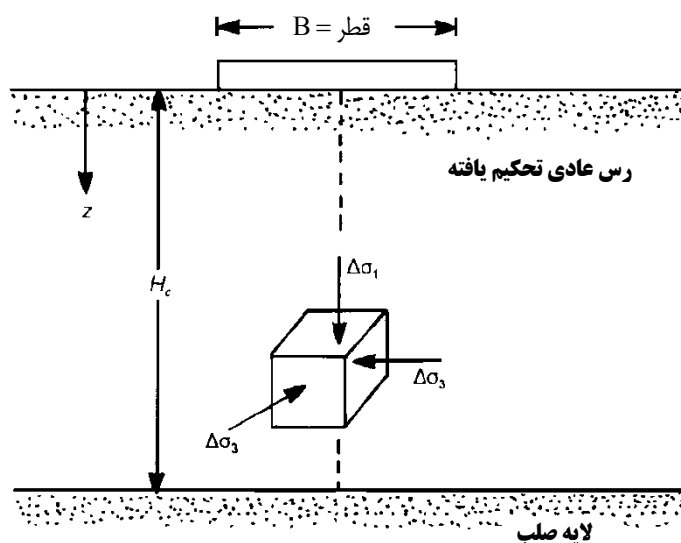


۱۳-۵ | تأثیر حالت سه بعدی در نشست تحکیمی اولیه

روش ارائه شده در بخش پیشین مربوط به نشست تک بعدی بوده و زمانی که عرض فونداسیون در مقایسه با ضخامت لایه تراکم پذیر، H_c بزرگ است و همچنین زمانی که مصالح تراکم پذیر بین دو لایه خاک سخت تر قرار دارد نتایج خوبی بدست می دهد. دلیل این مسأله این است که در حالت های فوق مقدار کرنش های افقی نسبتاً کوچک هستند.

برای این که تأثیر حالت سه بعدی خاک در محاسبات نشست در نظر گرفته شود، اسکمپتون و بیروم^۱ تصحیحی برای نشست های تحکیمی یک بعدی رس های عادی تحکیم یافته ارائه داده اند. برای فونداسیونی دایره ای (قطر = B) در روی لایه ای رس عادی تحکیم یافته به ضخامت H رابطه اصلاحی به صورت زیر است:

¹ Skempton and Bjerrum



شکل ۵-۳۲ تأثیر حالت سه بعدی در نشست تحکیمی اولیه (فونداسیون دایره ای با قطر B)

$$S_c = \mu_{c(NC)} \times S_{c(oed)}$$

تغییرات $\mu_{c(NC)}$ با A و H_c/B در شکل ۵-۳۳ نشان داده شده است.

به طور مشابه برای فونداسیون نواری داریم:

$$S_c = \mu_{c(NC)} \times S_{c(oed)}$$

نمودار $\mu_{s(NC)}$ با A برای مقادیر مختلف H_c/B در شکل ۵-۳۴ نشان داده شده است.

لئوناردز^۱ ضریب تصحیح $\mu_{c(OC)}$ مربوط به تأثیر تحکیم در حالت سه بعدی را برای فونداسیون دایره ای قرار گرفته در روی رس بیش تحکیم یافته به صورت زیر ارائه نمود:

$$S_e = \mu_{c(OC)} S_{c(oed)} \quad (5-58)$$

چنان که

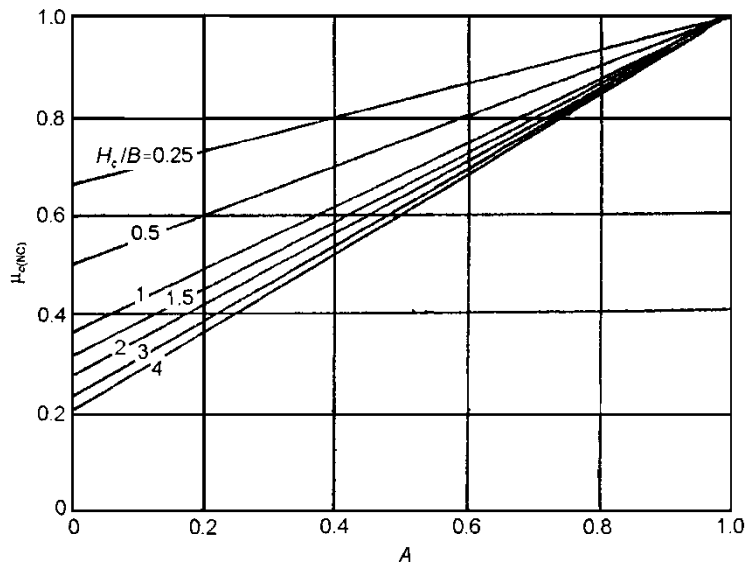
$$\mu_{c(OC)} = f \left(OCR, \frac{B}{H_c} \right) \quad (5-59)$$

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_e} \quad (5-60)$$

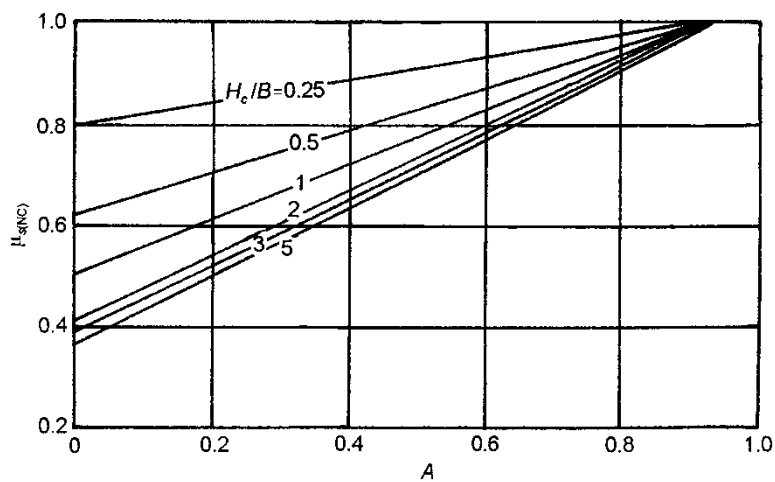
σ'_c = فشار پیش تحکیمی

σ'_e = تنش تحکیمی مؤثر موجود

¹ Leonards



شکل ۳۳-۵ تغییرات $\mu_{c(NC)}$ با A و H_c/B (فونداسیون دایره ای)

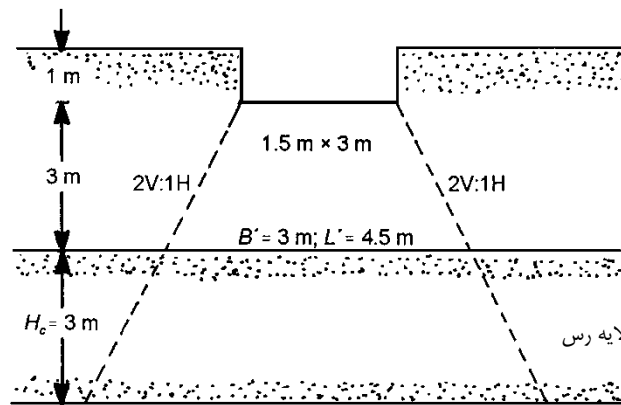


شکل ۳۴-۵ تغییرات $\mu_{s(NC)}$ با A و H_c/B (فونداسیون نواری)

مقادیر درون یابی شده $\mu_{c(OC)}$ از نتایج کارهای لئوناردز در جدول ۵-۱۰ ارائه شده است.

جدول ۵-۱۰ تغییرات $\mu_{c(OC)}$ با OCR و B/H_c

OCR	$\mu_{c(OC)}$		
	$B/H_c = 4.0$	$B/H_c = 1.0$	$B/H_c = 0.2$
1	1	1	1
2	0.986	0.957	0.929
3	0.972	0.914	0.842
4	0.964	0.871	0.771
5	0.950	0.829	0.707
6	0.943	0.800	0.643
7	0.929	0.757	0.586
8	0.914	0.729	0.529
9	0.900	0.700	0.493
10	0.886	0.671	0.457
11	0.871	0.643	0.429
12	0.864	0.629	0.414
13	0.857	0.614	0.400
14	0.850	0.607	0.386
15	0.843	0.600	0.371
16	0.843	0.600	0.357



شکل ۵-۳۵

مثال

با رجوع به مثال قبل و با فرض این که پارامتر فشار آب منفذی A برای رس برابر 0.6 است، با در نظر گرفتن اثرات سه بعدی، نشست تحکیمی را محاسبه نمایید.

حل مسئله

توجه نمایید که معادله (۵۸-۵) و شکل ۳۳-۵ تنها برای حالت متقارن محوری معتبر هستند گرچه می توان از یک روش تقریبی نیز استفاده نمود. با رجوع به شکل ۳۵-۵ اگر فرض نماییم که بار فونداسیون به صورت هرمی با شیب ۲ به ۱ (۲ قائم - ۱ افقی) توزیع می شود، آنگاه ابعاد سطح بارگذاری شده در بالای لایه رس برابر خواهد شد با:

$$B' = 1.5 + \frac{1}{2}(3) = 3 \text{ m}$$

$$L' = 3 + \frac{1}{2}(3) = 4.5 \text{ m}$$

قطر دایره معادل B_{eq} را به صورت زیر می توان محاسبه نمود:

$$\frac{\pi}{4} B_{eq}^2 = B' L'$$

یا

$$B_{eq} = \sqrt{\frac{\pi}{4} B' L'} = \sqrt{\left(\frac{\pi}{4}\right) (3)(4.5)} = 4.15 \text{ m}$$

$$\frac{H_c}{B} = \frac{3}{4.15} = 0.723$$

با رجوع به شکل ۳۳-۵ به ازاء $A = 0.6$ و $H_c / B = 0.723$ مقدار $\mu_{c(NC)} \approx 0.76$ بدست می آید. بنابراین،

$$S_c = S_{c(oad)} \mu_{c(NC)} = (57)(0.76) = 43.3 \text{ mm}$$

نشست تحکیمی ثانویه | ۱۴-۵

تحکیم ثانویه پس از به اتمام رسیدن تحکیم اولیه و اساساً تحت تنش مؤثر ثابت مطابق با شکل ۳۶-۵ رخ می دهد. شیب دیاگرام نسبت تخلخل در برابر لگاریتم زمان برابر است با C_α . به عبارت دیگر،

$$C_{\alpha} = \text{شاخص تراکم ثانویه} = \frac{\Delta e}{\text{Log}\left(\frac{t_2}{t_1}\right)} \quad (۶۱-۵)$$

نشست تحکیمی ثانویه S_s را به صورت زیر می توان محاسبه نمود:

$$S_s = \frac{C_{\alpha} H_c}{1 + e_p} \text{Log}\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \quad (۶۲-۵)$$

چنان که ،

e_p = نسبت تخلخل در پایان تحکیم اولیه و t_1, t_2 = زمان

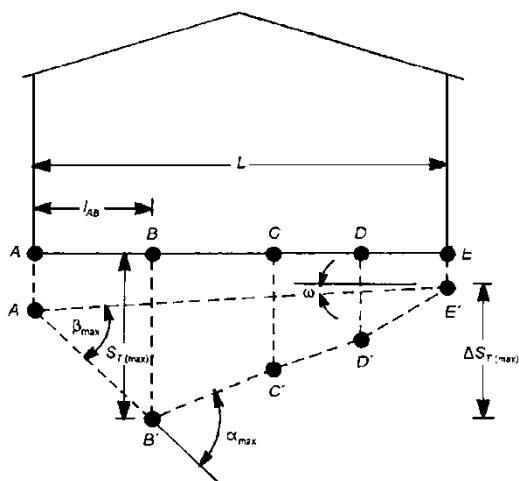
مقدار شاخص تراکم ثانویه می تواند محدوده گسترده ای را شامل شود که بعضی از مقادیر آن عبارتند از:

..... > 0.001 (OCR $> 2 \sim 3$) رس های بیش تحکیم یافته

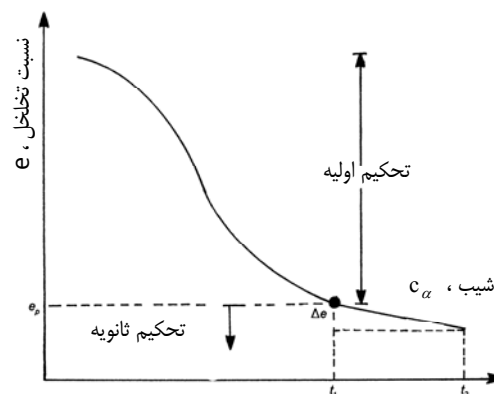
..... 0.025 و یا بیشتر خاک های آلی

..... $0.004-0.025$ رس های عادی تحکیم یافته

در اکثر موارد، تحکیم ثانویه در مقایسه با نشست تحکیمی اولیه کوچک می باشد. اگر چه این نشست در خاک های رسی خیلی پلاستیک و خاک های آلی می تواند قابل توجه باشد.



شکل ۵-۳۷ تعاریف پارامترهای نشست تفاضلی



شکل ۵-۳۶ نشست تحکیمی ثانویه

۱۵-۵ | مفهوم عمومی نشست تفاضلی

در اکثر موارد، خاک زیر فونداسیون همگن نیست و بار وارد بر فونداسیون های سطحی یک سازه مشخص می تواند تغییرات گسترده ای داشته باشد. در نتیجه در نقاط مختلف یک سازه می توان انتظار نشست های مختلفی را داشت. نشست تفاضلی نقاط مختلف یک سازه می تواند باعث آسیب دیدن روسازه گردد. بنابراین باید ضوابط مشخصی برای تعیین نشست تفاضلی و مقادیر حدی این پارامترها وضع گردد تا سازه عملکرد مطلوبی داشته باشد. بدین جهت بولند و ورث^۱ پارامترهای مهم مربوط به نشست های تفاضلی را چنان که در شکل ۵-۳۷ نشان داده شده است بیان نمودند.

¹ Burland and Worth

این شکل سازه ای را نشان می دهد که نقاط مختلف فونداسیون آن در A,B,C,D,E هر یک متحمل نشست هایی شده اند. نشست در A برابر است با AA'، در B برابر است با BB'. بر مبنای این شکل می توان پارامترهای زیر را تعریف نمود:

$$S_T = \text{نشست کل یک نقطه مشخص از سازه}$$

$$\Delta S_T = \text{اختلاف نشست بین دو بخش سازه}$$

$$\alpha = \text{شیب دو نقطه متوالی}$$

$$\beta = \text{اعوجاج زاویه ای} = \Delta S_{(ij)} / l_{ij} \text{ (توجه شود که } l_{ij} = \text{فاصله بین نقاط } i \text{ و } j \text{)}$$

$$\omega = \text{کج شدگی سازه}$$

$$\Delta = \text{خیز نسبی}$$

$$\Delta / L = \text{نسبت خیز}$$

از سال ۱۹۵۰ تاکنون محققین و آیین نامه های ساختمانی متعدد، مقادیر مجاز مختلفی برای پارامترهای فوق توصیه نموده اند. بعضی از این مقادیر توصیه شده در ادامه ارائه شده است.

۱۶-۵ | مفهوم عمومی نشست تفاضلی

در سال ۱۹۵۶، اسکمپتون و مک دونالد^۱ مقادیر حدی زیر را برای حداکثر نشست، حداکثر نشست تفاضلی و حداکثر اعوجاج زاویه ای برای استفاده در آیین نامه های ساختمانی پیشنهاد نمودند.

نشست حداکثر $S_{T(max)}$

۳۲ میلیمتر	در ماسه
۴۵ میلیمتر	در رس
$\Delta S_{T(max)}$ ، حداکثر نشست تفاضلی،		
۵۱ میلیمتر	فونداسیون منفرد در ماسه
۷۶ میلیمتر	فونداسیون منفرد در رس
۷۶ - ۵۱ میلیمتر	پی گسترده در ماسه
۱۲۷ - ۷۶ میلیمتر	پی گسترده در رس
۱/۳۰۰	حداکثر اعوجاج زاویه ای β_{max}

پولشین و توکار^۲ بر مبنای تجارب حرفه ای، نسبت های خیز مجاز سازه ها را به صورت تابعی از L/H ($L = \text{طول}$ ، $H = \text{ارتفاع سازه}$) به صورت زیر ارائه داده اند:

$$\Delta / L = 0.0003 \quad \text{برای } L / H \leq 2$$

$$\Delta / L = 0.001 \quad \text{برای } L / H = 8$$

آیین نامه شوروی سابق (۱۹۵۵) نیز، مقادیر مجاز زیر را توصیه نموده است.

Δ / L	L / H	نوع سازه
0.0003 (برای ماسه)	≤ 3	ساختمان های چند طبقه و منازل مسکونی
0.0004 (برای رس)		
0.0005 (برای ماسه)	≥ 5	
0.0007 (برای رس)		
0.001 (برای ماسه و رس)		کارخانه های یک طبقه

¹ Skempton and MacDonald

² Polschin and Tokar

بیروم [27] زوایای اعوجاج حدی زیر (β_{max}) را برای سازه های مختلف ارائه نموده است.

β_{max}	رده آسیب های احتمالی
1/150	حد ایمن برای دیوارهای آجری انعطاف پذیر ($L/H > 4$)
1/150	خطر آسیب سازه ای در اکثر سازه ها
1/150	ترک پانل ها و دیوارهای آجری
1/250	کج شدگی قابل رویت ساختمان های صلب بلند
1/300	ترک خوردگی اولیه دیوارهای پانلی
1/500	حد ایمن برای جلوگیری از وقوع ترک در سازه ها
1/600	خطر برای چارچوب های دارای عضو قطری

گرت و همکاران روابط همبستگی ارائه شده در جدول زیر را بین β_{max} و $S_{T(max)}$ برای ساختمان های مختلف توصیه نموده اند:

نوع خاک	نوع فونداسیون	همبستگی
رس	فونداسیون سطحی منفرد	$S_{T(max)}(mm) = 30000 \beta_{max}$
رس	گسترده	$S_{T(max)}(mm) = 35000 \beta_{max}$
ماسه	فونداسیون سطحی منفرد	$S_{T(max)}(mm) = 15000 \beta_{max}$
ماسه	گسترده	$S_{T(max)}(mm) = 18000 \beta_{max}$

با استفاده از همبستگی های فوق، اگر حداکثر مقدار مجاز β مشخص باشد، مقدار $S_{T(max)}$ مجاز را می توان محاسبه نمود. کمیته استاندارد اروپا اخیراً مقادیری حدی برای حالت های حدی خدمت پذیری و حداکثر جابجایی مجاز فونداسیون ها ارائه نموده است. این مقادیر مطابق جدول ۵-۱۱ می باشند.

جدول ۵-۱۱ توصیه های کمیته استاندارد اروپا در رابطه با پارامترهای نشست های تفاضلی

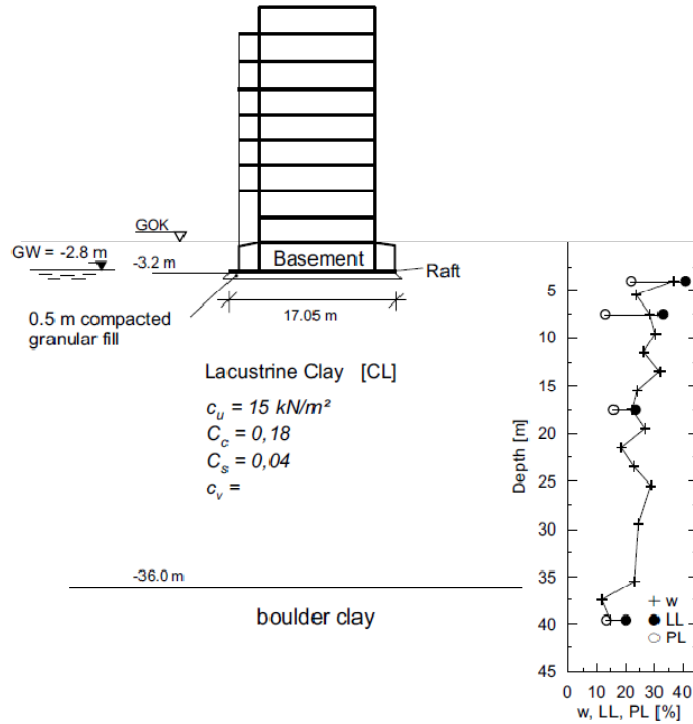
مورد	پارامتر	مقدار	توضیح
مقادیر حدی خدمت پذیری [29]	S_T	25 mm	فونداسیون سطحی منفرد
		50 mm	فونداسیون گسترده
	ΔS_T	5 mm	چارچوب با پوشش صلب
		10 mm	چارچوب با پوشش انعطاف پذیر
		20 mm	چارچوب های باز
حداکثر جابجایی مجاز فونداسیون [30]	S_T	50	فونداسیون سطحی منفرد
		20	فونداسیون سطحی منفرد
	ΔS_T	$\approx 1/500$	----
		β	$\approx 1/500$

۱۷-۵ | بررسی چند مورد اجرایی

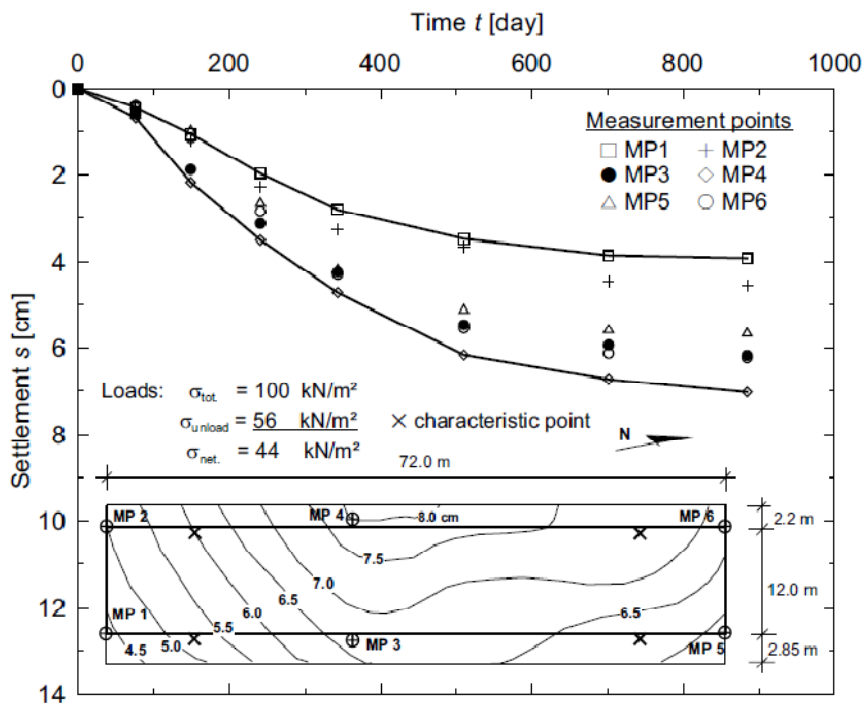
مورد اجرایی (۱): ساختمان خوابگاه دانشجویی

این مورد اجرایی یک خوابگاه دانشجویی در شهر کنستانس در جنوب آلمان است. این ساختمان متشکل است از ۹ طبقه و یک طبقه زیرزمین که در روی ۳۶ متر لایه رس ضخیم قرار گرفته است (شکل ۵-۳۸). بلافاصله پس از احداث شالوده گسترده، نشست ها در ۶ نقطه زیر شالوده به مدت ۸۸۴ روز اندازه گیری شدند. شکل ۵-۳۹ منحنی های زمان - نشست و خطوط منحنی نشست در روی سطح شالوده گسترده را نشان می دهد. با استفاده از روش Asoaka نشست ها در نقاط اندازه گیری تخمین زده شدند به طوری که نشست میانگین نهایی 6.2cm در نقاط مشخصه حاصل شد. این مقدار ۳۵ درصد کمتر

از نشست محاسبه شده 9.5cm با استفاده از روش تحلیل استاندارد می باشد. علاوه بر این، مقدار ضریب تحکیم میانگین $c_v = 32 \text{ m}^2/\text{year}$ با فرض یک مسیر زهکشی دو طرفه هر یک به طول 17.4m بدست آمده است. با استفاده از نشست محاسباتی 6.2cm و محاسبه معکوس، شاخص فشردگی محلی میانگین $c_c = 0.104$ بدست می آید. همچنین با استفاده از ضریب تحکیم محلی c_v ، زمان تحکیم $t_p = 748$ روز برای این پروژه تخمین زده شد. بار دیگر با جایگزینی نشست اندازه گیری شده نظیر زمان تحکیم $t_p = 748$ در معادله نشست، مقدار ضریب تحکیم ثانویه $c_\alpha = 0.0048$ را بدست آمد.



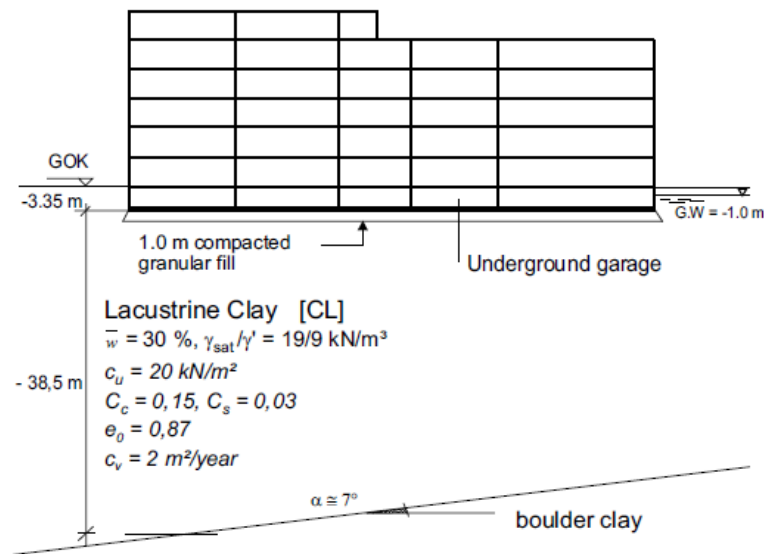
شکل ۵-۳۸ شرایط روسازه و خاک پروژه مورد اجرایی ۱



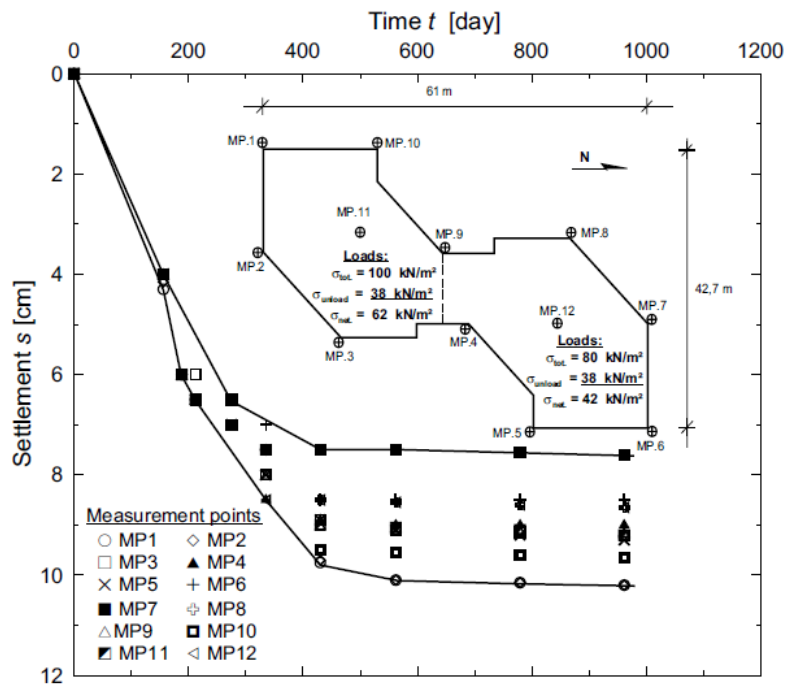
شکل ۵-۳۹ نشست های اندازه گیری شده مورد اجرایی ۱

مورد اجرایی (۲): ساختمان اداری دارای پارکینگ زیرزمینی

در مورد اجرایی دوم یک ساختمان اداری را در شهر کنستانس در جنوب آلمان بررسی می نماییم. این ساختمان متشکل است از ۵ طبقه در قسمت شمالی و ۴ طبقه در قسمت جنوبی به همراه یک زیرزمین و پارکینگ زیرزمینی. این ساختمان دارای پلان S شکل می باشد. شالوده گسترده این سازه 0.5m ضخامت داشته و در روی خاکریز دانه ای متراکم به ضخامت 1m قرار گرفته است. کاوش های زیرسطحی با استفاده از گمانه زنی تا عمق 41m نشان دهنده رس نرم با ضخامت متغییر از 31 تا 38.5m در زیر سطح زمین بود (شکل ۵-۴۰). اعتقاد بر این است که لایه رس عادی تحکیم بوده و دارای درصد رطوبت میانگین ۳۰٪ و مقاومت برشی زهکشی نشده $c_u = 20\text{kpa}$ می باشد. نشست های محاسبه شده در ۱۲ نقطه در طی ۹۶۱ روز در شکل ۵-۴۱ نشان داده شده است.



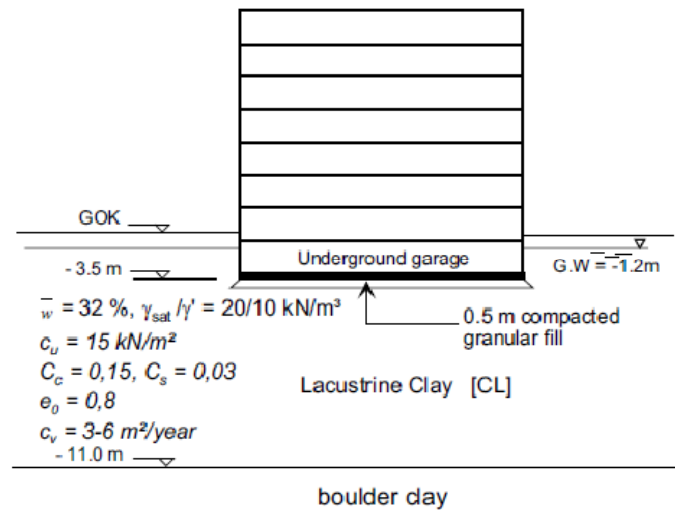
شکل ۵-۴۰ شرایط روسازه و خاک پروژه مورد اجرایی ۲



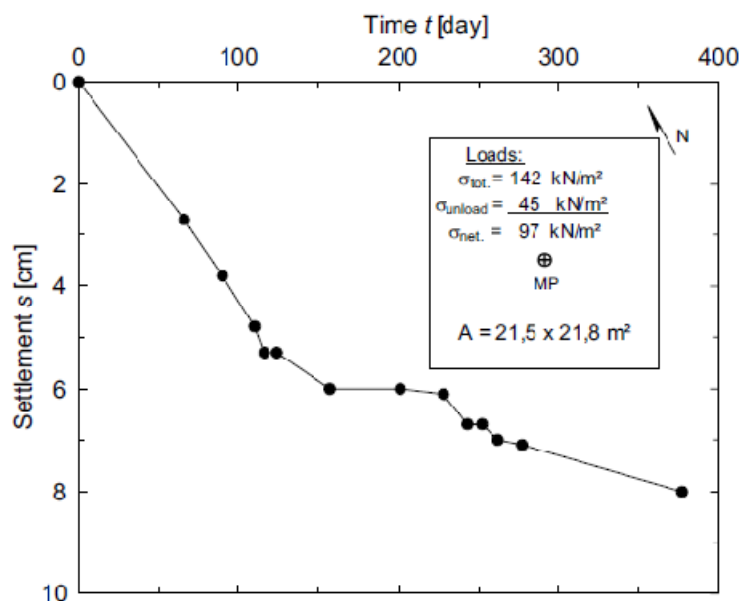
شکل ۵-۴۱ نشست های اندازه گیری شده مورد اجرایی ۲

مورد اجرایی (۳): آپارتمان و ساختمان تجاری

این مورد اجرایی مربوط می شود به یک آپارتمان و ساختمان تجاری در رادولفتسل در آلمان که دارای ۷ طبقه و دو طبقه زیرزمین می باشد. طبقه زیرزمین تحتانی جهت گاراژ پارکینگ زیرزمینی در نظر گرفته شده است. ابعاد ساختمان در کف $21.5 \times 21.8 \text{ m}^2$ بوده و فشار کل 126 kN/m^2 را بر زمین وارد می نماید. این ساختمان در روی شالوده گسترده ای به ضخامت 0.8 m قرار گرفته و در زیر آن خاکریز دانه ای با تراکم خوب و ضخامت 0.5 m اجرا شده است. مطالعات زیرسطحی شامل حفر ۳ گمانه و ۲ چاه شناسایی میشد. در نتیجه این اکتشافات مشخص شد که در زیر سطح زمین لایه رس نرم به ضخامت 11 m قرار داشته و در زیر آن هم مطابق شکل ۵-۴۲ رس بولدر قرار دارد. نشست شالوده در مرکز و تنها برای 378 روز اندازه گیری شد (شکل ۵-۴۳). در این مورد مطالعه، زمان مشاهده نشست جهت تخمین نشست های محلی ثانویه کافی نبود ولی به هر حال تحکیم اولیه لایه تراکم پذیر در زمان اندازه گیری نشست ها به اتمام رسید.



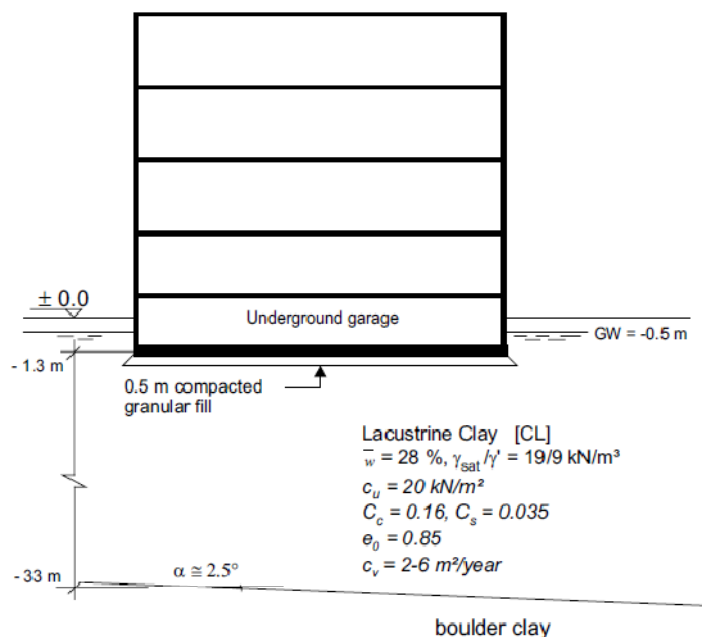
شکل ۵-۴۲ شرایط روسازه و خاک پروژه مورد اجرایی ۳



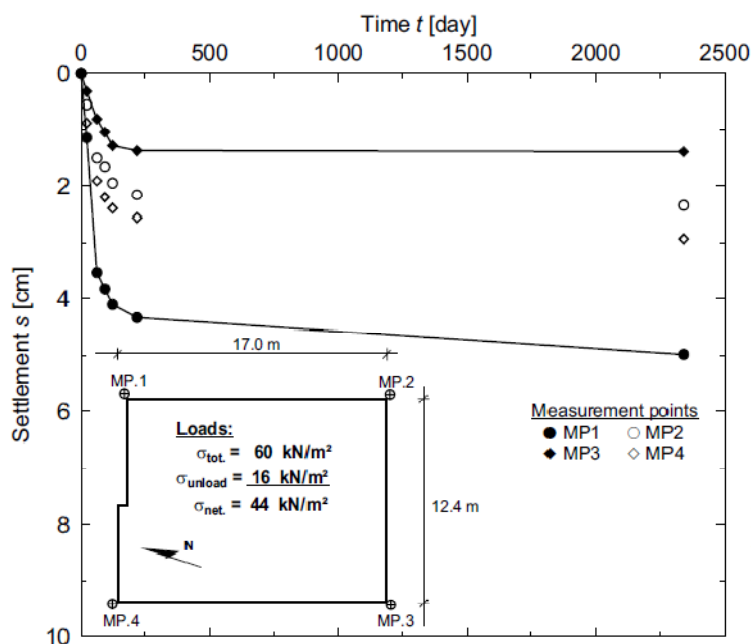
شکل ۵-۴۳ نشست های اندازه گیری شده مورد اجرایی ۳

مورد اجرایی شماره (۴) ساختمان دولتی

ساختمان دولتی ۴ طبقه به همراه پارکینگ زیرزمینی دارای ابعاد قائده $17\text{m} \times 12.4\text{m}$ و فشار روسازه کل 72kPa را بر خاک وارد می نماید. شالوده این ساختمان دال بتنی به ضخامت 0.5m بوده که خود بر روی خاکریز دانه ای متراکم به ضخامت 0.5m اجرا شده است. خاک زیرین هم متشکل است از یک خاک نرم با خاصیت خمیری کم تا متوسط به ضخامت بیش از 30m (شکل ۴۴-۵). مقاومت برشی زهکشی نشده حدود 20kPa تخمین زده شده و درصد رطوبت طبیعی میانگین خاک حدود 28% است. نشست های ساختمان در چهار گونه ساختمان برای مدت 2343 روز ثبت شده اند (شکل ۴۵-۵).



شکل ۴۴-۵ شرایط روسازه و خاک پروژه مورد اجرایی ۴



شکل ۴۵-۵ نشست های اندازه گیری شده مورد اجرایی ۴

۱۸-۵ | تعدیل و تقلیل جایجایی ها و نشست ها

توسعه در جوامع امروزی متضمن ساخت و ساز بر روی مصالح حاشیه ای از قبیل خاک های نرم، تورمی و فروریزی و یا خاکریزها بوده که مستعد نشست پذیری و تغییرات حجمی نسبتاً بالایی هستند. لذا جهت ساخت روی زمین های مسئله دار، در گام اول مطالعات ژئوتکنیک و بررسی پارامترهای خاک بخصوص پارامترهای مربوط به سختی آن می باشد. عمق بررسی ها محدوده تاثیر گذاری تنش توسط روسازی را شامل می شود که حداقل ۲ تا ۳ برابر عرض پی های مربعی (وقتی که $L/B < 2$)، چهار برابر عرض پی های نواری و یا خاکریزها و یا تا عمقی که به خاک تراکم پذیر ختم شود، باید انجام شود. اگر محاسبات و شواهد نشان دهد که خاک زیر پی با فشارهای مربوط قابلیت نشست پذیری و فشردگی زیادی را داشته باشد، در آن صورت باید یکی از راه حل های زیر را قبل از احداث بنا به کار گرفت:

۱. اجرای تثبیت و بهسازی خاک
۲. استفاده از روش های مناسب پی سازی
۳. تجدید نظر در طراحی روسازه
۴. پذیرش مخاطره نشست و جایجایی، به کارگیری و اقدامات ترمیمی

۱۹-۵ | بهسازی خاک

بهسازی خاک شامل روش های مختلف تغییر خصوصیات خاک بوده که نهایتاً منجر به افزایش مقاومت، کاهش تغییرات حجمی و تامین رفتار خاص خاک را به همراه دارد.

خاک های نرم و شل دارای پایداری حجمی پایین و مقاومت کم بوده و ممکن است متشکل از ماسه و لای شل، رس، اشباع، خاک های آلی و یا ترکیبی از مصالح فوق باشد. اکثر روش های بهسازی، در مورد این خاک ها جهت تعیین نشست کارایی داشته، گرچه به کارگیری یک روش خاص بستگی به عوامل اقتصادی، کارایی در خاک موجود، دسترسی به تجهیزات و مصالح و مهارت ها و اثرگذاری در محیط زیست دارد. ضمناً دو دسته دیگر خاک های مسئله دار به قرار خاک های انبساطی و خاک های فروریزی بود که در مورد خاک های انبساطی مهمترین عامل جهت جلوگیری از تورم، کنترل میزان رطوبت آنهاست. اگرچه روش های برداشت و جایگزینی خاک، پیش بارگذاری، تثبیت با آهک و استفاده از موانع رطوبتی سطحی در آن ها توصیه می شود. خاک های فروریزی یا رمبنده وقتی که اشباع و تحت بار قرار می گیرند، بافت داخلی شان بهم ریخته و نشست زیادی نموده که از رایج ترین روش ها جهت اجرای پی بر روی آن ها می توان به غرقاب نمودن و تراکم آن ها اشاره نمود که با روش تراکم هیدرولیکی معروف است. موارد رایج چند روش بهسازی جهت تقلیل نشست به شرح زیر است:

(الف) حفاری و برداشت خاک

اگر عمق خاک های نرم و شل کمتر از ۶ متر بوده، می توان متناسب با نوع پروژه، آن ها را گودبرداری و با مصالح مناسبی از قرصه جایگزین نمود و یا اینکه پس از برداشت، این خاک ها را ضمن کاهش رطوبت با مصالح درشت تر، آهک و یا سیمان، خاکستر آتشفشانی و یا افزودنی های شیمیایی تلفیق نمود. اگر آب زیرزمینی بالاتر از کف حفاری باشد، باشد از مصالح درشت دانه استفاده نمود. ضمن جایگزینی می توان از تراکم مکانیکی با استفاده از روش های دینامیکی و یا ویبره ای استفاده نمود.

(ب) پیش فشردگی

با کمک پیش بار می توان خاک بستر را متراکم نمود. در بسیاری از حالت ها، پیش بار باید سنگین تر از بار دایمی سازه باشد. پیش بار باید عمده مقادیر مربوط به تحکیم اولیه پس از ساخت و بخشی از تحکیم ثانویه را جبران نماید. مضافاً به اینکه تا حدودی توان باربری را نیز افزایش می دهد. استفاده از زهکشی های طبیعی (زهکش های قائم ماسه ای) و یا مصنوعی و فتیله ای موجب تسریع در نشست تحکیمی خواهد شد. مطالعات ژئوتکنیک جهت تعیین فشار پیش تحکیمی ضروری بوده تا از کارایی پیش بارگذاری (اعمال فشار بیش از آنچه قبلاً به خاک وارد شده) اطمینان حاصل شود. اگر خاک، فشاری بیشتر از پیش بار را قبلاً تجربه کرده باشد، پیش فشردگی ثمری نخواهد داشت.

(ج) ستون های سنگی و یا ستون های تثبیت شده خاکی

جهت تقلیل نشست می توان چاه هایی را در زمین حفر و آن ها را با استفاده از مصالح با سختی بالاتر مسلح نمود. احداث ستون های سنگی و یا خاکی سفت و سخت به قطر های ۱۲۰-۴۰ سانتی متر رایج بوده، استفاده از یک پوشش سطحی ماسه ای و یا شنی و یا خاک مسلح نیم صلب، اغلب روی ستون های سنگی قرار داده شده تا پدیده انتقال بار به ستون های سنگی بهبود یابد. ستون های سنگی و یا خاکی برای خاک ها با درجه حساسیت بیش از ۵ توصیه نمی شود. پس از اجرای این ستون ها در زمین می توان در محاسبات مربوط به تثبیت پارامترهای سختی اعم از E ، m_v و یا m را به صورت معادل یافته و یا میانگین وزن دار استفاده نمود.

(د) استفاده از جت تزریق

با این روش، تزریق محلول های سیمان و آهک که با فشار همراه است، تقریباً جایگزین فضاهای خالی هر نوع خاک می شود، و یا تغییر بافت خاک در نتیجه بهم ریختن توسط جت آب به همراه مواد افزودنی خواهد شد. این روش، غالباً برای زیرسازی فونداسیون موجود جهت تقلیل نشست های یکنواخت و غیر یکنواخت همانند اجرای دیوارهای جداکننده برای ستون ها، کانال ها و سدها به کار گرفته می شود. همچنین این روش، جهت ساخت و سازهای جدید و جهت بهسازی خاک های نرم استفاده می شود. در مجموع با بهم ریختن خاک های شل و نرم و جایگزینی آن ها با مصالح اصلاح شده و یا پر نودن خلل و فرج ها با مصالح اضافی موجب افزایش مقاومت، کاهش تغییرات حجمی و نیز کاهش نفوذپذیری می شود.

(ه) تراکم دینامیکی

در این روش، وزنه های ۵ تا ۲۰ تنی از ارتفاع ۵ تا ۲۰ متری در فواصل معینی روی زمین رها می شود. ارتعاشات و ضربات ناشی از سقوط وزنه موجب بهم ریختگی بافت موجود خاک، روانگرایی موضعی در خاک ها، جابجایی خاک های ریزدانه و درشت دانه در وضعیت متراکم تر و در نهایت به حداقل رساندن فضاهای خالی تغییرات حجمی تحت بارهای سرویس و افزایش باربری خاک خواهد شد.

(و) خاکریزی سازه ای

در عمل و در بسترهای نرم و شل و عموماً اشباع خاک درشت دانه یا قطعات سنگی به مقدار مناسب روی خاک های باتلاقی و نرم ریخته شده تا موجب گسیختگی و جابجایی آن ها گردد. خاک نرم بستر دچار جابجایی در جهت حداقل مقاومت خواهد شد که اغلب در جلو قسمت خاکریزی شوده، بدین ترتیب و با برداشتن گل و لای برآمده از ریختن و افزایش مصالح درشت تر،

و تراکم از نوع رفت و آمد ماشین آلات سنگین به حدی نزدیک می شویم که استفاده بیشتر از مصالح درشت دانه اثری از خروج گل و لای نداشته و در نهایت به تثبیت بستر منجر خواهد شد. به علاوه، وجود خاکریز با ضخامت معین به عنوان بستر و پی گسترده موجب خواهد شد که تنش های حاصل از روسازه به هنگامی که به مصالح نرم تر بستر منتقل می شود از شدت آن ها به مراتب کاسته شود.

روش های پی سازی

برخی از طراحی های پی و روش های اجرایی می تواند اثر تغییرات حجمی و نشست های یکنواخت و غیر یکنواخت را به حداقل برساند که مواردی از آن ها به شرح زیر است:

(الف) استفاده از تیر کلاف

استفاده از پی های منفرد مجاور با تیر کلاف می تواند موجب افزایش صلبیت سیستم فونداسیون شده و در تعدیل نشست های غیر یکنواخت موثر باشد. به خصوص اینکه پی های منفرد را در گوشه پلان و لبه پلان فونداسیون بنا داشته و عموماً اعمال بار به صورت خارج از مرکز بر پی خواهد داشت.

(ب) پی های شناور

اجزای پی از جمله پی های گسترده و منفرد می تواند پس از گودبرداری در اعماق مناسبی مستقر شده به گونه ای که فشار به کار رفته توسط روسازه به خاک کف پی تقریباً با تمام و یا قسمتی از وزن خاک برداشته شده بالانس گردد. تغییرات حجمی مشاهده شده از نوع فشردگی مجدد الاستیکی بوده و خاک کف گود باید مقابل دست خوردگی و فرسایش محافظت گردد. در مجموع چون میزان خاک حفاری شده با تمام و یا قسمتی از وزن روسازه متعادل می شود، مشکلات نشست نسبت به حالت اولیه کمتر مطرح می باشد. در مکان هایی که سطح آب زیرزمینی بالا است، استفاده از پی شناور و اجرای آن ممکن است با مشکلاتی همراه باشد.

(ج) افزایش مساحت پی ها به همراه اجزای سخت کننده

با وسیع تر نمودن پی ها در پلان می توان فشارهای وارده را بر بستر کمتر و در نهایت نشست های یکنواخت غیر یکنواخت را تقلیل داد. از کاملترین پی سطحی، پی های گسترده دالی یا گسترده تقویت شده از یکسری تیرهای شبکه ای به عنوان سخت کننده در زیر و یا روی دال بوده که می تواند بار روسازه به خاک بستر را با سختی مناسبی انتقال داده و از توان باربری خاک کف به نحو بهینه ای بهره برداری شود. به علاوه، سختی و صلبیت پی های گسترده که توزیع یکنواخت تنش در زیر پی را به دنبال داشته، می تواند موجب کاهش تنش های غیر یکنواخت در خاک ها و همچنین تخفیف نشست های غیر یکنواخت گردد. افزون بر این، پی های گسترده بر اثر پدیده پل زدن اشکالات و عوارض موضعی را پوشش می دهند.

(د) جک های تراز کننده

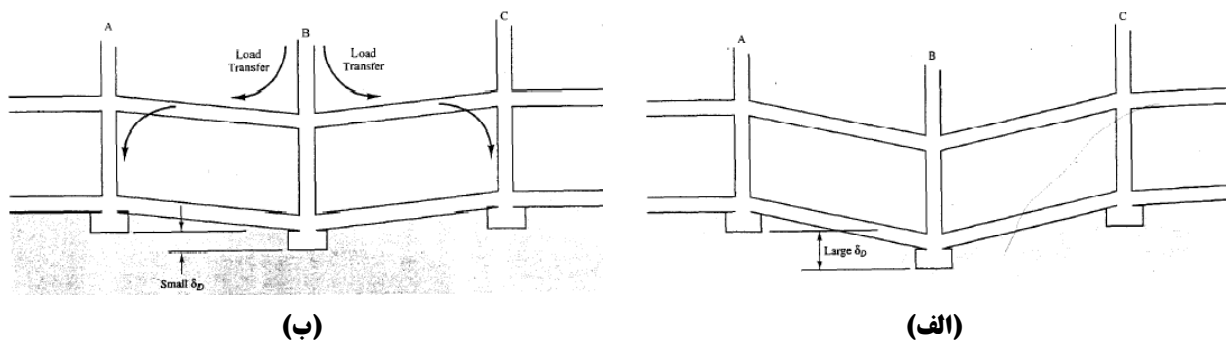
برخی سازه ها ممکن است توسط جک هایی روی پی های منفرد نگه داری شده بقسمی که رقوم نگه داری در فواصل زمانی معین تعیین شده تا از آسیب دیدگی اعضای روسازه بر اثر نشست های غیر عادی غیر یکنواخت جلوگیری گردد. تدقیق تنظیم تراز نمودن روسازه توسط جکها نیاز به ثبت رقوم و نقشه برداری منظم و پیوسته دارد تا بتوان جهت و مقدار ترازبایی را تنظیم نمود.

(ه) پی های عمیق

بارهای روسازه می تواند توسط پی های عمیق و یا شمع ها به لایه های مناسب تر، سخت تر و مقاومت تر زیرین انتقال یافته تا روسازه از نشست های زیادی و کمبود مقاومت لایه های سطحی در امان باشد. البته تلفیق مناسب پی گسترده و شمع در زیر آن می تواند در کنترل نشست موثر بوده و به علاوه، وجود شمع های معمولی و یا شمع های بتنی از نوع ستون های سنگی و یا آهکی می تواند در زیر پی، مصالحی مرکب را به وجود آورده که مدول الاستیسیته شمع ها و یا ستون ها چند برابر خاک اطراف بوده و خاک زیر پی سخت تر شده و نشست کاهش یابد. مضافاً اینکه وجود گروه شمع موجب انتقال بار مرده در تراز پایین تر به صورت بلوکی شده که کاهش نشست ها را به دنبال دارد.

۱۹-۵ | اقدامات سازه ای

صلبیت روسازه به عنوان عامل مهمی در کنترل نشست های غیریکنواخت می باشد. مثلاً اسکلت های فلزی بدون مهاربندی می تواند از نوع سازه با انعطاف پذیری بالا در مقابل اسکلت با مهاربندی و توام با دیوار برشی محسوب شود. در سازه انعطاف پذیر، هر فونداسیون منفرد مستقل از دیگر پی ها عمل نموده و نشست هر پی روی دیگر پی ها بی تاثیر خواهد بود. چنین وضعیتی در شکل ۴۶-۵ مجسم شده است. به عنوان مثال دیگر، اگر یک پی تمایل به نشست بیشتر در مقایسه با پی های مجاور داشته باشد، اسکلت صلب تر و سخت تر با تغییر جهت در نحوه و ظرفیت انتقال بار موجب تعدیل در نشست خواهد شد. سازه ها ممکن است در مقابله با تحمل جابجایی های غیریکنواخت، عملکرد انعطاف پذیری داشته باشند مثلاً با به کارگیری درزهای اجرایی در روسازه و یا با استفاده از مصالح فرم پذیر ساخته شوند. استفاده از قاب های چوبی و یا فلزی، نماهای فلزی، پانل های چوبی و یا کف های آسفالتی می توانند نشست های غیر یکنواخت بزرگ یا انحرافات زاویه ای تا حدود 1/150 را تحمل نمایند.



شکل ۴۶-۵ اثر صلبیت روسازه بر نشست های غیر یکنواخت

(الف) روسازه خیلی انعطاف پذیر، قابلیت انتقال بار کم و متعاقب آن نشست های غیر یکنواخت بزرگتر (ب) روسازه صلب، قابلیت انتقال بار بیشتر متعاقب آن مقابله در برابر نشست های غیر یکنواخت زیاد

۲۰-۵ | اقدامات ترمیمی

اگر در پاره ای موارد، عواقب تغییرات حجمی خاک از جمله نشست، تورم یا فروریزش و یا بهم ریختگی خاک بستر مشکلات جدی را دنبال داشته باشد، و نتوان با روش های بهسازی، پی سازی و سازه ای با آن ها مقابله نمود، به کارگیری اقدامات پیشگیرانه ممکن است به نتایج غیر اقتصادی منجر شده که توجیه پذیر نباشد. در این صورت، در پاره ای موارد می توان

مخاطره وقوع نشست ها و جابجایی ها را پذیرفت و راه حل های بازسازی و مرمت را تعقیب نمود که در این صورت، هزینه های اقدامات مربوط به تعمیر ممکن است از هزینه های اولیه احداث پی تجاوز کند.

ضمناً میزان خسارت به وجود آمده که نیاز به مرمت داشته باشد، بستگی به طرز تلقی مالکان و یا اشخاص ذینفع داشته که تا چه حدی تغییر شکل ها و جابجایی ها را تحمل نمایند. روش های زیر معمولاً در مرمت پی ها استفاده شده است:

(الف) زیر شمع زدن یا ریز شمع ها

این روش، با استفاده از روش های حفاری درجا، حفاری و استفاده از شمع پیش ساخته، حفاری و دیوارسازی، استفاده از ریزشمع ها و یا شمع های ریشه ای و یا شمع های رانده شده توسط جک امکان پذیر است. استفاده از روش بستگی به نوع خاک، چگونگی کار با فونداسیون موجود و دسترسی به پی می باشد.

(ب) استفاده از تزریق

تزریق تراکمی با استفاده از سیمان، مواد شیمیایی، خاک ریزدانه، آهک با آب و یا کلرید کلسیم، سیلیکات سدیم، پلیمرها و رزین ها انجام می گیرد. تزریق تراکمی مثلاً با سیمان شامل ۸٪ تا ۱۲٪ نسبت وزنی سیمان با آب و خاک انجام شده که ماده تزریقی در چاله ها و مجاری حفاری شده پمپاژ می گردد که فشار پمپاژ در این خصوص تا 35kg/cm^2 بالغ می شود. در منابع مختلف بهسازی با استفاده از روش های تزریق جزئیات مفصل تری ارائه شده است.

(ج) جک زدن

استفاده از جک زدن و بالا آوردن و یا تنظیم پی جابجا شده معمولاً از روش های دیگر سریع تر است. پس از بلند نمودن پی می توان از مصالح تزریقی مانند سیمان پرتلند، آهک هیدراته، خاکستر آتشفشانی، آسفالت، گل حفاری و غیره جهت تثبیت استفاده نمود. اگر ضخامت لازم برای پر نمودن در زیر پی کم باشد می توان از مصالح تزریقی روان تر و اگر ضخامت مربوط زیاد باشد، از مصالح سفت تر از قبیل ملات و بتن با اسلامپ پایین و حداقل استفاده نمود. مرمت تا حدود ۱ فوت یا 30cm در زیر پی ها تجربه شده است. جک زدن مناسب معمولاً موجب بسط و بروز ترک در فونداسیون نخواهد شد اما ترک های موجود ممکن است بیشتر باز شوند. تنها با تجربه کافی می توان نقاط و مکان های پایین افتاده را بالا آورد، در حالی که نقاط جابجا نشده را در همان سطح نگهداشت.

(د) قبول مخاطره نشست

پذیرش عوارض حاصل از نشست های یکنواخت و غیر یکنواخت ممکن است به میزان جابجایی ها و نمایان شدن انواع ترک ها و کجی ها و سپس تعمیر و ترمیم اجزای روسازه توأم باشد. البته اقدام فوق هنگامی کارایی دارد که سازه با اهمیت زیاد نبوده و نشست ها و جابجایی ها محدود به خسارت های معماری و سرویس دهی و عدم خسارت سازه ای را شامل شوند.



۱. فونداسیون های سطحی، ظرفیت باربری و نشست،، تالیف: براما ام. داس، ترجمه: عبدالمتین ستایش.
۲. مهندسی پی، طراحی و اجرا، تالیف: دکتر ابوالفضل اسلام، نشریه شماره ک-۴۳۷ چاپ اول،، ۱۳۸۵.
3. **Shallow Foundations**., Robert E. Kimmerling., Geotechnical Engineering Circular No. 6., FHWA-SA-02-054., September 2002.
4. **Soil Mechanics, Basic Concepts and Engineering Applications**., A. Aysen., Balkema Publishers., ISBN: 90 5809 3581., 2002.
5. **Excavations and Foundations in Soft Soils**., Kempfert, H.G., Gebreselassie, B., 1st Ed, Springer Berlin, 2006.

www.ams.ir

