A-PDF Merger DEMO : Purchase from www.A-PDF.com to remove the watermark





دانشکده مهندسی عمران پایاننامه کارشناسی ارشد مهندسی ژئوتکنیک

تاثیر مراحل ساخت سازه بر ظرفیت باربری و نشست پی های نواری و گسترده بر روی خاک-های دانهای وریزدانه اشباع و غیراشباع

نگارنده : سعید بردبار

استاد راهنما:

دكتر امير بذرافشان مقدم

شهريور ۱۳۹۵

دانشگاه صنعتی شاهرود دانشکده : فنی و مهندسی گروه : مهندسی عمران پایان نامه کارشناسی ارشد آقای سعید بردبار

تحت عنوان: تاثیر مراحل ساخت سازه بر ظرفیت باربری و نشست پی های نواری و گسترده بر روی خاکهای دانهای وریزدانه اشباع و غیراشباع

در تاریخ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد مورد ارزیابی و با درجه مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	اساتید مشاور	امضاء	اساتید راهنما
	نام و نام خانوادگی :		نام و نام خانوادگی :
	نام و نام خانوادگی :		نام و نام خانوادگی :

امضاء	نماينده تحصيلات تكميلى	امضاء	اساتید داور
	نام و نام خانوادگی :		نام و نام خانوادگی :
			نام و نام خانوادگی :
			نام و نام خانوادگی :
			نام و نام خانوادگی :

تشكر و قدرداني

بدین وسیله از جناب آقای دکتر بذرافشان مقدم که بهعنوان استاد راهنما در انجام این پایان نامه مرا یاری کردهاند کمال تشکر و قدردانی را دارم.

تعهد نامه

اینجانب و بردبار ... دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته و و تکنیک ... دانشکده ..عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه .. تاثیر مراحل ساخت سازه بر ظرفیت باربری و نشست پی های نواری و گسترده بر روی خاکهای دانه ای وریزدانه اشباع و غیراشباع...تحت راهنمائی....دکتر امیر بذرافشان.مقدم.....متعهد می شوم .

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است .
 - در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است .
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده
 است .
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و
 یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید .
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایح اصلی پایان نامه تأثیر گذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی
 رعایت شده است .
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل
 رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است .

تاريخ

امضاي دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب ، برنامه های رایانه ای ، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود .
 - استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

چکندہ

بررسی موضوع ظرفیت باربری و نشست خاک زیر پی بیش از یک قرن است که مورد توجه پژوهشگران و مهندسین ژئوتکنیک قرار گرفته و در همین راستا روابط متعددی برای تخمین نشست و ظرفیت باربری نهایی و مجاز خاک زیر پی طی این سالها ارائه گردیده است. با توجه به نوع خاک و شکل پی و عمق مدفون پی مقادیر ظرفیت باربری دستخوش تغییرات زیادی میشود. امروزه پیهای گسترده و نواری سهم عمدهای را در ساخت و سازها به خود اختصاص دادهاند که با توجه به این موضوع در تحقیق حاضر سعی شده است تا با درنظر گرفتن پیهای گسترده و نواری روی خاکهای ریزدانه(رس) و درشتدانه(ماسه) اشباع و غیراشباع تحت بار گذاری در شرایط زهکشی شده و زهکشی نشده ظرفیت باربری و نشست در حین ساخت با استفاده از روش اجزای محدود مورد بررسی قرار گیرد. برای رسیدن به اهداف فوق از نرم افزار PLAXIS 3D Foundation استفاده شده است. به منظور بررسی اثر نسبت بیش تحکیمی در رسهای اشباع و غیراشباع در تخمین نشست و ظرفیت باربری خاک زیر پی، سه نسبت بیش تحیکمی (OCR=۳، OCR=۱ ، ، OCR=۸) برای خاک رسی اشباع و غیراشباع مورد بررسی قرار گرفته است. در رسهای اشباع در حین ساخت با توجه به وجود دو نوع نشست یعنی نشست آنی و نشست تحکیمی، برای تخمین نشست آنی در این خاکها اعمال بار مرده نهایی در طی یک روز درنظر گرفته شده و نتایج آن با تئوریهای کلاسیک مقایسه شده است. در انتها تطابق خوبی بین نشستهای حاصله از نرم افزار با تئوریهای کلاسیک بهدست آمده است و در تمامی موارد نشست در پی نواری کمتر از پی گسترده بوده است. همچنین با افزایش نسبت بیش تحکیمی در رسهای غیراشباع تفاوت نشست بین این دو نوع پی کاهش یافته و با افزایش نسبت بیش تحکیمی، نشست در حین ساخت در رسهای اشباع کمتر از نشست در حالت غیراشباع مشاهده شده است.

كليد واژه: ظرفيت باربري، نشست آني، نشست تحكيم، نسبت بيش تحكيمي

فهرست مطالب

فصل اول : مقدمه
۲۲. مقدمه
۲-۲- دامنه و هدف تحقیق
۱–۳- فصل بندی پایان نامه
فصل دوم: مروری بر تحقیقات اخیر
۲-۱- شرح کلیاتی از تئوری ظرفیت باربری۸
۲-۱-۱- مقدمه
۲-۲- تاریخچهی روشهای تحلیلی (تحلیل پایداری) ظرفیت باربری
۲-۲-۱- روش خطوط لغزش۹
۹-۲-۲-۲ روش تعادل حدی۹
۲-۳- روشهای تحلیل پیهای گسترده و نواری
۲-۴- انواع گسیختگیها در خاک در بار نهایی
۲-۴-۲- گسیختگی برش کلی
۲-۴-۲ گسیختگی برشی موضعی
۲-۴-۲ گسیختگی برشی سوراخ کننده
۲–۵- ظرفیت باربری مجاز پی
۲-۵-۲- ظرفیت باربری مجاز خالص
۲–۶– مقاومت مجاز خاک
۲-۷- نحوه تعيين مقاومت مجاز خاک
۲-۸- رابطه بار - تغییر شکل
۲-۹- شرح کلیاتی از نشست
۲-۹-۱- نشست فنداسیون در خاکهای درشتدانه۲۲
۲-۹-۲- نشست فنداسیون در خاکهای ریزدانه۲۳
۲-۱۰- مروری بر کارهای مشابه انجام شده۲
۲-۱۰-۱۰ مطالعات انجام شده برای اندازه گیری نشست در حین ساخت ساختمان۲۵
۲-۱۰-۲- مطالعات پیشین انجام شده برای اندازه گیری نشست در حین ساخت خاکریز یا سد خاکی ۳۰
۲-۱۰-۳- مطالعات پیشین انجام شده برای اندازه گیری نشست در حین ساخت تونل و کانال۳۵

	مال بار در خاکهای	شست در حین اعم	برای اندازهگیری ن	پیشین انجام شده	۲-۱۰-۴- مطالعات
۳۶.				••••••	شمع گذاری شده

فصل سوم : تئوری های مربوط به ظرفیت باربری و نشست
۳-۱- تئوری های مربوط به ظرفیت باربری۴۲
۲-۱-۳ تئوری prandtl _ برای تعیین ظرفیت باربری نهایی _ توزیع تیلور
۳-۱-۳ تئوری ظرفیت باربری Terzaghi
۴-۱-۳ معادلهی ظرفیت باربری Meyerhof
۲۵-۱-۳ معادلهی ظرفیت باربری Hansen (معادلهی ظرفیت باربری عمومی)
۵۴۵۲ تاثیر اثرات مقیاسی در ظرفیت باربری۵۴
۳-۳- تئوری های مربوط به تعیین ظرفیت باربری مجاز با استفاده پارامترهای لرزهای۵۵
۳-۴- کاربرد تئوری الاستیسیته برای تغییر مکان فنداسیون های سطحی
 ۶۳ ۶۳
۳-۶-۲- تخمین نشست با استفاده از ضریب تأثیر کرنش ۶۹
۳-۵-۳- نشست الاستیک رس اشباع
۳-۵-۳- تخمین نشست الاستیک با درنظر گرفتن مدل رفتاری غیرخطی و پلاستیکی خاک۷۷
۳-۶- نشست تحکيم اوليه
۳-۶-۲- عناصر تحکیم
۳-۶-۲- اثر مدت زمان ساخت در محاسبهی نشست تحکیم
۳-۶-۳- تأثیر حالت سه بعدی در نشست تحکیمی اولیه۹۱
۹۳-۰۰- بررسی پارامترهای اساسی در مدلسازی از طریق تئوریهای ارائه شده۹۹
۹۴-۱-۷-۳ مدول یانگ (الاستیسیته) E
۳–۷–۲ نسبت پوآسن (۵) ۹۵
۳-۷-۳- زاویه اصطکاک (φ)۹۵
۹۶-۲-۷-۳ چسبندگی (C)
۳-۷-۳- زاویهی اتساع (Ψ)۹۸
فصل چهارم: نحوهی مدل سازی، مقایسه و تفسیر نتایج
۴-۱- نحوهی مدلسازی در نرم افزار
۲-۴- آشنایی مختصر با نرم افزار Plaxis 3D Foundation
۴–۳– مدلسازی رفتار خاک

خاک رس	۴-۹-۷- مقایسه و تفسیر نمودارهای فشار آب حفرهای – زمان در پیهای گسترده و نواری در ۰
۱۳۸	اشباع با نسبتهای بیش تحکیمی (OCR=۱, OCR=۳, OCR=۸)
۱۴۰	۴–۱۰ - تخمین نشست آنی در نرم افزار۴
144	۴–۱۱– مقایسهی نتایج بهدست آمده از نشست از محاسبات دستی با نرم افزار
149	۴-۱۲- تاثیر مراحل ساخت در ظرفیت باربری۴
149	۴–۱۳– صحت سنجی نرم افزار
۱۴۷	فصل پنجم: نتیجه گیری و پیشنهادات
۱۴۸	۵-۱- نتیجه گیری
۱۵۰	۵–۲– پیشنهادات
۱۵۱	مراجع

فهرست علایم و نشانهها

علامت اختصارى

عنوان

А	پارامتر فشار آب حفرهای
a _v	ضريب قابليت فشردكى
В	حداقل بعد پی
B'	نصف حداقل بعد پی
B _{eq}	قطر معادل پی دایرہای
С	چسبندگی
Cc	نشانهی فشردگی، ضریب خمیدگی
Cs	نشانەي تورم
Cv	ضريب تحكيم
Cu	مقاومت برشی زهکشی نشده، ضریب یکنواختی
CPT	آزمايش نفوذ مخروط
CRL	آزمایش بارگذاری با سرعت ثابت
C_1	ضریب تصحیح عمق مدون پی
Cr	ضريب تصحيح خزش خاک
d	قطر پی، نشست مجاز
D_{f}	عمق مدون پی
Dr	تراکم نسبی
$d_c d_{\gamma} d_q$	ضرایب عمق
Е	مدول الاستيسيته
Ec	مدول محدود شده (اودئومتریک)
E _{oed}	مدول محدود شده (اودئومتریک)
E _{sat}	مدول الاستيسيته اشباع
Eunsat	مدول الاستيسيته غيراشباع
Ef	مدول الاستيسيته پی
Es	مدول الاستيسيته خاک
E'	مدول الاستيسيته زهكشى شده

علامت اختصاري

عنوان

e	نسبت تخلخل
e.	نسبت تخلخل در ابتدای تحکیم
ef	نسبت تخلخل در انتهای تحکیم
eL	نسبت تخلخل در حد روانی
F.S , n	ضريب اطمينان
f	نسبت تنش برشى اوليه
G	مدول برشی
g	شتاب گرانش زمین
Gs	چگالی دانههای جامد
Н	ضخامت لایهی خاکی
H _{dr}	حداکثر مسافت زهکشی
Ic	ضریب تاثیر شکل در زیر مرکز پی
IE	ضريب تصحيح عمق مدفون فنداسيون
I _F	ضريب تصحيح صلبيت فنداسيون
If	ضریب تاثیر عمق مدفون پی
I _G	ضريب تاثير براى تغييرات مدول الاستيسيته
Ii	ضریب تاثیر تابع نسبت (L/B)
I_q	ضريب تاثير Foye
Is	ضریب تاثیر شکل پی
Iz	ضریب تاثیر کرنشی پی
К	مدول بالک خاک
Ku	مدول بالک خاک زهکشی نشده
Io	ضريب تاثير تغيير مكان
Ko	ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون
K _f	سختي فنداسيون
Kp	صریب فشار مقاوم خاک
Ks	ضريب عكس العمل بستر
Kz	ضریب نفوذیذیری قائم خاک
L	وي . در پ يرک ۲۰ طوا , يہ ,

علامت اختصاري

ستونهای سیمانی آهکی
تعداد نقاط سهيم
ضريب تغيير حجم
مکانیزم پایداری زمین
پوكى
ضرایب ظرفیت باربری
ضرایب اصلاح شدہ ظرفیت باربری
نسبت بیش تحکیمی
کل بار خالص ساخت
شاخص خمیری
زهکش عمودی پیش ساخته
فشار موثر خالص، بار در واحد سطح
ظرفیت باربری مجاز خالص
ظرفیت باربری مجاز
ظرفیت باربری نهایی
ظرفیت باربری نهایی خالص
فشار موثر روباره
اختلاف بین بار اعمال شده روی پی و تنش موثر خاک اطراف آن
ظرفیت باربری نهایی
ضریب کاهش ظرفیت باربری
نشست تحكيم
نشست الاستيك
نشست کل
آزمایش نفوذ استاندارد
درجهی اشباع
اندرکنش خاک و سازه
ضرایب شکل

ت اختصاری	علام
-----------	------

t _m	زمان اصلاح شده
T _v	عامل زمان
$(U_a - U_w)$	مکش
u	فشار آب حفرهای
Uz	درجەي تحكيم
uu	شرايط تحكيم نيافته زهكشي نشده
V_{f}	حجم فنداسيون
V _p	سرعت موج-p
Vs	سرعت موج برشی
Z	عمق
У	وزن مخصوص خاک
Ysat	وزن مخصوص خاک اشباع
Yunsat	وزن مخصوص خاك غيراشباع
Ysat	وزن مخصوص خاک اشباع
Ϋ́s	وزن مخصوص بر اساس موج برشی
Ур	وزن مخصوص بر اساس موج– p
γο	وزن مخصوص خاک مرجع
Уw	وزن مخصوص آب
K	مدول بالک خاک
υ	نسبت پوآسن
ω	درصد رطوبت
Wopt	درصد رطوبت بهينه
ω _{sat}	درصد رطوبت اشباع
φ	زاویه اصطکاک
ϕ'	زاویه اصطکاک موثر
φ _u	زاویه اصطکاک زهکشی نشده

علامت اختصارى

σ'_{oct}	تنش موثر اوكتاهدرال
σ'_{v}	تنش موثر قائم
$\sigma'_{\rm f}$	تنش موثر نهایی
σ'c	بیشترین تنش موثری که نمونه تا بهحال تحمل کرده
$\Delta \sigma'$	اضافه تنش موثر
$\Delta\sigma_t$	افزایش تنش در بالای لایه
$\Delta \sigma_b$	افزایش تنش در پایین لایه
$\Delta\sigma_m$	افزایش تنش در وسط لایه
β	نسبت مدول گیبسون، پارامتر اتصال، ضریب کاهشی
α	پارامتر اتصال
Ψ	زاويه اتساع
ρ	چگالی
p(strip)	ضریب تصحیح پی نواری
ho(circular)	ضریب تصحیح پی دایرهای
ρ	نسبت نشست
Δt	گام زمانی
Δu	اضافه فشار آب حفرهای
σ'.	تنش موثر درجا
Т	زمان
t	زمان، ضخامت
tc	زمان ساخت یا زمان اعمال بار
Eu	مدول الاستيسيته زهكشى نشده
L'	نصف طول پی

فهرست جداول

جدول ۲-۱: پتانسیل برای هر بخش از نشست بر اساس نوع خاک Holtz (۱۹۹۱) [۱۷]
جدول ۳–۲: روابط ارائه شده برای محاسبهی Nc در حالت زهکشی شده۵۱
جدول ۳–۳: روابط ارائه شده برای محاسبهی Nc در حالت زهکشی نشده۵۱
جدول ۳–۴: روابط ارائه شده برای محاسبهی Nq
جدول ۳–۵: روابط ارائه شده برای محاسبهی Nγ
جدول ۳–۶: روابط ارائه شده برای محاسبهی ضرایب عمق dydqdc
جدول ۳–۷: روابط ارائه شده برای محاسبهی ضرایب شکل <i>SySqSc</i>
جدول ۳-۸: ضریب اطمینان،n، برای انواع خاکها وسنگها [۸۰]
جدول ۳–۹: ارتباط بین پی انعطاف پذیر و صلب در نقاط مختلف. Bowles (۱۹۸۷)[۱]
جدول ۳–۱۰: روابط ارائه شده برای K ₀
جدول ۳–۱۱: تعدادی از روابط برای محاسبهی C_{c} و C_{s}
جدول ۳–۱۲: تغییرات ضریب فشار آب حفرهای A با میزان تحکیم یافتگی رس [۶۷] ۹۲
جدول ۴–۱: خصوصیات خاکهای رس بهدست آمده از محاسبات
جدول ۴–۳: مشخصات بتن برای پی[۱۴۹].
جدول ۴-۴: ظرفیت باربری بهدست آمده از محاسبات، برای رسهای اشباع و غیراشباع در پی گسترده ۱۱۸
جدول ۴–۵: ظرفیت باربری بهدست آمده از محاسبات، برای رسهای اشباع و غیراشباع در پی نواری ۱۱۸
جدول۴-۶: ظرفیت باربری بهدست آمده از محاسبات، برای ماسههای اشباع و غیراشباع در پیهای گسترده
و نواری
جدول ۴-۷: مقادیر نشستهای آنی، تحکیم و انتهای ساخت (نشست کل) در رسها
جدول ۴–۸: تغییرات نشست در ماسههای اشباع و غیراشباع با توجه به نوع پی
جدول ۴–۹: مقایسهی بین نتایج نرم افزار و محاسبات با روابط نظری در پی گسترده روی انواع رسها ۱۴۴
جدول ۴–۱۰: مقایسهی بین نتایج نرم افزار و محاسبات با روابط نظری در پی نواری روی انواع رسها ۱۴۵
جدول ۴–۱۱: مقایسهی بین نتایج نرم افزار ومحاسبات با روابط نظری در پیهای نواریوگسترده روی انواع
ماسەھا
جدول ۴–۱۲: مقایسهی نشست آنی در پیهای گسترده و نواری دررسهای اشباع از طریق نرم افزار و

فهرست اشكال

شکل۲-۱: گسیختگی برشی عمومی براساس vesic (۱۹۷۳) [۱۴]
شکل۲-۲: گسیختگی برشی موضعی براساس vesic (۱۹۷۳) [۱۴]
شکل ۲-۳: گسیختگی برشی سوراخ کننده براساس vesic (۱۹۷۳) [۱۴]۱۵
شکل ۲-۴: اشکال مختلف گسیختگی در پیهای نمونه در ماسه براساس vesic (۱۹۷۳) [۱۴]
شکل ۲-۵: منحنی بار – نشست فنداسیون سطحی. دکتر ابوالفضل اسلام ۱۳۸۵ [۱۶]
شکل ۲-۷: ساختار خاک زیرین و اطراف پی منفرد در مراحل مختلف افزایش بارگذاری براساس vesic (۱۹۷۳) [۱۴]
شکل ۲-۸: رابطهی شدت تنش (بار) - نشست در خاک براساس vesic (۱۹۷۳) [۱۴]
شکل ۲-۹: خصوصیات خاک نواحی مختلف شانگهای.J.J.Chen et al (۲۰۰۵)
شکل ۲-۱۰: نشست خاکریز در حین ساخت. X.W. Tang et al [۳۵]
شکل ۲–۱۱: نشست سد خاکی جادهای در حین ساخت.Edyta Malinowska et al (۲۰۰۶) [۳۶] ۳۳
شکل ۳–۱: تعادل پلاستیکی prandtl (۱۹۲۰) [۴۵]
شکل ۳-۲: نظریهی ترزاقی (۱۹۴۳) [۴۷]
شکل ۳-۳: گوه نفوذ تعادل و منحنیهای مربوط به ضرایب ظرفیت باربری NyNqNc ترزاقی (۱۹۴۳)[۴۷] ۴۵
شکل ۳-۴: ضرایب ظرفیت باربری Meyerhof (۱۹۵۳) [۴۸]
شکل ۳-۵: ضرایب ظرفیت باربری Hansen (۱۹۶۹) [۸]
شکل ۳-۶: ستون خاکی و پارامترهای مربوط به آن. Keceli (۲۰۰۰)[۷۶]
شکل ۳–۷: فشار تماسی و نشست فنداسیون صلب و انعطافپذیر روی خاک چسبنده و دانهای Holtz (۱۹۹۱)[۱۷]
شکل ۳–۸: ضریب تاثیر If برای فنداسیونی در عمق Bowles .Df (۱۹۷۷)[۱]
شكل ٣-١٠: تغييرات مدول الاستيسيته با عمق بر اساس پارامتر Boswell and Scott .n (١٩٧٥) [١٠٥] ۶٩

نمودار ۳-۴: توزیع آزمایشگاهی و نظری ضریب تاثیر کرنش عمودی زیر مرکز پی دایرهای بارگذاری شده براساس (۱۹۷۰) Schmertmann (۱۹۷۰)[۲1].
شکل ۳–۱۱: نمودار اصلاح شده ضریب تاثیر کرنش .Schmertmann et al (۱۹۷۸) [۹۰]
شکل ۳-۱۲: محاسبه نشست تحکیمی با استفاده از روش تقسیمبندی لایه. Braja M. Das (۲۰۰۸) [۱۱۱]. ۸۲
شکل ۳-۱۳: تغییرات Ic با n _۱ و n _۱ او (۲۰۱۶) Braja M. Das .m]
شکل ۳-۱۴: بارگذاری یکنواخت نواری روی تودهی نیمه بینهایت ارتجاعی. Braja M. Das (۲۰۰۸)[۱۱۱]. ۸۳
شکل ۳–۱۵: تغییرات $\Delta \sigma / zq$ با ۲۲/B و ۲۲/B برای بارگذاری نواری. Braja M. Das (۲۰۰۸) ۲۱۱۱]. ۸۴
شکل ۳–۱۶: تخمین ضریب نفوذپذیری با توجه به درصد رطوبت و نسبت تخلخل خاک. ۸۸ (۲۰۱۳) Knut H and Andersen (۲۰۱۳)
شکل ۳–۱۷: نسبت نشست برای بارگذاری دایرهای و نواری. Braja M. Das (۲۰۱۶]
شکل ۳–۱۸: مقادیر درون یابی شده (Leonards .k _{cr(oc}) [۱۲۴]
شکل ۴-۱: شمای کلی مدلسازی ابعاد خاک
شکل ۴-۲: نحوهی مشبندی پی گسترده در نرم افزار Plaxis 3D Foundation
شکل ۴-۳: نحوهی مشبندی پی نواری در نرم افزار Plaxis 3D Foundation
شکل ۴-۴: شمای کلی از پی گسترده در نرم افزار Plaxis 3D Foundation
شکل ۴–۵: شمای کلی از پی نواری در نرم افزار Plaxis 3D Foundation
شکل ۴-۶: مرحلهی تعریف دیوار گلدانیها در ارتفاع ۶٫۶- از سطح زمین
شکل ۴-۷: تعریف پی در ارتفاع ۱٫۸- از سطح زمین
شکل ۴-۶: شماتیک مدل رفتاری موهر-کلمب [۱۲۷].

فهرست نمودارها

نمودار ۲-۱: تغییرات IG با β و ۸۴ Mayne and Poulos ا (۱۹۹۹)
نمودار ۲-۳: تغییرات ضریب تصحیح صلبیت IF با ضریب انعطاف پذیری K _F ، Mayne and Poulos (K _F) (۱۹۹۹)
نمودار ۳–۳: تغییرات ضریب تصحیح عمق مدفون I _E با Mayne and Poulos ، Df (۱۹۹۹)[۸۴].
نمودار ۳-۴: توزیع آزمایشگاهی و نظری ضریب تاثیر کرنش عمودی زیر مرکز پی دایرهای بارگذاری شده بر اساس Schmertmann (۱۹۷۰)[۲۱].
نمودار ۳-۵: نمودار ضریب تاثیر کرنش توسط Terzaghi, Peck and Mesri (۱۹۹۶)[۲۴]
نمودار ۲-۶: تغییرات (I' _z /I _z) با ۲۳. (۲۳.)[۲۴](۱۹۹۶) Terzaghi, Peck and Mesri D _f /B).
نمودار ۲–۲: برای بهدست آوردن ضرایب تصحیح _۹ ۰ و ^۱ ۹ ما Christian and Carrier (۱۹۷۸)[۱۰۸].
نمودار ۳–۸: رابطهی بین f و CR. OCR (۱۹۷۱) D'Appolonia et alOCR. رابطهی بین f
نمودارهای ۳–۹: رابطهی بین ρ و ρ اکثر (۱۹۷۱) D'Appolonia et al. q/qu
نمودارهای ۳–۱۰: ضریب تاثیر برای نشست غیرخطی. (a) پی نواری; (b) پی مربعی ; (c) پی مستطیلی با نسبت ۲۸ ۷۸ (L/B=۲).
نمودارهای ۲–۱۱ : (a) Iq (a) محاسبه شده برای پارامترهای خاک در کف پی ; (Iq (b) محاسبه شده برای پارامترهای میانگین خاک. Foye et al (۲۰۰۸)[۱۰۰].
نمودار ۳–۱۳: تغییرات ضریب k براساس OCR و OCR و Duncan and Buchignani , Pi (۱۹۷۶) [۱۲۵]
نمودار ۴-۱: نمودارهای نشست-زمان در رسهای اشباع با نسبتهای بیش تحکیمی ,T=۳, OCR=۱, OCR=۳) (۸=۸) در پیهای گسترده
نمودار ۴-۲: نمودارهای نشست-زمان در رسهای اشباع با نسبتهای بیش تحکیمی ,OCR=۱, OCR=۳) (۸=۸) در پیهای نواری
مودار ۴-۳: نمودارهای نشست – زمان در رسهای غیراشباع با نسبتهای بیش تحکیمی ،OCR=۱، OCR=۳) (۸=۸) در پیهای گسترده
نمودار ۴-۴: نمودارهای نشست – زمان در رسهای غیراشباع با نسبتهای بیش تحکیمی (OCR=۱) OCR=۳, OCR=۸) در پیهای نواری

نمودار ۴-۵: مقایسهی نمودار نشست – زمان در پیهای گسترده در خاکهای رس اشباع و غیراشباع با نسبتهای بیش تحکیمی (OCR=۱, OCR=۳, OCR=۸)
نمودار ۴-۶: مقایسهی نمودار نشست – زمان در پیهای نواری در خاکهای رس اشباع و غیراشباع با نسبت های بیش تحکیمی (OCR=۱, OCR=۳, OCR=۸)
نمودار ۴-۷: مقایسهی نمودارهای نشست – زمان در پیهای گسترده و نواری در خاک رس اشباع با نسبت های بیش تحکیمی (OCR=1, OCR=۳, OCR=۸) با یکدیگر
نمودار ۴-۸: مقایسهی نمودارهای نشست – زمان در پیهای گسترده و نواری در خاک رس غیراشباع با نسبتهای بیش تحکیمی (OCR=۱, OCR=۳, OCR=۸) با یکدیگر
نمودار ۴-۹: مقایسهی نمودارهای نشست – زمان در پیهای گسترده و نواری در خاک ماسهای غیراشباع با یکدیگر
نمودار ۴–۱۰: مقایسهی نمودارهای نشست – زمان در پیهای گسترده و نواری در خاک ماسهای اشباع با یکدیگر
نمودار ۴–۱۱: مقایسهی نمودارهای فشار آب حفرهای – زمان در پی گسترده در خاک رس اشباع با نسبت های بیش تحکیمی (OCR=1, OCR=۳, OCR=۸)
نمودار ۴–۱۲: مقایسهی نمودارهای فشار آب حفرهای – زمان در پی نواری در خاک رس اشباع با نسبتهای بیش تحکیمی (OCR=1, OCR=۳, OCR=۸)
نمودار ۴-۱۳: نشست آنی پی گسترده در رسهای اشباع
نمودار ۴–۱۴: نشست آنی پی نواری در رسهای اشباع
نمودار ۴–۱۵: نشست آنی پی گسترده در رسهای غیراشباع
نمودار ۴-۱۶: نشست آنی پی نواری در رسهای غیراشباع
نمودار ۴–۱۷: نشست آنی پیهای گسترده و نواری در ماسههای اشباع و غیراشباع

فصل اول



1-1- مقدمه

بار تمام سازه های مهندسی متکی به زمین باید توسط نوعی عنصر واسطهای به نام پی تحمل شود. پی بخشی از یک سیستم مهندسی است که بارهای تحمیلی و وزن خود را به خاک یا سنگ زیرین و به درون آن انتقال میدهد. بدین ترتیب، افزون بر تنشهای موجود در تودهی خاک که از وزن خود خاک و تاریخچهی ژئوتکنیکی ناشی میشوند، تنشهای دیگری نیز (به جز در سطح زمین) ایجاد میشوند. خاک بستر این سازههای مهندسی بدون آن که دچار گسیختگی برشی شود، باید بارهای ناشی از سازهی مهندسی روی خود را تحمل نماید. موجنین نشستهای حاصل شده نیز باید در حد تحمل سازه باشد، زیرا نشستهای بیش از سازه ای از اهمیت و ضرورتی خاص برخوردار است. با توجه به مطالب یاد شده، اهمیت بررسی طرفیت باربری و نشست خاک ایجاب میکند که تخمین دقیقی از آنها در رابطه با سازهی موردنظر در دست باشد [1].

نشست سازهها بر اثر تغییر شکل و جابهجایی زمین، تغییر حجم خاک بستر و یا زیرسازه تحت تنشهای حاصل از بارگذاری و باربرداری بهوقوع می پیوندد. نشست پی در خاکهای ریزدانه با دقت کمتری نسبت به توان باربری آنها به دست می آید زیرا تخمین نشست در آنها به عوامل متعددی وابسته است که توجیه رفتار آنها نیازمند به قضاوت مناسب مهندسی است. از مهمترین عوامل در این مورد، شرایط مرزی و درجهی اشباع و تخمین میزان فشار پیش تحکیمی بوده که مربوط به حداکثر فشاری است که به حال به خاک وارد شده است. برای خاکهای ریزدانه اعم از لای و رس نزدیک به اشباع و یا اشباع، ضریب نفوذ پذیری کم می باشد. وقوع نشست در آنها به علت کندی محو اضافه فشار آب منفذی مربوط به بارگذاری و متعاقب آن کاهش تخلخل نیازمند زمان نسبتا طولانی بوده و در نتیجه پیشبینی مقدار نشست و زمان لازم در محاسبات، از اهمیت زیادی برخوردار است. نشست سازه مستقر بر خاکهای درشتدانه عموما با فرمولهای تجربی بهدست میآید. نشستها در این خاکها اغلب به سرعت و در حین ساخت پس از اعمال حداکثر بار اتفاق میافتد. نشستهای دراز مدت در مورد این بارها قابل صرفنظر 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)تعییر شرایط سطح آب زیرزمینی، وقوع زلزله، انفجار، وجود و یا تشکیل حفرهها و فضاهای خالی در زیرزمین و سیل حادث گردد که در این گونه موارد روابط و فرمولهای تجربی کفایت ننموده و باید معیارهای دیگری در طراحی مد نظر قرار گیرند [۱۰٫۲].

رفتار خاکهای غیر اشباع وابستگی قابل توجهی به درجهی اشباع آن دارد و در اثر افزایش درجهی اشباع، مقاومت آنها کاهش مییابد. با توجه به اینکه در طبیعت غالبا با خاک غیر اشباع سروکار داریم، اهمیت مطالعه خاکهای غیراشباع پررنگ ترشده تا آنجا که پیش بینی رفتار خاک غیر اشباع به عنوان یک مبحث علمی مهم نظر بسیاری از محققین دهههای اخیر را به خود معطوف داشته است. در مواقعی که خاک اشباع است، بحث زهکشی بودن یا زهکشی نبودن آن مطرح است. زمانی که شرایط زهکشی نشده باشد در صورتی که خاک زیر پی رس باشد پدیده ی آپلیفت نیز مد نظر قرار دارد و در صورتی که خاک زیر پی ماسهای باشد پدیده ی روانگرایی هنگام زلزله مورد توجه قرار می گیرد.

۲-۲- دامنه و هدف تحقيق

در این پژوهش سعی می شود تا تاثیر مراحل ساخت سازه بر ظرفیت باربری و نشست پیهای نواری و PLAXIS 3D . گسترده بر روی خاکهای دانهای و ریزدانهی اشباع و غیراشباع با استفاده از نرم افزار FOUNDATION مدلسازی شود. در این پژوهش خاک ریزدانهی رسی با سه نسبت بیش تحکیمی متفاوت یعنی FOUNDATION و OCR=۸ در حالت اشباع و غیراشباع مورد ارزیابی قرار می گیرد. با توجه به این که نمونه آزمایشگاهی خاک رسی با این شرایط در دسترس نبود، به وسیلهی روابط نظری تاثیر افزایش نسبت بیش تحکیمی در پارامترهای خاک رس به دست آورده شده و بر اساس آن مدلسازی انجام شده است.

برای انجام این پژوهش ابتدا مطالعات اولیه در رابطه با موضوع انجام شده است، سپس مروری بر تحقیقات اخیر صورت گرفته است و پس از آن به بررسی تئوریهای مربوط به ظرفیت باربری و نشست پرداخته شده است. بعد از مراحل مطالعاتی و نظری چگونگی نحوهی مدلسازی، مقایسه و تفسیر نتایج ارائه گردیده است.

۱-۳- فصل بندی پایان نامه

فصل اول: در این فصل ابتدا کلیاتی از اهمیت پیها، ظرفیت باربری و نشست خاک آورده شده است و سپس کلیاتی از رفتار خاکهای درشتدانه و ریزدانهی اشباع و غیراشباع تحت بارگذاریهای زهکشی شده و زهکشی نشده آورده شده است پس از آن دامنه و هدف تحقیق و چگونگی پروسهی آن ذکر شده است.

فصل دوم: در این فصل سعی شده است تا شرح کاملی از تاریخچهی روشهای تحلیلی ظرفیت باربری و نشست و نحوهی تعیین آنها در شرایط مختلف برای انواع خاکها و پیها ارائه شود و پس از آن مروری بر کارهای مشابه انجام شده توسط محققین دیگر صورت گرفته است آورده شده است.

فصل سوم: در این فصل همانند فصل قبل نیز سعی شده است تا شرح کاملی از نظریهها و روابط مختلف مربوط به ظرفیت باربری و نشست که از گذشته تا کنون ارائه شده است آورده شود و پس از آن پارامترهای اساسی در مدلسازی از طریق تئوریهای ارائه شده مورد بررسی قرار گرفته است. فصل چهارم: در این فصل نحوهی چگونگی مدلسازی در نرم افزار Plaxis 3D Foundation، نحوهی بدست آوردن خصوصیات خاکهای رس اشباع و غیراشباع با نسبتهای بیش تحکیمی مختلف، محاسبات دستی مربوط به نشست و ظرفیت باربری، مقایسه و تفسیر نمودارهای بهدست آمده از نرم افزار Plaxis 3D Foundation برای پیهای گسترده و نواری، در خاکهای مختلف آورده شده است.

فصل پنجم: در این فصل با توجه به خروجیها و نتایج بهدست آمده از فصل چهارم نتیجه گیری و پیشنهاداتی ارائه شده است.

فصل دوم

مروري برتحقيقات اخير

۲-1- شرح کلیاتی از تئوری ظرفیت باربری

۲-۱-۱- مقدمه

خاک باید بدون آن که دچار گسیختگی برشی شود، توانایی تحمل بارهای ناشی از سازهی مهندسی روی خود را داشته باشد و در ضمن نشستهای حاصل در حد تحمل سازه باشد. یکی از موارد مهم در طراحی یک پی، عدم گسیختگی خاک زیر آن است [۱]. در طی سالهای گذشته تئوریهای ظرفیت باربری متعددی برای تخمین ظرفیت باربری نهایی فنداسیونهای سطحی پیشنهاد شده است. به دلیل پیچیدگی حل کامل مسائل با توجه به ارضای معادلات تعادل، سازگاری و رفتاری نیاز به روش هایی که بتوان توسط آن بار حدی را بدون نیاز به حل کامل به دست آورد همواره مورد توجه محققین بوده است. با به کارگیری تئوری های خمیری خاک می توان از برخی شرایط تعادل و سازگاری صرفنظر نمود و در مقابل به جای یک جواب واحد، مرزی برای بار نهایی می توان قائل شد. باتوجه به این که پروفیل مقاومتی خاک زیر پی بهویژه خاک های رسی ناهمگن است در نتیجه تعیین روش تحلیل و شرایط خاک مورد مطالعه از نخستین گام های محاسبه ظرفیت باربری محسوب می شود. در این بخش سعی شده شرح مختصری از تاریخچه و تئوری های تحلیلی برای محاسبه ظرفیت باربری که توسط محققین

۲-۲- تاریخچه روشهای تحلیلی (تحلیل پایداری) ظرفیت باربری

روش های تحلیلی ظرفیت باربری را میتوان به طور کلی به سه دسته روش خطوط لغزش (یا خطوط مشخصه)، روش تعادل حدی و روش آنالیز حدی تقسیم بندی نمود. ابتدا کولمب ^۱در سال ۱۷۷۳ با ارائهی نظریهای اولین مفاهیم پلاستیسته در خاک را مطرح کرد. کولمب ضمن استفاده از مفهوم تعادل خمیری

^{&#}x27; - Coulomb

در حالت حدی، فشـار جانبی خاک را بر دیوارهای حائل بهدسـت آورد پس از او رانکین ^۱درسـال ۱۸۵۷ تعادل خمیری تودهای نامحدود از خاک را در حالت حدی تحلیل نمود [۳،۴].

۲-۲-۱- روش خطوط لغزش

به دنبال مطالعات کولمب و رانکین نخستین بار Kooter (۱۹۰۳) با ارائه معادلات تعادل در حالت خمیری و انتقال آنها به سیستمی منحنیالخط، معادلات مسأله خطوط لغزش برای تغییر شکلهای صفحهای ارائه نمود که در این روش معادلات دیفرانسیل تعادل تنشها بر روی خطوط لغزش حل میشود [۵]. این روش توسط Reissner (۱۹۲۴) و Novotortsev (۱۹۳۸) برای به دست آوردن ظرفیت باربری خاک تراکم ناپذیر مورد استفاده قرار گرفت [۶،۷]. برای ظرفیت باربری پیهای نواری بر روی خاکهای غیرچسبنده با توجه به زبری کف پی توسط Hansen B and Christensen (۱۹۶۹) ارائه شد [۸]. در مورد ظرفیت باربری پیهای سطحی دایرهای بر روی خاکهای چسبنده ضعیف النا (۱۹۵۰) و همچنین خاکهای چسبنده اصطکاکی Cox (۱۹۶۲) و ۱۹۶۵) (۱۹۶۹) و اعکا (۱۹۷۵) با استفاده از روش خطوط لغزش مطالعات خود را انجام دادند [۹،۱۰،۱۱۲].

۲-۲-۲ روش تعادل حدی

پرکاربردترین روش برای بهدست آوردن ظرفیت باربری روش تعادل حدی میباشد که اولین بار کولمب در اواخر قرن هجدهم این روش را به کار برد. در این روش سطوح گسیختگی سادهای بهصورت تقریبی فرض میشود و سپس بار حدی به کمک حل معادلات تعادل نیرو در توده در حال گسیختگی تعیین می گردد و مقدار بهینه این بار با تغییر سطوح گسیختگی بهدست می آید. راه حل ارائه شده توسط ۱۹۴۳) (۱۹۴۳) بر این روش استوار است. ترزاقی سطوح گسیختگی را بهصورت منحنی اسپیرال لگاریتمی پیشنهاد کرد و مایرهوف در سالهای بعد آن را توسعه داد. در راه حلهای مبتنی بر تعادل حدی، مکانیزم گسیختگی به

^{&#}x27; - Rankine

این گونه است که بخشی از توده خاک بدون فشرده شدن بر روی بخش دیگری از خاک حرکت میکند. در این حالت خطوط گسیختگی در فصل مشترک این دو تشکیل میشود [۳]. بسیاری از تئوریهای ارائه شده تا به امروز بر مبنای مکانیزم پراندل و ترزاقی بسط داده میشود و شرح مختصری از آن تئوریها در فصل سوم آورده شده است.

۲-۳- روشهای تحلیل پیهای گسترده و نواری

تحلیل پیهای گسترده عموما به دو روش صلب و غیرصلب (انعطاف پذیر) صورت می گیرد. درفرض صلبیت فندانسیونها درمورد پیهای منفرد با توجه به ابعاد متعارف آنها تا حدود زیادی نزدیک به واقعیت میباشد. اما درارتباط با پیهای نواری و گسترده فرض صلبیت کامل پی چندان نزدیک به واقعیت نبوده و دربسیاری از موارد منجر به طراحیهای دست بالا و بعضا نادرست می گردد. راه حل صلب جهت تحلیل پیها به روش سنتی مبتنی برتعادل استاتیکی میباشد. دراین روش فرض میگردد که پی به مراتب صلبتر و سختتر از خاک بستر بوده، بدین معنی که هرگونه تغییر شکل در پی به اندازهای کوچک است که تاثیر معنا داری درتوزیع فشار کف پی ندارد. بنابراین بزرگی و توزیع فشار کف پی فقط بستگی به وزن پی و بار وارده داشته و درصورت اعمال برآیند بارها بر مرکز سطح پی عکس العمل یکنواخت و در غیر این صورت بهصورت غیریکنواخت خطی خواهد بود. با این فرض و توزیع خطی فشار در زیر پی، محاسبه لنگرهای خمشی و نیز تغییر فرم پی برای پیهای منفرد و گسترده ساده خواهد بود. اگرچه این نحوه تحلیل برای پیهای منفرد مناسب میباشد، ولی با این روش نمیتوان پیهای نواری و گسترده را بهدرستی مدل نمود، زیرا نسبت عرض به ضخامت پیهای گسترده خیلی بزرگ بوده و فرض صلبیت نزدیک به واقعیت نخواهد بود و فاقد ارزش است. ازآنجا که در روشهای غیرصلب آثار تغییر شکلهای موضعی پی درعکس العمل خاک زیر پی درنظر گرفته می شود. لذا نیاز به رابطهای بین تنش و جابجایی بوده که این عمل بااستفاده از مدول عکس-العمل بستر لحاظ می گردد و به صورت رابطهی ۲–۱ نشان داده می شود [۲].

$$\mathbf{q} = \mathbf{K} \times \mathbf{S}$$

P: فشار وارده از پی به زمین، S: میزان جابجایی پی، X: ضریب عکس العمل بستر میباشد. ضریب عکسالعمل بستر دارای واحد نیرو برحجم بوده که معمولا از آزمایش بارگذاری صفحه بهدست میآید. از معایب تحلیل غیرصلب پیها این است که استفاده ازآنها تاحدودی پیچیده بوده و با روشهای دستی و ابزارهای معمولی مسیر نیست، زیرا اندرکش خاک – سازه و توزیع تنش درزیر پی به صورت ساده و خطی نمی باشد. لذا جهت تحلیل اندر کنش خاک و پی تعداد مجهولات و معادلات به حدی است که تحلیل دستی مقدور نمی باشد. به هر حال با توجه به حجم قابل توجه معادلات و محاسبات ماتریسی استفاد از کامپیوتر برای آنالیز پیها الزامیست. دراین گونه نرم افزارها اندرکش پی نواری یا گسترده با خاک زیر پی توسط بستری از فنرها با سختی معادل مدل می شوند. بخشهایی از پی که تغییر شکل بیشتری را متحمل می شوند. فشارهای بیشتری را درفنرها پدید آورده که مبین عکس العمل بیشتر بستر خواهد بود [7].

4-4- انواع گسیختگیها در خاک در بار نهایی

(1 - 7)

هر خاکی مقادیر مختلفی بارپذیری دارد، حداقل فشاری و سبب شکست برشی کامل خاک در اطراف پی می شود ظرفیت نهایی بارپذیری خاک نامیده می شود. اگر فشار وارد بر پی به آرامی و اندک اندک آنقدر افزایش یابد تا به ظرفیت نهایی بارپذیری خاک برسد، خاک اطراف پی از حالت تعادل الاستیکی (کشسانی) به حالت تعادل پلاستیکی (خمیری) تغییر می نماید. این تغییر از لبه های اطراف پی شروع شده و به تدریج به اطراف داخل پی و به سمت پائین و در پائین به اطراف و جوانب پی منتقل می شود تا اینکه خاک بین سطح شکست و تراز نهایی زمین رسیده و تعادل پلاستیکی برقرار شود. در این حالت یک شکست برشی کامل اتفاق و پی در درون خاک شکسته می شود. در ارتباط با بارپذیری خاک وقتی از طریق پی نیرویی به خاک وارد می شود، خاک از طریق تقلیل حجم منافذ خود، تغییر شکل داده و متراکم می شود و چنانچه افزایش نیرو ادامه یابد خاک به حد گسیختگی میرسد. چنانچه قبل از گسیختگی، تغییر حجم قابل توجه و زیادی در خاک پیدا شود و یا در جهت وارد شدن نیرو، تراکم و تقلیل حجم قابل ملاحظهای پیدا شود، دلیل بر وجود یک یا چند نوع گسیختگی ناشی از بارپذیری است. شکست خاک در اثر وارد شدن فشار از طریق پی به دلیل گسیختگی برشی خاک زیر پی است. گسیختگی برشی خاک زیر پی به سه نوع و یا سه شکل اتفاق میافتد؛ گسیختگی برشی عمومی، گسیختگی برشی موضعی و گسیختگی برشی سوراخ کننده. انواع مختلف گسیختگی خاک بستگی به شرایط تراکم پذیری نسبی خاک، شرایط هندسی و شرایط بارگذاری پی دارد [۱۳،۱۴].

۲-۴-۲- گسیختگی برش کلی

گسیختگی برش کلی مربوط به خاکهای متراکم است (درشتدانه یا ریزدانه) که در آنها تراکمپذیری ناچیز و یا کم است. گسیختگی برش کلی یک مرتبه و ناگهانی اتفاق میافتد. گوه مثلثی (شکل ۲–۱) پی در این گسیختگی کاملا مشخص است و سطح شکست به صورت آشکاری از یک گوشه پی به صورت مورب ابتدا به طرف پائین، سپس با طی قوسی به طرف بالا ادامه یافته و تا سطح زمین ادامه می یابد. سطح زمین در اطراف پی متورم شده و بالا میآید. جابه جایی و تغییر فرم خاک معمولا با کج شدن پی به یک طرف همراه است. منحنی بار – نشست نشان می دهد که گسیختگی ناگهانی، در یک لحظه و به صورت منقطع است و شباهت به شکستن اجسام شکننده و ترد دارد. قبل از گسیختگی، مقاومت کامل برشی خاک در امتداد سطح شکست به وجود میآید و منحنی بار – نشست برای درصد قابل توجهی از طول آن نزدیک به خط مستقیم و دارای ضریب زاویه ثابتی است و پس از آن نیز با افزایش فشار، منحنی تغییر جهت آرام و یکنواختی داده و تا رسیدن به ظرفیت باربری نهایی (یا) ادامه می یابد و پس از آن شیب منحنی نزدیک به خط قائم خواهد شد. تحت تاثیر تنش کنترل شده (مثلا بارهای مرده یا بارهای ساختمانی) با افزایش محنوایی را بر بعد از (یو)) ممکن است باعث تغییر شکل قائم یا مایل متداوم و قابل توجهی گردیده و یا ممکن است باعث گسیختگی ناگهانی گردد. مطابق شکل۲–۱ در وضعیت کرنش کنترل شده (مثلا نفوذ ثابت) تغییر شکل ممکن است حتی با کاهش بار ادامه یابد. فرو رفتن خاک نزدیک فنداسیون معمولا در تمام طول چرخه بارگذاری مشاهده می شود [۱۴].



شکل۲-۱: گسیختگی برشی عمومی براساس vesic (۱۹۷۳) [۱۴].

۲-۹-۲- کسیختگی برشی موضعی
اگر فنداسیون بر روی لایهی ماسهای با تراکم متوسط یا خاک رسی با قوام متوسط قرار گرفته اگر فنداسیون بر روی لایهی ماسهای با تراکم متوسط یا خاک رسی بوشی موضعی سطح گسیختگی از باشد گسیختگی برشی موضعی سطح گسیختگی از اب مهای فنداسیون تا مرز مقاومتی رانکین ادامه مییابد. مقاومت برشی کاملا بر روی سطح گسیختگی از گسیختگی ظاهر میشود (خط ممتد) مطابق شکل ۲-۲ درجه خاصی از فرو رفتگی در کناره ها و مقدار قابل توجهی از تراکم عمودی در زیر فنداسیون وجود دارد. اگر بار فونداسیون باز هم افزایش یابد، شیب نمودار بار - نشست تندتر و نامنظم تر شده و به تدریج سطح گسیختگی افزایش یابد، شیب نمودار بار - نشست تندتر و نامنظم تر شده و به تدریج سطح گسیختگی خاک به سمت بیرون و بالا پیشرفت مینماید [۱۴].



شکل۲-۲: گسیختگی برشی موضعی براساس vesic (۱۹۷۳) [۱۴].

۲-4-3 گسیختگی برشی سوراخ کننده

این گسیختگی درخاکهای با تراکمپذیری پایین مثل ماسه شل یا خاک رسی نرم اتفاق میافتد، تورم خاک در اطراف فنداسیون وجود ندارد و گسیختگی با نشست بسیار زیاد همراه است همچنین الگوی گسیختگی به راحتی قابل تعقیب نیست. معمولا مقداری گسیختگی در اطراف فنداسیون ظاهر میشود. در اینجا کرنش افقی بسیار کمی وجود داشته و فرو رفتگی خاک در اطراف فنداسیون مشاهده نمی شود. نتایج آزمایش برای فنداسیون سطحی مشخص میکند که بارگذاری نهایی به طور قابل توجهی کمتر از حالتی است که فنداسیون عمق بیشتری داشته باشد. به علاوه همانطور که در شکل ۲-۳ نشان داده شده است منحنی بار – نشست برای سطح دارای شیب تندتری نسبت به عمق می-باشد. با وجود تغییر شکل قابل توجه پی، فرو ریختگی ناگهانی و یا کج شدگیها کمتر دیده میشوند [۱۴].



شکل ۲-۳: گسیختگی برشی سوراخ کننده براساس vesic (۱۹۷۳) [۱۴].

vesic (۱۹۷۳) این مدلها را توسعه داد که در آن اشکال گسیختگی را می توان در طول دامنه نسبی برای اعماق نسبی متفاوت نفوذ انتظار داشت، مشخص نموده است. برای مثال یک پی-گذاری روی ماسه ی خیلی سست ممکن است سبب گسیختگی پانچینگ شود، در حالی که همین پیگذاری روی ماسه متراکم ممکن است سبب گسیختگی برشی کلی شود. از طرف دیگر پی گذاری روی ماسه متراکم ممکن است سبب گسیختگی برشی کلی نزدیک سطح شود. در صورتی که در اعماق بیشتر قرار گیرد ممکن است باعث گسیختگی موضعی یا حتی گسیختگی پانچینگ شود (شکل ۲–۴) [۱۴].



شکل ۲-۴: اشکال مختلف گسیختگی در پیهای نمونه در ماسه براساس vesic (۱۹۷۳) [۱۴]

۲-5- ظرفیت باربری مجاز پی

ظرفیت باربری مجار پی ۹۵۱، عبارت است از میزان باری که یک پی، قبل از ایجاد گسیختگی در خاک، میتواند بر خاک اعمال نماید. ظرفیت باربری مجاز پی، در عمل از تقسیم ظرفیت باربری نهایی یا حداکثری بر ضریب اطمینان بهدست میآید که در آن، ظرفیت باربری نهایی یا حداکثری، عبارت است از میزان بار وارده از پی به خاک، که باعث بروز گسیختگیهایی تا سطح زمین گردد [۱۵]. ۹۵۱ را میتوان به صورت رابطه ی۲ – ۲ تعریف نمود:

$$q_{all} = \frac{q_u}{fs} \tag{Y-Y}$$

معمولا ضریب اطمینانی در محدوده ۳ تا ۴ اختیار می گردد. البته بر مبنای شرایط نشست حدی، عوامل دیگری نیز وجود دارند که باید در محاسبه ظرفیت باربری مجاز درنظر گرفته شوند [۱۵].

۲-5-1- ظرفیت باربری مجاز خالص

ظرفیت باربری مجاز خالص، بار نهایی واحد سطح فونداسیون است که خاک می تواند علاوه بر وزن فنداسیون و فشار ناشی از خاکهای اطراف تحمل نماید. اگر اختلاف بین وزن واحد حجم بتن فنداسیون و وزن واحد حجم خاک اطراف را درنظر نگیریم، آنگاه طبق رابطهی ۲-۳ داریم:

$$q_{u(net)} = q_u - q \tag{(7-7)}$$

$$q_{\text{all(net)}} = \frac{q_{u(net)}}{fs} \tag{(-1)}$$

۲-۶- مقاومت مجاز خاک در طراحی پی کلیه نیروهایی که در طول عمر سازه ممکن است بر آن اثر کنند، درنظر گرفته می شوند. بهطور کلی لازم است اثر بارهای ثقلی (یعنی مرده و زنده) و همچنین بارهای جانبی
(باد و زلزله و رانش خاک) در طراحی ہے لحاظ گردد. همچنین طراحی ہے ہای منفرد با فرض صلبیت آنھـا صـورت مــی گیـرد، یعنــی سـختی خمشـی یــی بــه گونــهای اسـت کــه عکـسالعمــل در کف به چگونگی تغییر فرم پی روی بستر بستگی ندارد و عکسالعمل بر اثر بارهای وارده به-صورت خطی یکنواخت و یا غیریکنواخت درنظر گرفته میشود. دیاگرام فشار تماسی فنداسیون q در برابر نشست s یا همان دیاگرام بارگذاری فنداسیون نشان داده شده است. حـداکثر فشار تماسی یا همان فشار لهیدگی که خاک فنداسیون قبل از گسیختگی میتواند تحمل نماید در روی شکل با qu نشان دادہ شدہ است، این فشار ہمان ظرفیت باربری نہایی فنداسیون مے باشد زیرا بعد از این فشار خاک به گسیختگی خود ادامه میدهد بدون اینکه مقاومتی نماید. نشست نظیر این فشار نیز در روی شکل با Su نمایش داده شده است. از طرف دیگر برای درنظر گرفتن عدم قطعیت های موجود در تخمین پارامترهای مقاومت برشی خاک حداقل ضریب اطمینان ۳ بر مقاومت نہایی اعمال میشود کے بے اپن مقدار، ظرفیت باربری مجازیا ایمن مے گوپیم کے مطابق با شکل در نشست نظیر S رخ میدهد. از طرف دیگر برای جلوگیری از اختلال در خدمت دهی و آسیب های احتمالی روسازه، آیین نامه های ساختمانی، ضوابط و مقادیر حدی برای نشستهای مجاز سازههای مختلف تعیین نمودهاند. اگر این میزان نشست Sall 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 فنداسیون مجاز است تحمل نماید باید مقداری باشد که نشستهای 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 مجازیا فشار لهیدگی مجاز خاک اطلاق می شود (شکل ۲–۵) [۱۶].



شكل ۲-۵: منحنى بار – نشست فنداسيون سطحى. دكتر ابوالفضل اسلام ۱۳۸۵ [۱۶].

۲-۷- نحوه تعیین مقاومت مجاز خاک

برای محاسبه مقاومت مجاز خاک باید ببینیم برای یک فشار تماسی مشخص، چه ابعاد فنداسیونی برابر نشست مجاز ایجاد میکند حال این ابعاد را در رابطه ظرفیت باربری قرار داده و ظرفیت باربری ایمن خاک را برای آن ابعاد محاسبه مینماییم اگر ظرفیت باربری ایمن خاک بزرگتر از فشار تماسی در آن عرض مشخص شود، آن مقدار فشار تماسی مقاومت مجاز خاک برای آن ابعاد فنداسیون 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 [۱۶].

۲-8- رابطه بار - تغییر شکل

همانطور که از علم مکانیک پایه میدانیم همه مواد اگر در معرض بار قرار گیرند تغییر شکل خواهند داد و خاک نیز چنین است. اما بر خلاف مواد هموژن دیگر مانند فولاد یا دیگر فلزات، رابطه بار _ تغییر شکل در

خاکها تقریبا قابل پیش بینی نیست. همچنین زمان، فاکتور مهمی در تغییر شکل خاکها است. با این حال، مقدار مشخصی از رفتار الاستیک می تواند حتی در خاکها اندازه گیری شود. در خاکهای بسیار سخت و بسيار سست نيز گاهي رابطه الاستيک بار – تغيير شکل تا رسيدن به مقاومت نهايي آنها ديده مي شود. این مورد تا حدودی مانند رابطه تنش – کرنش برای موادی مانند بتن یا فولاد است. اگرچه درجهی خطی بودن در خاکها با فولاد قابل قیاس نیست، مرحله قبل از تغییر شکل در خاکها، ناشی از تراکم لایه در نتیجه کاهش منافذ بین ذرات خاک میباشد. هنگامی که بار افزایش می ابد به طبع تغییر شکل بیشتری بهوقوع می پیوندد، اما تا حدی با نرخ سرعت بیشتر، به نظر می رسد این افزایش نرخ سرعت ناشی از تمایل به کاهش بیشتر نسبت پوکی و جابهجایی جانبی بیشتر نسبت به تغییر شکل عمودی باشد. با افزایش بیشتر بار، نفوذ عمودی بیش از اندازه و نهایتا گسیختگی برشی لایه خاک بهوقوع خواهد پیوست (تا حدی شبیه به رفتار تنش – کرنش در مواد ساختمانی) شکل ۲–۷ الگوی کلی رابطه بار – تغییر شکل را در خاک در معرض پی منفرد نشان میدهد. در محدودهی الاستیک، مقدار نفوذ پی در شکل ۲–۷–a نسبتا کوچک است (یعنی انتقال خاک زیر و اطراف آن کم است) با افزایش بار، خاک در زیر پی فشردهتر می شود در حالی که اطراف آن پی، همانطور که در شکل ۲–۷–b نمایش داده شده، گرایش به برآمدگی بیرونی و به طرف بالا دارد. این یدیده مطابق شکل ۲–۷–c با افزایش نفوذ یی آشکار می شود [۱۴].



(c)

شکل ۲–۷: ساختار خاک زیر و اطراف پی منفرد در مراحل مختلف افزایش بارگذاری براساس vesic (۱۹۷۳) [۱۰]. شکل ۲–۸ رابطه بار – نشست را برای یک پی منفرد روی لایه خاک نشان می دهد. عموما هیچ قسمتی از منحنی بار – نشست خاکها خط مستقیم نیست. (از این جهت اندازه گیری مدول ارتجاعی E، آسان نیست). به علاوه نقطه تسلیم و مقاومت نهایی نیز به خوبی قابل تعریف نیستند. در برخی موارد، مانند دیا گرام، رابطه بار – نشست نیز برای تعیین مقادیرنقطه تسلیم و مقاومت نهایی در دسترس نیست. فقدان این اطلاعات معمولا به خاطر زمان و هزینه است. گاها، آزمایشات بار در صحرا با صفحات نسبتا کوچک، حدود ۱/۲ تا ۱/۲ متر مربع، انجام می پذیرد. این موضوع به خاطر این است که بارهای بسیار بزرگ، به آزمایشهای فشارهایی که نفوذ عمودی بزرگ را ایجاد می کنند به دست می آید [۱۴].



شکل ۲-۸: رابطهی شدت تنش (بار) – نشست در خاک براساس vesic (۱۹۷۳) [۱۴].

۲-۹- شرح کلیاتی از نشست نشست کل S_t (رابطهی ۲-۲)، از مجموع سه بخش که شامل S_e نشست الاستیک یا آنی S_c نشست تحکیم اولیه S_s نشست ثانویه یا خزشی تشکیل می شود.

$$S_t = S_e + S_c + S_s$$
 (۲–۲)
نشست آنی پس از اعمال بار رخ میدهد و در خاکهای درشتدانه، خاکهای ریزدانهی
غیراشباع و همچنین در ترم کوتاه مدت رسهای زهکشی نشده که بهدلیل نفوذپذیری پایین،
کرنش حجمی آنها ثابت است قسمت اعظم نشست را تشکیل میدهد. در حالت کلی نشست
تحکیمی اولیه پس از نشست آنی رخ میدهد و زمانی که اضافه فشار حفرهای ناپدید شود این
نشست به انجام رسیده است. در خاکهای ریزدانه اشباع در شرایط بلند مدت قسمت اعظم
نشست را نشست اولیه رخ میدهد. نشست ثانویه پس از نشست اولیه رخ میدهد و

علت آن لغزش و تغییر جهت ذرات خاک روی یکدیگر است. در خاکهای خیلی آلی و خاک برگ این نشست، نشست قالب میباشد. Holtz (۱۹۹۱) جدول ۲-۱ را بر اساس پتانسیل نشست در خاکها ارائه داده است [۱۷].

جدول ۲-۱: پتانسیل برای هر بخش از نشست بر اساس نوع خاک Holtz (۱۹۹۱) [۱۷].

نوع خاک	نشست الاستك	نشست تحكيم اوليه	نشست تحكيم ثانويه
ماسەھا	بله	خير	خير
رسها	محتمل	بله	محتمل
خاکهای آلی	محتمل	محتمل	بله

۲-۹-۲- نشست فنداسیون در خاکهای درشتدانه

بیشترین روش ها برای محاسبه ی نشست فنداسیون روی خاک درشتدانه بر اساس تئوری الاستیسیته یا روابط تجربی میباشد. روابط تجربی بین نتایج آزمایش های درجا و نشست فنداسیون توسط افرادی مانند Burland & Buribidg (۱۹۸۵) برپایه ی آزمایش نفوذ استاندارد انجام گرفته است، به طور کلی یک راه حل قابل قبول برای پیش بینی نشست پی های سطحی در خاکهای درشتدانه فراهم می سازد [۱۸].

Gibbnes & Gibbnes (۱۹۹۷) گزارش نتایج حاصل از آزمون بارگذاری در مقیاس کامل برای پنج فنداسیون مربع شکل که روی ماسه قرار داشتند را ارائه کردند که نرخ تغییرات ابعاد پیها از ۱۳×۳۳ تا ۳۳×۳۳ بوده است. دادههای نشست اندازه گیری شده از طریق آزمون بارگذاری با نشست برآورد شده توسط روشهای مختلف که درواقع روابط تجربی براساس آزمونهای مختلف شامل SPT و CPT، آزمایش پرسیومتر، آزمایش سه محوری و آزمایش برش پره بوده است مقایسه شد. آنها عقیده داشتند که روشهای ارائه شده توسط & Buribidg Burland با استفاده از SPT و Biraud (۱۹۹۲) با استفاده از آزمون پرسیومتر برآورد نشستی Burland رائه دادهاند محافظه کارانه بوده است [۱۹].

Poulos (۲۰۰۰) مروری بر روشهای مختلف برای محاسبهی نشست پیهای سطحی انجام داده است. او اشاره کرد با وجود اینکه رفتار خاک بهطور کلی غیرخطی و به شدت وابسته به تنش مؤثر و تاریخچهی تنش است از این رو باید برای آنالیز نشست از پارامترهای ژئوتکنیکی استفاده کرد، مانند مدولهای برشی و یانگ خاک و خصوصیات مکانیکی محل که اهمیت زیادی در انتخاب روشهای تحلیلی دارد. روشهای ساده الاستیسیته قادر به ارائه برآورد قابل قبول از نشستها میباشد، افزایش تنش در خاک در اثر بارگذاری اساده الاستیسیته قادر به ارائه برآورد قابل قبول از نشستها میباشد، افزایش تنش در خاک در اثر بارگذاری فنداسیون را میتوان با فرض زاویه ی پراکندگی تنش از کف پیهای سطحی محاسبه کرد. این زاویه میتواند و میتواند به عنوان نسبت ۲ (عمودی) به ۱(افقی) (Bowles ۱۹۹۲, French ۱۹۹۹) تخمین زده شود [۲۰].

نشست فنداسیون در خاک درشتدانه میتواند با محاسبه ی کرنش فشاری عمودی ناشی از افزایش تنش در هر کدام از لایهها و مجموع تراکم لایهها محاسبه شود. Schmertmann (۱۹۷۰) به منظور بر آورد نشست بر اساس توزیع کرنش عمودی زیر مرکز پی سطحی روشی ارائه داد. در این روش، کرنش فشاری در هر لایه با توجه به تنش اعمالی ارزیابی میشود. نشست پی سطحی از طریق جمع فشردهسازی در هر لایه محاسبه میشود [۲۱].

۲-۹-۲- نشست فنداسیون در خاکهای ریز دانه

خاکهای چسبنده اشباع و خاکهای آلی دربرابر نشستهای ناشی از مقادیر زیادی بارسازهای پایدار هستند. این بارها اغلب وزن مستقیم سازهای هستند که باعث نشست خاکهای چسبنده و آلی می شود اما عوامل ثانویه نیز مثل پایین رفتن سطح آب زیر زمینی می تواند باعث نشست شود. نشست خاکهای رسی اشباع یا آلی دارای سه مؤلفه مختلف است. نشست آنی، تحکیم اولیه و تحکیم ثانویه به شرح زیر می باشد: نشست آنی: در اکثر اوقات بارگذاری سطحی باعث کرنشهای عمودی شده که به بارگذاری دو و سه بعدی برمی گردد. نشست آنی در اثر تغییر شکل برشی زهکشی نشده اتفاق میافتد یا در برخی حالات شامل جریان پلاستیک نیز می شود. مثال متداول بارگذاری سه بعدی مخازن مربعی و مخازن گرد می باشد. روشهای مختلفی برای محاسبه مقدار نشست آنی وجود دارد. متداول ترین روشها آزمایش بارگذاری سطحی، تئوری ادئوسیستم و روش مسیر تنش می باشد [۲۲].

نشست تحکیم اولیه: افزایش فشار عمودی در اثر وزن سازه روی خاکهای نرم اشباع و خاکهای آلی ابتدا توسط فشار آب منفذی تحمل می شود. این افزایش فشار عمودی در فشار منفذی بنام فشار آب منفذی اضافی شناخته می شود این فشار همزمان با خروج آب از خاک نسبت به زمان کاهش می یابد. این خروج آب از خاک چسبنده که نفوذ پذیری پایینی دارد تحکیم اولیه یا تحکیم ساده نامیده میشود. همانطور که آب به آرامی از خاک چسبنده خارج می شود ساختار خاک نشست کرده و بار به اسکلت جامد خاک وارد می شود. تحکیم یک فرآیند وابسته به زمان است که به مدت زمان برای کامل شدن نیاز دارد. در حالت نشست یک بعدی کرنش فقط در جهت عمودی اتفاق میافتد نمونههایی از بارگذاری یک بعدی عبارتند از پایین رفتن سطح آب زیر زمینی و یا یک خاکریز یکنواخت موجود روی منطقهای بسیار وسیع در حالت بارگذاری یک بعدی، هم کرنش و هم تحکیم فقط درجهت قائم اتفاق میافتد. برای خاکهای ریز دانه برآورد نشست تحكيمي مي تواند با استفاده از منحني زمان – نشست از طريق آزمايش ادئومتر بهدست آيد [١،٢٢]. مراجعی که برای بهدست آوردن تحکیم اولیه خاک ریزدانه زیر پیهای سطحی بهکار گرفته میشود (۱۹۸۱) Douncan & Poulos و (۱۹۹۶) و (۱۹۸۹) Terzaghi et al. (۱۹۹۶) می باشد. روش رایج تحلیل یک بعدی .(۱۹۹۶) Terzaghi et al) محدودیتهایی دارد چون که تنها کرنش عمودی را درنظر می گیرد و زائل شدن جانبی فشار آب حفرهای نادیده گرفته می شود. با وجود این محدودیت ها Poulos et al. (۲۰۰۲) [۲۵]

گزارش دادند که تحلیل یک بعدی، بر آورد قابل قبولی از نرخ نشست تحکیمی برای رس نرم یا رس بیش تحکیم یافته با نسبت پوآسون کمتر از ۰٫۳۵ را دارد.

نشست تحکیم ثانویه: مؤلفه نهایی نشست تراکم ثانویه است که بخشی از نشست میباشد که پس از بین رفتن فشار آب منفذی اتفاق میافتد. فرض معمول بر این است که تراکم ثانویه تا قبل از تکمیل تحکیم اولیه شروع نخواهد شد. مقدار تراکم ثانویه اغلب قابل اغماض است، چرا که درمقایسه با تحکیم اولیه نسبتا کوچک است. اما تراکم ثانویه میتواند قسمت اعظم نشست در پیتها یا سایر خاکهای آلی است (۱۹۹۶).

Ladd (۱۹۷۴)تحکیم ثانویه را به عنوان فرآیندی که در آن تماس ذرات پس از پایان تحکیم اولیه هنوز نسبتا ناپایدار است و ذرات حرکت میکنند تا به وضعیتی پایدار برسند، تعریف کرد. این واقعیت جواب این سؤال است که چرا نرخ تراکم ثانویه با تراکمپذیری افزایش مییابد. خاکهای تراکمپذیرتر، تمایل بیشتری به این دارند که ذرات بیشتری پس از تحکیم اولیه ناپایدار شوند. از آنجایی که فشار آب منفذی اضافی در طول تراکم ثانویه به وجود نمی آید، اغلب به آن خزش زهکشی شده می گویند. مشابه تحکیم اولیه دستگاه اودئومتر دستگاه مناسبی برای بررسی تراکم ثانویه است. برای محاسبه نشست خاک چسبنده یا آلی بر اثر

۲-۱۰- مروری بر کارهای مشابه انجام شده

۲-۱۰-۲ مطالعات انجام شده برای اندازه گیری نشست در حین ساخت ساختمان

Kempfert and Soumaya (۲۰۰۷) مطالعه موردی روی آنالیز برگشتی نشست برای ۱۰ مورد ساختمان که بر روی رس نرم بنا شدهاند در جنوب آلمان انجام دادند. هدف این تحقیق نشان دادن نشست تحکیمی در حین ساخت با اندازه گیری آزمایشگاهی و مقایسه یآن با تحلیلهای رایج میباشد که اندازه گیریهای آزمایشگاهی از طریق آزمایش تحکیم استاندارد ⁽(STD) و آزمایش بارگذاری با سرعت ثابت ^۲(CRL) با دقت کافی انجام شده است که اثر افزایش بار و سرعت بارگذاری بر رفتار تغییر شکل خاک نشان داده می شود. بر اساس نتایج به دست آمده از این تحقیق مشاهده می شود نشست محاسبه شده با استفاده پارامتر شاخص فشردگی (Co) که از آزمایش تحکیم استاندارد به دست آمده به طور میانگین ۵۰ درصد بیشتر از نشست اندازه گیری شده واقعی در آن منطقه بوده است. این اختلاف فاحش مشاهده شده به دلیل تخمین بیش از اندازه این انترا مشاهده شردگی (Co) به دست آمده از آزمایش تحکیمی استاندارد روی رس نرم است. به منظور دوری از این اختلاف فاحش توصیه کردند که از آزمایش بارگذاری با سرعت ثابت (CRL) برای مشخص کردن پارامتر قابلیت فشردگی در رس نرم استفاده شود [۲۷].

انرم افزار PLAXIS مقایسـه کردند. آنها بر این عقیده بودند با توجه به این که ظرفیت باربری پیهای نرم افزار PLAXIS مقایسـه کردند. آنها بر این عقیده بودند با توجه به این که ظرفیت باربری پیهای سطحی که روی خاک نرم اجرا می شود بر اساس مقاومت برشی زهکشی نشده در شرایط کوتاه مدت میباشد این ظرفیت باربری با گذشت زمان تحت بار اعمال شده دست خوش تغییر می شود. به همین منظور پی دایرهای روی خاک رس نرم مدل سازی کردند و ظرفیت باربری را قبل و پس از تحکیم از طریق نزم افزار به دست آوردند. نتایج حاکی از آن بود که ظرفیت باربری دو سال و نیم پس از ساخت (پایان تحکیم اولیه) به ۲ برابر افزایش یافته و بعد از چهار سال (پایان تحکیم ثانویه) این مقدار به ۴ برابر شرایط کوتاه مدت نرم افزار مدست آوردند. نتایج حاکی از آن بود که ظرفیت باربری دو سال و نیم پس از ساخت (پایان تحکیم اولیه) به ۲ برابر افزایش یافته و بعد از چهار سال (پایان تحکیم ثانویه) این مقدار به ۴ برابر شرایط کوتاه مدت رسیده است و بر این اساس پیشبینی کردند اضافه شدن طبقات به ساختمانهای قدیمی خاک را گسیخته نخواهد کرد [۲۸].

^{&#}x27; - standard consolidation test

^{*} - constant rate of loading consolidation test

. (۲۰۱۰) Saravis et al) بر تاثیر نشست یی در بارگذاری مجدد روی ستونها در نظارت حین ساخت پرداختهاند. هدف از این مقاله در واقع ارائه نتایج بهدست آمده بر اندر کنش بین رفتار ساختمان و نشست فندانسیون و تایید تاثیر توزیع بار نرمال روی ستونهاست. در مکانیسم اندرکنش خاک و سازه ((SSI) انتقال بار به ستونهایی که تمایل کمتری به نشست دارند انجام می پذیرد. در این مطالعه نظارت بر نشست یک ساختمان از ابتدا تا انتهای ساخت و ساز از طریق روشهای اجزای محدودی با به کار گیری از یک مدل سه بعدی انجام گرفته است که بارهای فنداسیون از طراحیهای رایج بهدست آمده است که نرخ بارگذاری ۳۰۰ تا ۵۰۰ کیلو نیوتن میباشد. پی این ساختمان در دو حالت طراحی شده است. حالت اول پی گسترده بدون شمع گذاری و حالت دوم پی گسترده با شمع گذاری می باشد. شمع ها با قطر ۴۴ میلیمتر و ارتفاع ۱۲٫۵ متر ساخته شدهاند که در ۳ متر اول آن آرماتور بندی شده است. با درنظر گرفتن اثرات وزن خود ساختمان، آجرکاری، پیش تیندگی و نشسستها، اثرات اندرکنش خاک و سازه پس از این مواد انجام می گیرد. این نمودار نشست پی همراه با شمع گذاری و بدون شمع گذاری در طی ۷۰۰ روز مورد ارزیابی قرار داده است که طبق مشاهدات آن، نشست پی شمع در ۷۰۰ روز به ۵٫۸ میلیمتر رسیده در صورتی که نشست پی بدون شمع به ۱۱٫۹ میلیمتر رسیده است که نشان میدهد با گذاشتن شمع نشست تقریبا ۵۰ درصد كاهش يافته است [۲۹].

Bunce et al. (۲۰۰۸) طراحی فندانسیون برای برج دبی بلندترین ساختمان جهان را ارائه دادند مقاله حاضر روند طراحی فندانسیون که روی خاک و سنگهای کربناته ته نشین شده عمیق بنا شده را ارائه می دهد که سیستم فندانسیون با شمع گذاری گسترده می باشد. در این مقاله خروجی ها ژئوتکنیکی، تجزیه و تحلیل عددی و کامپیوتری برای به دست آوردن ظرفیت باربری نهایی و پایداری کل تحت بارگذاری زلزله و رفتار بار – نشست و نشست تفاضلی سازه نیز بررسی شده است. آزمون بارگذاری برای شرعها با دوغاب

¹ - structure soil interaction

و بدون دوغاب برای حداکثر بار ۶۴mn انجام گرفته که از نتایج آن رفتار محوری بار – نشست از طریق پیش بینیهای اجزاء محدودی و اندازه گیری سوکتهای کرنش سنج مقایسه میشود. طراحی فندانسیون برج دبی توسط یک شرکت انگلیسی از طریق نرم افزار ABAQUS صورت گرفته است که برای اطمینان از اعتبار نتایج به دست آمده آن را با دیگر نرم افزارهای VOISP و PIGLET و PIGLE و PIGS مقایسه کرده اند. نشست سازه از زمان کامل شده بتن ریزی نظارت می شود برای اندازه گیری تعیین توزیع بار در پی و میزان نشست از سوکتهای کرنش و ۵ شمع کرنش سنج استفاده شده است که مقدار نشست را اندازه-گیری کند. نتایج حاصل از بررسی یکی از مقاطع ۷۰ متری برج که از ۲۷ ژوئن ۲۰۰۶ تا ۱۸ مارس ۲۰۰۷ به طول انجامیده است نشان می دهد که در این مدت ۵ الی ۲۰ میلی متر نشست فندانسیون متغییر بوده اندازه گیری شده خیلی کمتر از نشستهای پیش بینی شده توسط نرم افزار در حین مراحل ساخت است. حداکثر نشست پیش بینی شده توسط کرام می می می می می می در می شود که نشان می دهد نشست حداکثر نشست پیش بینی شده توسط درم افزارها تعابق خوبی داشته و با حداکثر نشست پیش بینی شده توسط Pigs بازدیکی زیادی مشاهده می شود [۳۰].

در صورتی که در نواحی (4 - 4) رفتار بلند مدت نشست ساختمانهای چند طبقه روی خاک نرم در شانگهای را بررسی کردهاند. در این مقاله رفتار نشست ساختمانهای ۵۰ طبقه در بلند مدت بررسی میشود بر طبق مشخصات پروفیل خاک در نواحی مختلف شرایط خاک زیرین در ۴ ناحیه طبقهبندی میشود (جدول ۲– مشخصات پروفیل خاک در نواحی مختلف شرایط خاک زیرین در ۴ ناحیه طبقهبندی میشود (جدول ۲– ۹). ناحیه سخت A، ناحیه نرمال B، ناحیه نرم C، ناحیه خیلی نرم C، از طریق بررسی نتایج بهدست آمده مشخصات در ۴ ناحیه خاک در دراز مدت ارائه و مقایسه میگردد. بهمنظور مقایسه این نشست ها بر اساس از مان نمودارهای آنها در باندمدت ارائه و مقایسه میگردد. بهمنظور مقایسه این نشست ها بر اساس از می نمودارها نشان میدهد نشست ناحیه A زمان نمودارهای آنها در بلندمدت ارائه شده است که ا بررسی این نمودارها نشان میدهد نشست ناحیه A زمان نمودارهای آنها در بلندمدت ارائه شده است که ا بررسی این نمودارها نشان میدهد نشست ناحیه A زمان نمودارهای آنها در بلندمدت ارائه شده است که ا بررسی این نمودارها نشان میدهد نشست ناحیه A زمان نمودارهای آنها در بلندمدت ارائه شده است که ا بررسی این نمودارها نشان میدهد نشست ناحیه A زمان نمودارهای آنها در بلندمدت ارائه شده است که ا بررسی این نمودارها نشان میدهد نشست ناحیه در از همه کمتر است و $\frac{1}{6}$ ناحیه D میباشد. نشست در ناحیه A بعد از ۲۰۰۰ روز شروع به همگرا شدن می کند در صورتی که در نواحی D و C برای همگرا شدن نشست ۲۰۰۰ روز طول میکشد. همچنین سرعت نرخ

نشست به دست آمده از بررسی انجام شده نشان می دهد این نرخ کمتر از ^{mm}/day، ۱۰،۰۰ ست. جداولی برای نشست نهایی نواحی مختلف و پیش بینی نشست در مدت یکسال ارائه شده است. نتایج حاصل از این بررسیها نشان می دهد که نشست نهایی در ۴ منطقه متفاوت است، نشست نهایی در منطقه A از همه کمتر است و می تواند نیاز را برای نشست مجاز بر آورده کند. در منطقه B در بخشهایی از خاک باید تقویت صورت گیرد و کنترل نشست اعمال شود. نشست در مناطق D و C ممکن است است استفاده کرد. نشست اید که محرت از نشست از نشست اید که محرت ان شان می دهد که نشست مجاز بر آورده کند. در منطقه B در بخشهایی از خاک باید تقویت صورت گیرد و کنترل نشست اعمال شود. نشست در مناطق D و C ممکن است mm در نشست اید که بیشتر از نشست مجاز می باشد. و باید از شمع گذاری در فندانسیون برای کاهش نشست استفاده کرد. نشست در منطقه B نیز ۵ تا ۷ سال به حد نهایی می رسد. ولی نشست در مناطق D و C که دارای رس نرم هستند منطقه B نیز ۵ تا ۷ سال به حد نهایی می رسد. ولی نشست در مناطق D و C که دارای رس نرم هستند در منطقه B نیز ۵ تا ۷ سال به حد نهایی می رسد. ولی نشست ممکن است بیش از ۹ سال به طول بیانجامد. نشست در مناطق D و C که دارای رس نرم هستند در منطقه B نیز ۵ تا ۷ سال به حد نهایی می رسد. ولی نشست در مناطق D و C که دارای رای رس نرم هستند منطقه B نیز ۵ تا ۷ سال به حد نهایی می رسد. ولی نشست ممکن است بیش از ۹ سال به طول بیانجامد. منطقه B نیز ۵ تا ۷ سال به حد نهایی می رسد. ولی نشست ممکن است بیش از ۹ سال به طول بیانجامد. نشست می نشست نهایی و نشست در حین ساخت با ضخامت رس بسیار نرم تحت تاثیر قرار می گیرد. این نشستها افزایش خطی با نسبت ضخامت خاک رس دارد [۳۱].

Zone	Layer No.	Soil description	Thickness (m)	Density $\rho(kN/m^3)$	Void ratio e	water content w (%)	Compress module E_0.1-0.2 (MPa)	ps * (MPa)
Α	2-1	Silty clay	1.4-2.3	18.4-19.2	0.83-1.02	29.6-38.2	6.0-11.50	1.10
	2-2 or 2-3	Silt or silty sand	4.7-10.7	17.7-18.9	0.89-1.09	30.0-38.0	6.5-11.57	3.95
	4	Very soft clay	2.4-6.1	17.0-17.9	1.17-1.43	41.2-50.1	2.30-3.70	0.65
	5	Clay	1.7-6.6	18.0-18.5	0.95-1.14	32.3-40.6	3.30-5.26	1.05
В	2	Silty clay	1.7-2.6	18.0-19.0	0.88-1.16	30.6-42.5	3.00-5.44	0.90
	3	Very soft silty clay	2.8-5.0	17.6-18.3	0.98-1.23	34.3-43.4	2.90-7.00	0.65
	4	Very soft clay	8.2-9.9	16.8-17.5	1.30-1.52	46.9-54.4	2.00-2.70	0.55
	5	Clay	8.4-8.6	18.0-18.7	0.94-1.08	32.6-37.3	4.04-5.25	0.95
С	2	Silty clay	1.5-2.0	18.0-19.5	0.80-1.11	28.5-38.5	3.15-5.81	0.95
	3	Very soft silty clay	3.3-5.6	17.5-18.3	1.04-1.26	37.7-45.2	1.95-5.18	0.70
	4	Very soft clay	7.5-8.6	16.7-17.2	1.38-1.51	29.0-54.1	1.27-2.31	0.45
	5-1	Clay	7.5-9.3	17.5-18.5	0.97-1.20	32.7-43.8	2.60-5.32	0.85
D	2	Silty clay	1.6-2.3	17.8-19.0	0.88-1.16	31.3-40.2	3.00-8.09	0.75
	3	Very soft silty clay	2.3-5.4	17.3-18.2	1.05-1.35	37.5-48.7	2.03-8.74	0.55
	4	Very soft clay	9.3-11.5	16.6-17.2	1.34-1.52	47.5-53.7	1.71-2.33	0.40
	5-1	Clay	5.8-12.4	17.2-18.3	1.00-1.31	34.4-45.7	2.64-5.40	0.75

جدول ۲-۹: خصوصیات خاک نواحی مختلف شانگهای.Chen et al (۲۰۰۵) [۳۱].

هاشمی و محمدی (۱۳۹۰) به بررسی ظرفیت باربری پیهای دایرهای در ماسه پرداختهاند. در این مطالعه با استفاده از برنامه المان محدود PLAXIS 3D FOUNDATION و استفاده از نمودار بار – نشست، تنش نهایی و ضریب ظرفیت باربری(γ۸)، پیهای دایرهای برای خاک ماسهای محاسبه شده است. در این تحقیق از پیهایی با کف زبر و با سطوح مختلف و قطرهای مختلف برای خاک ماسهای با زاویه اصطکاکهای (φ) مختلف استفاده شده است. این پژوهش بر اساس مدل رفتاری الاستیک مور – کولمب میباشد که پیها تحت بار عمودی گسترده یکنواخت قرار گرفتهاند. نتایج در قالب جداول و نمودارهایی ارائه و با روشهای تعوری و نتایج محققین دیگر مقایسه شده است. براساس نتایج بهدست آمده مقادیر ظرفیت باربری تحلیلی حاصل از dy استفاده این موضوع تا φ های کوچکتر از ۲۰ دیده می شود ولی درφ های بزرگتر از ۲۰ تنش فرمول Meyerhof این موضوع تا φ های کوچکتر از ۲۰ دیده می شود ولی درφ های بزرگتر از ۲۰ تنش نهایی در نظریه Meyerhof بیشتر از مقادیر تحلیل عددی است در نظریه Meyerhof با افزایش زاویه اصطکاک مقادیر تنش نهایی افزایش قابل ملاحظهای دارد. در پیهای دایرهای با کف زبر و φ ثابت هر چه اصطکاک مقادیر تنش نهایی افزایش قابل ملاحظهای دارد. در پیهای دایرهای با کف زبر و φ ثابت هر چه ام طکاک مقادیر تنش نهایی افزایش قابل ملاحظهای دارد. در پیهای دایرهای با کف زبر و φ ثابت هر چه ام طکاک مقادیر تنش نهایی افزایش قابل ملاحظهای دارد. در پیهای دایرهای با کف زبر و φ ثابت هر چه ام طکاک مقادیر تنش نهایی افزایش قابل ملاحظهای دارد. در پیهای دایرهای با کف زبر و φ ثابت هر چه ام

مقدار شعاع اضافه شود تنش نهایی هم زیاد میشود که با نتایج تئوری همخوانی دارد [۳۲].

که ۳۱ میلیمتر یا ۱٫۶ درصد کمتر از مقدار اندازه گیری شده است. بهطور کلی نشست محاسبه شده در حین مراحل پرکردن سد خاکی (۲۰۰ روز) نسبتا نزدیک به مقدار اندازه گیری شده بوده است. مقدار نشست مجموع اندازه گیری شده و مقدار نشست کلی محاسبه شده توسط نرم افزار در مجموع حدود ۶ درصد تفاوت داشتهاند [۳۳].

در این مقاله عملکرد دادهها از سیستم گرفته با بارگذاری خاکریز در خاک رس نرم بررسی شده است. در این مقاله عملکرد دادهها از سیستم (PVD) در طول پیشرفت کار از بخش ۴-KW که بخشی از باند سوم فرودگاه بین المللی سووارنابومی تایلند است تفسیر و ارائه شده است. همچنین میزان نشست در طول تحکیم ساخت خاکریز و درجهی تحکیم با دوره زمانی را ارائه شده است و نتایج بهدست آمده با روش پیش بینی نشست توسط آسوکا مقایسه گردیده است. برطبق نتایج بهدست آمده نشست نهایی ۱۹٫۹ تا ۱۹٫۱ متر با درجهی تحکیم، بیش از ۵۰ درصد بوده است و با به کارگیری از سیستم ترکیبی خلا– زهکشی عمودی پیش ساخته زمان تحکیم، بیش از ۵۰ درصد کاهش یافته است [۳۴].

که در آغاز ساخت و ساز نشست بسیار که است و دلیل آن این است که تنش اعمال شده کمتر از تنش

¹ - prefabricated vertical drain

تسلیم (الاستیک) خاک است بنابراین با افزایش ارتفاع خاکریزی نشست خاک هم بیشتر می شود که به دلیل اعمال فشار بیشتر از تنش تسلیم و مرحله تحکیم نرمال است. شکل ۲–۱۰ نشست خاکریز در حین ساخت را نشان می دهد.



شکل ۲-۱۰: نشست خاکریز در حین ساخت. Tang et al. (۲۰۰۸) [۳۵].

ترکیب تحلیلهای اجزاء محدودی و نتایج اندازه گیریهای آزمایشگاهی نشان میدهد که با به کار گیری از سیستم PVD (زهکشی عمودی پیش ساخته) مقاومت برشی زهکشی نشده تا ۲ برابر مقدار اصلی افزایش یافته است و مراحل ساخت سد خاکی میتواند با پایداری بالایی ساخته شود. طبق نمودار ارائه شدهاندازه-گیریهای آزمایشگاهی در انتهای ساخت سد خاکی نشست آن را ۲ متر و نشست کلی خاک زیرین را ۲۲ متر نشان داده است. در صورتی که نشست پیشبینی شده توسط اجزاء محدود نیز ۲ متر بوده است و نشانگر سازگاری خوب بین مقدار اندازه گیری آزمایشگاهی و پیشبینی اجزاء محدودی است [۳۵].

Sas and Malinowska (۲۰۰۶) اعمال سربار اضافه به عنوان یک روش از ساخت سد خاکی روی خاکهای آلی را ارائه کردند. این مقاله با استفاده از روش باگذاری بر پایهی آزمایش ساخت سد خاکی روی خاک آلی ارائه میشود. نشست با استفاده از مشخصات تنش – کرنش غیرخطی بهدست آمده از تستهای آزمایشگاهی بهدست می آید. ساخت سد خاکی در ۳ مرحله به علاوه اعمال اضافه بار به عنوان سربار انجام می شود. رفتار خاک زیرین به وسیله ی پیزومتر نظارت می شود و انواع مختلفی از نشست سنجها جابجایی های عمودی با استفاده از چهار نشست سنج انجام می گیرد و نمودار آن رسم می شود. شکل ۲–۱۱ نشست سد خاکی جادهای در حین ساخت را نشان می دهد.



شکل ۲–۱۱: نشست سد خاکی در حین ساخت.Malinowska et al (۲۰۰۶) [۳۶].

محاسبات روابط بین نشست و بارگذاری با استفاده از اعمال سربار نشان میدهد که اضافه سربار باعث شتاب دادن به تحکیم و کاهش نشست ثانویه و بلند مدت میشود. اعمال اضافه بار روی تغییر شکل زیاد تنش برشی اولیه پایین و ظرفیت باربری ضعیف خاکهای آلی و سرعت بخشیدن به روند تحکیم اثر شایانی دارد. چون باعث متراکم شدن و تقویت شدن خاک میشود و رسیدن به نشست هدف در مدت زمان کوتاهتر را فراهم میسازد. از این رو اعمال اضافه بار برای ساختن سد خاکی توصیه میشود [۳۶].

روی ساخت سریع و رفتار نشست سد خاکی بر خاک نرم بررسی کردند که (۲۰۰۸) Farnsworth et al. ساخت این سد در ایالت یوتا که دارای خاک سست با تراکمیذیری نسبتا بالا و مقاومت برشی کم می باشد که نیازمند زمان زیادی برای کامل شدن نشست تحکیم اولیه خود دارد. در این مقاله ارزیابی و مقایسهی هزینه عملکرد فندانسیون سد خاکی در زمان ساخت از سیستمهای مختلفی مانند '(MSE) که توسط ستونهای سیمانی آهکی ^۲ (LCC) حمایت می شود. مرحله دوم استفاده از ژئوفوم ^۳(یلی استایرن) در ساخت سد خاکی مرحله سوم روش (MSE) همراه با (PVD) که نصب زهکشهای عمودی پیش ساخته و اضافه سربار است. از روشهای (MSE) و (PVD) برای بهبود خاک استفاده می شود زیرا به دلیل نشست زیاد تحکیم اولیه که گاها به ۱ متر میرسد روشهای دیگر نمی تواند جوابگو باشند. نتایج حاصل از این بررسی نشان داده است که استفاده از ستونهای سیمانی آهکی (LCC) و ژئوفوم در طراحی فندانسیون باعث کاهش نشست در تحکیم اولیه و ثانویه می شود. بر اساس بررسی های انجام شده استفاده از ژئوفوم توانسته نشست تحکیمی سد خاکی را به ۳ ماه برساند در صورتی که بدون استفاده از این روش این نشست تا یک سال به طول میانجامد. بر طبق نمودار بهدست آمده پیشبینی میزان نشست براساس زمان براساس به-کارگیری از روش های مختلف را طی ۱۰ سال نشان می دهد که استفاده از ستون های سیمانی آهکی (LCC) در فاصله ۱۳٫۵ متر از دیوار کمترین میزان نشست را داشته است که در طول ۱۰ سال تقریبا ۵۰ میلی متر بوده است. بیشترین نشست زمانی بوده که از روش زهکشی عمودی پیش ساخته متمایل در ۲۴۰۰ جنوبی، ۹۰۰ غربی استفاده شده است و این نشست طی ۱۰ سال به ۱۵۰ میلیمتر رسیده است که ۷۶ میلیمتر بیشتر از نشست هدف بوده است [۳۷].

^{&#}x27; - mechanically stabilized earth

^Y - Lime cement column

^r - polystyrene

۲-۱۰-۲ مطالعات پیشین انجام شده برای اندازه گیری نشست در حین ساخت تونل و کانال .Wang et al) بررسی هایی روی اثر کانال های مدفون برای نشست های تفاضلی ساختمان کردند. Wang et al در این مقاله نشستهای تفاضلی و بزرگ که در هنگام حفر گودال و مراحل ساخت کانال مدفون برای ساختمانهای مجاور رخ میدهد مطالعه شده است. عامل اصلی ایجاد نشستهای تفاضلی قرارگرفتن در شرایط نامطلوب زمین شناسی است. به همین دلیل شانگهای که زمین نرمی دارد و خاک آن عموما از رس اشباع، رس سیلتی و ماسه سست تشکیل شده است اکثر ایستگاههای آن را ۲۰ متر زیر سطح زمین قرار میدهند. در این مقاله نشستهای تفاضلی و مجموع کلی نشست ساختمانی که در فاصله ۱۴ تا ۱۶ متری از حفاری ۲ کانال مدفون قرار دارد بررسی شده است. و نمودارهای نشست وابسته به زمان در حین مراحل اصلى ساخت كانال آورده شده است. يكي از اين مراحل ساخت ديوار حائل مي باشد كه ساخت آن تقريبا ۱۳ روز به طول انجامیده است و در حین زمان ساخت آن نشست در نقاط مختلف ساختمان اندازه گیری شده که کمترین میزان آن ۰٫۵ میلیمتر و بیشترین آن ۵ میلیمتر بوده است و نشست تفاضلی آن طبق نتایج بهدست آمده از ۱ میلیمتر تا ۱٫۶ میلیمتر بوده است. دیگر مرحله اصلی، مرحله حفاری است که بیشترین تفاضل نشست در این مرحله ۴۵ میلیمتر بوده است که بیشترین تغییر شکل در نزدیکی همین مرحله حفاری رخ داده است [۳۸].

. Ran et al (۲۰۱۲) نظارت بر تغییر شکل بلند مدت حفاری چاه تهویه تونل مترو در حین مراحل ساخت را بررسی کردهاند. در این مقاله سیستم اندازه گیری نشست چاه تهویه تونل با استفاده از ابزارهای اندازه گیری در حین ساخت نظارت می شود. جرئیات نشست بلند مدت توسط نشانه گرهای نصب شده در سطح زمین و در طول عمق حفاری چاه تحلیل و ارائه می شود برای نظارت تغییر شکل حفاری چاه تهویه معلم در حین مراحل ساخت از ۳۵ ابزار نشانه گر در محلهای خاص برای اندازه گیری نشست است استفاده از ابزارهای محمد در حین مراحل ما می شود. جرئیات نشست بلند مدت توسط نشانه گرهای نصب شده در معلم ترمین و در طول عمق حفاری چاه تحلیل و ارائه می شود برای نظارت تغییر شکل حفاری چاه تهویه در حین مراحل ساخت از ۳۵ کرده در محل های خاص برای اندازه گیری نشست استفاده شده است در حین مراحل ساخت از ۳۵ ابزار نشانه گر در محل های خاص برای اندازه گیری نشست استفاده شده است که ۳۳ تای آن در سطح زمین و ۲۰ می و ۲۰ تای آن در طول مسیر عمق چاه گذاشته شده اند. نظارت بر نشست

حفاری چاه تهویه در حین ساخت از ۱۹ آپریل ۲۰۰۸ تا ۱۹ اکتبر ۲۰۰۹ در این مقاله استخراج شده و مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاصل از بررسی نشان میدهد که مجموع نشست در محلهای نظارت شده توسط اکثر نشانه گرها در سطح زمین افزایش تدریجی در حین مراحل حفاری چاه تهویه دارد و همچنین در طول چند مرحله از ساخت به جای نشست بالا آمدگی نیز دیده میشود. مجموع نشست نظارت شده توسط نشانه گرها نصب شده در اعماق ۲۰ و ۳۰ متری نشان میدهد که در حین پیشروی مراحل ساخت نشست به تدریج زیاد میشود در حالی که مجموع نشست نظارت شده توسط نشانه گرهای نصب شده در عمق ۴۶ متری نشان میدهد که نشست به آرامی در حین مراحل ساخت در حال تغییر است. همچنین این نتایج نشان دادهاند که دامنه تغییرات نشست، در دامنه تغییرات مجاز رخ داده است [۳۳].

۲-۱۰-۲- مطالعات پیشین انجام شده برای اندازهگیری نشست در حین اعمال بار در خاکهای شمع گذاری شده

. Basuony et al. (۲۰۱۳) روی رفتار بار – نشست فندانسیون بر روی خاک ضعیفی که توسط شمع شناور دانهای بهبود یافته است بررسی کردهاند این مقاله یک روش برای پیشبینی رفتار بار نشست پی صلب روی خاک ضعیف تقویت شده توسط گروه شمعهای شناور دانهای با نرم افزار GPILES ارائه میدهد که پیش-بینیهای انجام شده توسط نرم افزار با اندازه گیریهای آزمایشگاهی مقایسه میشود. در اندازه گیری آزمایشگاهی یک بارگذاری آزمایشی در یک دورهی ۱۰ روزه انجام می گیرد و منحنی بار نشست در مراحل مختلف بارگذاری ارائه میشود. حداکثر فشار اعمال شده kPa می انز بوده است. در مقایسهی بین نشست اندازه گیری شده توسط آزمایش و پیشبینی نشست توسط نرم افزار GPILES نیز بوده است. در مقایسه ی بین نشست اعمال فشار AM AP روند نشست در این دو تقریبا یکی است ولی با بیشتر شدن فشار اعمالی، نشست پیشبینی توسط SPILES از نشست اندازه گیری شده مقداری کمتر بوده است (F۰].

Duzcerr (۲۰۰۳) به بررسی بهبود زمین زیر مخازن نگهدارنده نفت با استفاده از شمعهای دانهای پرداخته است. در این مقاله نتایج آزمایش هیدرو استاتیک ۴ مخزن ذخیره سازی در ترمینال نفتی گرجستان گزارش داده شده است. قطرهای مخازن ۴٬۳٬۲۰۱ بهترتیب ۲۸٫۵، ۲۸٫۵ ، ۲۴٫۵ و ۱۸٫۵ متر است که تحلیل برای مخازن ۴،۳،۱ انجام شده است. برای مخازن، پی گستردهای تعریف شده است که بر روی خاک ضعیف تقویت شده با شمعهای دانهای مستقر شدهاند. شمعهای دانهای بکار رفته در خاک ضعیف، دارای ۱ متر قطر و ۱۴٫۲۸ متر طول میباشد. پر کردن مخازن نفتی ۱۲ روز طول میکشد که در پایان مقایسه بین متوسط نشست اندازه گیری شده حین پر کردن مخازن یا اعمال بار از طریق مقدار اندازه گیری شده محلی و مقادیر ییش بینی شده توسط نرم افزارهای PLAXIS و روش PRIBE صورت گرفته است. مراحل بارگذاری تا حداکثر فشار ۱۸۰kPa برای تمامی مخازن انجام گرفته است و نتایج آن نشان میدهد برای مخزن شماره ۱ بهطور کلی مقایسهی خوبی بین مقدار اندازه گیری شده و مقادیر پیشبینی شده بهدست آمده که هنگام اعمال بار حداکثر ۱۸۰ kPa، تخمین معادل برای پیشبینی نشست توسط نرم افزار PLAXIS مقدار کمتری از پیشبینی نشست توسط روش PRIBE است. برای مخزن شماره ۳ در زمان اعمال بار حداکثر ۱۸۰kPa، پیشبینی نشست توسط نرم افزار GPILES کمی بیشتر از مقدار نشست اندازه گیری شده است و پیشبینی نشست توسط PLAXIS مقدار بیشتری از دو روش قبل نشان میدهد ولی از پیشبینی روش PRIBE کمتر است. برای مخازن شماره ۴ پیشبینی نشست توسط نرم افزار GPILES کمی بزرگتر از مقدار اندازه گیری شده است و معادل مقدار اندازه گیری توسط PLAXIS است و از روش PRIBE مقدار نشست کمتری نشان میدهد. همانطور که مشاهده کردیم پیشبینیها در روشهای

ذکر شده مقدار اندازه گیری شده نشان میدهد و در واقع پیشبینیها محافظه کارانه بوده است [۴۱].

دادد. (۲۰۱۵) Kumar et al. رفتار بار نشست شمع دانهای در خاک اشباع و غیراشباع را مورد بررسی قرار دادند. این مقاله نتایج گذاشتن شمعدانهای روی خاک سیاه کتانی (رس نرم) مورد مطالعه قرار داده است. این آزمایش برای خاکهایی با درصدهای رطوبت ۱۴٪، ۱۸٪، ۲۶٪، ۲۵٪ و وزن مخصوص خشک بهترتیب ۲۰۵٫۰۱*kn/m³* و مختیک بهترتیب ۲۰۵٫۰۱*kn/m³ و از محصور نشده بهترتیب ۲۰۵٫۰۱kn/m³ و از محصور نشده بهترتیب ۲۰۵٫۰۱<i>kn/m³ و محصور نشده بهترتیب ۲۰۵٫۰۱kn/m³ و محصور نشده بهترتیب ۲۰۵٫۰۱kn/m³ و محصور نشده بهترتیب ۲۰۵٫۰۱<i>kn/m³ و محصور بر ای این خاکها انجام می شود، سری اول بر روی خاک رس بدون شمع در شرایط اشباع و غیراشباع انجام می شود و در سری دوم این آزمایش همراه بر روی خاک رس بدون شمع در شرایط اشباع و غیراشباع انجام می شود و در سری دوم این آزمایش همراه با شمع در شرایط اشباع و غیراشباع انجام می شود و در سری دوم این آزمایش همراه با شمع در شرایط اشباع و غیراشباع انجام می شود و در سری دوم این آزمایش همراه با شمع در شرایط اشباع و غیراشباع انجام می شود. نتایج در این آزمایشات در هر دو حالت نشان می دهد که نطبت که ظرفیت باربری شمع و خاک بستر با افزایش میزان، رطوبت کاهش می یابد. با توجه به جدول ارائه شده از نتایج این آزمایشها نشان می دهد که نسبت <i>Qultunsat Qultunsat Qultus م* می یابد. با توجه به جدول ارائه شده از نتایج این آزمایشها نشان می دهد که نسبت زمانی که درصد رطوبت ۱۴ درصد است، ۱۸ می شدن درصد رطوبت با شدت زیادی کم شود. این نسبت زمانی که درصد رطوبت ۲۰ درصد است با مراد و زمانی که درصد رطوبت ۲۰ درصد است با ۲۰۶٫۹ رسیده است که نشان دهنده اختلاف قابل محره و زمانی که درصد رطوبت ۲۰ درصد است ۱۶ مراد است که تغییر آن جزئی بوده است ۱۴ درصد است ۱۶٫۹ است که تغییر آن جزئی بوده است (۲۰۱۰).

ازمایش روی شمع دانهای با قطر ۵۵ میلیمتر که به وسیله خاک سیاه (رس نرم) بررسی کردهاند. این آزمایش روی شمع دانهای با قطر ۵۵ میلیمتر که به وسیله خاک سیاه احاطه شده است در قالب استوانهای به قطر ۱۷۳ میلیمتر و ارتفاع ۵٫۵ میلیمتر انجام میگیرد. شمع در مرکز بستر خاک قرار میگیرد و از تراشه سنگ خرد شده با وزن مخصوص خشک ۵٫۷۱ به عنوان مصالح شمع شناخته میشود. خاک بستر وزن مخصوص خشک ۵٫۸۱ به عنوان مصالح شمع شناخته میشود. خاک بستر وزن مخصوص خشک ۵٫۸۱ به عنوان مصالح شمع شناخته میشود. خاک بستر براشه سنگ خرد شده با وزن مخصوص خشک ۱۹٫۸۱ به عنوان مصالح شمع شناخته میشود. خاک بستر وزن مخصوص خشک ۱۹٫۸۱ به عنوان مصالح شمع شناخته میشود. خاک بستر وزن مخصوص خشک ۱۹٫۸۱ به عنوان مصالح شمع شناخته میشود. خاک بستر وزن مخصوص خشک ۱۹٫۸۱ به عنوان مصالح شمع شناخته میشود. خاک بستر وزن مخصوص خشک ۱۹٫۸۱ به عنوان مصالح شمع شناخته میشود. خاک بستر وزن مخصوص خشک ۱۹٫۸۱ به عنوان مصالح شمع شناخته میشود. خاک بستر وزن مخصوص خشک ۱۹٫۸۲ به عنوان مصالح شمع شناخته میشود. خاک بستر وزن مخصوص خشک ۱۹٫۸۲ به عنوان مصالح شمع شناخته میشود. خاک بستر وزن مخصوص خشک ۱۹٫۸۲ به عنوان مصالح شمع میاحد می بارگذاری روی شمع دانهای با نسبتهای مختلف طول به قطر $\left(\frac{L}{d}\right)$ متفاوت که این نسبت از می دردن اثر شمع روی ظرفیت باربری مورد بررسی قرار می گیرد. به علاوه برای مشاهده اثر محفظه شمع مصالح شمع آن را توسط ژئوگرید می پیچانیم و آزمون بارگذاری را انجام می دهیم. نتایج نشان می دهنه مصالح شمع آن را توسط ژئوگرید می پیچانیم و آزمون بارگذاری را انجام می دهیم. نتایج نشان می دهنه شمع مصالح شمع آن را توسط ژئوگرید می پیچانیم و آزمون بارگذاری را انجام می دهیم. نتایج نشان می دهنه که ظرفیت باربری نهایی نوک شمع دانه ای با افزایش نسبت $\left(\frac{L}{d}\right\right)$ در دو حالت با ژئوگرید و بدون آن

افزایش مییابد. سه مجموعه آزمایش در این مطالعه انجام گرفته است. مجموعه اول بستر خاک سیاه نرم بدون هیچگونه شمعگذاری با قرار دادن صفحه فولادی با قطر ۵۵ میلیمتر در بالای خاک انجام میشود. مجموعه دوم روی شمع دانهای معمولی ⁽(O.P.G) با نسبتهای $\left(\frac{L}{d}\right)$ مختلف انجام میشود. یعنی طولهایی معادل با ۵۵ میلیمتر، ۴۹۵ میلیمتر، ۵۶۹ میلیمتر و ۶٫۵ میلیمتر که در معادل با ۵۵ میلیمتر، ۱۶۵ میلیمتر، ۲۷۵ میلیمتر، ۳۸۵ میلیمتر، ۴۹۵ میلیمتر، ۵۵ میلیمتر، ۵۵ میلیمتر و ۶٫۵ میلیمتر که در واقع نسبتهای $\left(\frac{L}{d}\right)$ مختلف انجام میشود. یعنی طولهایی معادل با ۵۵ میلیمتر، ۱۶۵ میلیمتر، ۱۶۵ میلیمتر، ۵۹۵ میلیمتر، ۲۷۵ میلیمتر، ۳۸۵ میلیمتر، ۳۸۵ میلیمتر، ۴۵۵ میلیمتر، ۱۶۵ میلیمتر و ۶٫۵ میلیمتر که در واقع نسبتهای $\left(\frac{L}{d}\right)$ بهترتیب ۱۰۳٬۵۰٬۹۰٬۱ میباشد. مجموعه سوم روی شمع دانهای با روکش نایلونی ژئوگرید ^۲(E.P.G) با نسبتهای $\left(\frac{L}{d}\right)$ ندر از نمودارهایی که برای تمام روگرید ^۲(D.P.G) با نسبتهای $\left(\frac{L}{d}\right)$ در آزمایش قبل انجام میگیرد. از نمودارهایی که برای تمام نایلونی نسبتهای $\left(\frac{L}{d}\right)$ رسم شده است متوجه میشویم که اس پی روی شمع دانهای (O.P.G) افزایش قابل توجهی نسبتهای $\left(\frac{L}{d}\right)$ رسم شده است متوجه میشویم که اس پی روی شمع دانهای (O.P.G) افزایش قابل توجهی نسبت به حالت بدون شمع دارد و افزایش قابل قبول اس پی روی شمع دانهای (O.P.G) افزایش قابل توجهی نسبت به حالت بدون شمع دارد و افزایش قابل قبول اس پی روی شمع دانهای (O.P.G) افزایش قابل توجهی نسبت به حالت بدون شمع دارد و افزایش قابل قبول اس پی روی شمع دانهای (O.P.G) افزایش قابل توجهی نسبت به حالت بدون شمع دارد و افزایش نسبت $\left(\frac{L}{d}\right)$ خرفیت باربری پی افزایش مییابد و همچنین نسبت $\frac{Qultrite}{Q}$

Galil et al. (۲۰۱۳) بررسی آزمایشگاهی در رفتار پی گسترده بر نشست، از طریق شمعهای کاهنده نشست، انجام دادهاند. در این مقاله نتایج آزمون بارگذاری روی پی گسترده برای به دست آوردن میزان نشست با به کارگیری از شمعهای کاهنده نشست، در ماسه انجام شده است. این مدل آزمایشگاهی به این صورت است که ۳ صفحه فولادی مربع شکل با ضخامتهای مختلف به عنوان پی گسترده مدل سازی می شود و شمعها از طریق لولههای فولادی توخالی مدل سازی می شود. سه آزمایش با نسبتهای $\left(\frac{L}{d}\right)$ (نسبت طول و شمعها از طریق لولههای فولادی توخالی مدل سازی می شود. سه آزمایش با نسبتهای $\left(\frac{L}{d}\right)$ (نسبت طول به قطر) مختلف در هر مرحله از حالتهای مدل سازی می شود. سه آزمایش با نسبتهای $\left(\frac{L}{d}\right)$ (نسبت طول به قطر) مختلف در هر مرحله از حالتهای شمع گذاری انجام می گیرد که این مراحل شامل حالت پی گسترده با رائه شمع و پی گسترده با ۱۹۰۹ و ۲۰ شمع مرکزی می باشد. مطابق منحنی بار – نشست ارائه شده برای حالت پی بدون شمع و پی گسترده با ۱۹۰۹ و ۲۰ شمع مرکزی می باشد. مطابق منحنی بار – نشست ارائه

^{&#}x27; - ordinary granular piles

^{&#}x27; - encased granular piles

افزایش کمی در ظرفیت باربری دیده میشود. بهطوری که در نشست متوسط ۲۵ میلیمتر با افزایش سختی پس از ۲۹٫۰۱ به ۲۹٫۳۹ باعث افزایش ظرفیت باربری در پی تا ۵٫۵ درصد شده است و افزایش سختی پی از ۳۹٫۰ به ۲۹٫۹۶ باعث افزایش ظرفیت باربری تا ۱۳ درصد به دست آمده است. در صورتی که در اندازه گیری نشست تفاضلی پی گسترده مشاهده شد که نشست تفاضلی نرمال شده با افزایش ضخامت (سختی) پی کاهش می یابد بهطوری که حتی در حالتی که پی سختی ۱۰٫۵۶ را دارد و هیچ نشست تفاضلی در پی مشاهده نمی شود. منحنی بار – نشست برای حالتهای بدون شمع و با شمعهای مختلف در نسبتهای $\left(\frac{L}{d}\right)$ مختلف در پیهای با ضخامت (سختیهای متفاوت) نشان می دهد که در تمامی نمونهها با زیاد شدن تعداد شمعهای کاهنده، نشست کم میشود و نتیجه دیگر این که ضخامت پی گسترده (سختی پی گسترده) اثر زیادی روی نشست تفاضلی دارد، اما روی متوسط نشست و ظرفیت باربری و تقسیم بار بین پی گسترده و شمع اثر قابل توجهی ندارد [۴۴].

فصل سوم

تئورىهاى مربوط به ظرفيت

باربری و نشست

۳-۱- تئوریهای مربوط به ظرفیت باربری

در این بخش تئوریهای مربوط به چگونگی تعیین ظرفیت باربری از محققین مختلف آورده شده است.

۳–۱–۲– تئوری prandtl _ برای تعیین ظرفیت باربری نهایی _ توزیع تیلور Prandtl (۱۹۲۰) بر اساس مطالعات کولمب نظریهی تعادل پلاستیکی را ارائه نمود. براساس این نظریه می توان پی های سخت (بتنی) را به درون خاک نسبتا نرم وارد کرد. در شکل ۳–۱ سه ناحیهای را نشان می دهد که پی طویل (یعنی ۵ < L/B) در معرض افزایش بار در درون لایه خاک قرار دارد و نتیجه آن گسیختگی در خاک حادث شده است [۴۵].



شکل ۳-۱: تعادل پلاستیکی Prandtl (۱۹۲۰) [۴۵]

بعد از اعمال بار منطقه یک به سـمت پایین حرکت کرده و با سـطح زمین زاویه ی $\frac{\varphi}{r} + 6$ میسـازد. خاک منطقه یک، که به نظر میرسـد در طول گسـیختگی سالم باقی مانده باشد. منطقه دو که با خطوط منقطع نمایش داده شـده است، جریان پلاستیکی قابل توجهی را تحمل نموده است. مرزهای منحنی این منطقه تقریبا اسـپیرالهای لگاریتمی با شـعاع انحنای ^{(4 tag} to r = r. e^{α tang} منحنی مناوم ماطقه تقریبا اسـپیرالهای لگاریتمی با شـعاع انحنای ^{(4 tag} to r = r. عیباشـند. منطقه ۳ ناحیه ی مقاوم رانکین است که با زاویه $\frac{\varphi}{r} - 6$ به سـطح زمین میرسد و ناحیه یغیرفعال را تشکیل میدهد. همانطور که در شـکل ۳–۱ نشان داده شده و سطح گسیختگی منطقه ۳ یک خط مستقیم میباشد. در گسیختگی بدون فرورفتگی مناطق ۲ و ۳ به دنبال آن یک مقاومت کشـشـی نسـبت به حرکت در امتداد مارپیچ

$$q_{u} = C \cot \phi \left[\tan^{2} \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi - 1} \right]$$

$$(1 - \tilde{v})$$

$$q_u = C \cot \phi + (\frac{\gamma B}{2}) \tan[(40 + \frac{\varphi}{\gamma})] [tan^{\gamma}(40 + \varphi/\gamma)e^{\pi tan\varphi-\gamma}]$$
 (۲-۳)
تیلور با معرفی ترم خود به معادلهی پراندل محدودیت آن را از بین برد و آن را قابل استفاده
برای خاکهای غیرچسبنده کرد.

Terzaghi تئوری ظرفیت باربری Terzaghi کوهها تجزیه و تحلیل نمود. او نظریهی براندل را توسعه داد و اثرات پراندل را در مورد آنالیز گوهها تجزیه و تحلیل نمود. او نظریهی پراندل را توسعه داد و اثرات وزن خاک روی سطح پی را که پراندل حذف کرده بود مورد توجه قرار دارد. همانطور که در شکل π -۲ توضیح داده شده، ترزاقی شکل عمومی مناطق مختلفی را که بدون تغییر شکل باقی مانده بود مورد توجه قرار داد. او زاویه سطح گوه با افقی را که در تخری را که در شکل عمومی مناطق مختلفی را مع داد و اثرات وزن خاک روی سطح پی را داد. و زاویه سطح گوه با مود توجه قرار دارد. همانطور که در شکل π -۲ توضیح داده شده، ترزاقی شکل عمومی مناطق مختلفی را مع دون تغییر شکل باقی مانده بود مورد توجه قرار داد. او زاویه سطح گوه با افقی را که در مع دری پراندل و تئوری دیگر (π / ϕ – (π)) درنظر گرفته بودند برابر ϕ فرض کرد که بیش از مع داد مع دار فرض پراندل است. ترزاقی نیز مانند پراندل یک پی را با عرض واحد و طول نامحدود پیشنهاد نمود. ترزاقی بر خلاف پراندل، سطح صاف را درنظر گرفت. اگرچه او مقاومت برشی

خـاک روی پـی را نادیـده گرفـت (بخـش gf در شـکل ۳–۲). او اثـرات وزن خـاک بعنـوان یـک وزن متعادل کننـده را q=γD درنظـر گرفت. در ایـن شـکل سـطح گسـیختگی شـبیه آن چیـزی اسـت کـه یراندل پیشنهاد نمود [۴۷].



شکل ۳-۲: نظریهی ترزاقی (۱۹۴۳) [۴۷].

شـکل ۳–۳ نفوذ گوه و حالت تعادل را نشـان میدهد، این در حالی اسـت که نیروی سطوح مایل گوه در مقابل نیروی حاصـل از بالا بهطرف پایین قرار میگیرد. این نیروها شـامل چسـبندگی و اثر فشـار محرک میباشـد. بنابراین با فرض یک واحد طول پی در صـفحه، مقدار پا از رابطه (۳–۳) بهدسـت میآید. در صورتی که $= \frac{f}{y}$ باشد، از شکل خواهیم داشت:

$$q_u B = r P_P + r(bd)c\sin\varphi \tag{(7-7)}$$

اگر
$$\phi$$
 bd=(B/۲) cos اگر ϕ

$$q_u B = r P_P + Bc \tan \varphi \tag{(f-r)}$$



شکل ۳-۳: گوه نفوذ تعادل و منحنیهای مربوط به ضرایب ظرفیت باربری N_yN_qN_c ترزاقی (۱۹۴۳)[۴۷].

ترازقی مقدار P_P را بهعنوان بردار برآیند سه بردار معرفی نمود که عبارتند از: (۱) بردار چسبندگی (۲) بردار سربار و (۳) بردار حاصل از وزن خاک (bdef در شکل ۳–۲). معادله ظرفیت باربری نهایی ترزاقی با افزایش فاکتور شکل در چسبندگی و عبارت اصلی برای شرایط برش در روابط (۳–۵) تا (۳–۷) آورده شده است:

پی نواری:

$$q_u = cN_c + \gamma DN_q + \frac{1}{\gamma} \gamma BN_{\gamma} \tag{(d-r)}$$

پی مربع:

$$q_u = \gamma \cdot r_c N_c + \gamma D N_q + \cdot \cdot \gamma B N_\gamma \tag{(7-7)}$$

پی دایرهای:

$$q_u = \gamma \cdot r_c N_c + \gamma D N_q + \cdot \cdot r \gamma B N_\gamma \tag{Y-r}$$

در این حالت داریم:

$$\begin{split} N_{c} &= \cot \phi \left[\frac{a^{\gamma}}{r \cos^{\gamma} (r _{0} - \frac{\varphi}{\gamma})} - \gamma \right], N_{q} = \frac{a^{\gamma}}{r \cos^{\gamma} (r _{0} - \frac{\varphi}{\gamma})} , N_{\gamma} = \frac{\gamma}{r} \tan \phi \left(\frac{k_{p} \gamma}{cos^{\gamma} \phi} - \gamma \right) \\ a &= e^{\left(\frac{\gamma \pi}{r} - \phi / \tau tan \phi \right)} \\ \text{solution} \\ \text{sol$$

$$\begin{aligned} q_u &= c'N'_c + \gamma DN'_q + \frac{1}{\gamma} \gamma BN'_\gamma & (\Lambda - \pi) \\ q_u &= 1.7 c'N'_c + \gamma DN'_q + ... + \gamma BN'_\gamma & (\eta - \pi) \\ q_u &= 1.7 c'N'_c + \gamma DN'_q + ... + \gamma PN'_\gamma & (\eta - \pi) \\ q_u &= 1.7 c'N'_c + \gamma DN'_q + ... + \gamma PN'_\gamma & (\eta - \pi) \\ q_u &= (1 - 1) \\ y_u &= (1 + ... + 1) \\ \frac{B}{L} c'N'_c + \gamma DN'_q + (1 - 1) \\ (1 - 1) \\ y_u &= (1 + ... + 1) \\ \frac{B}{L} c'N'_c + \gamma DN'_q + (1 - 1) \\ (1 - 1) \\ y_u &= (1 + ... + 1) \\ \frac{B}{L} c'N'_c + \gamma DN'_q + (1 - 1) \\ (1 - 1) \\ y_u &= (1 - 1) \\ (1 - 1) \\ y_u &= (1 - 1) \\ (1 - 1) \\ y_u &= (1 - 1) \\ (1 - 1) \\ y_u &= (1 - 1) \\ (1 - 1) \\ y_u &= (1 - 1) \\ (1 - 1) \\ y_u &= (1 - 1) \\ (1 - 1) \\ y_u &= (1 - 1) \\ (1 - 1) \\ y_u &= (1 - 1) \\ (1 - 1) \\ y_u &= (1 - 1) \\ (1 - 1) \\ (1 - 1) \\ y_u &= (1 - 1) \\ (1$$

$$\varphi' = \tan^{-1}(\Upsilon/\Upsilon \tan \varphi) \tag{17-T}$$

شکل مقادیر ۳–۳ فاکتورهای مختلف ظرفیت باربری که باری معادله های پیشنهاد شده است را ارائه میدهد. مقدار $k_{p\gamma}$ که باری محاسبه N_{γ} بکار بارده می شود فاکتوری است که ترزاقی باری N_{γ} استفاده کارده است و از منحنای های نمایش داده شده در شاکل ۳–۳ مقادیر لازم را باری محاسبه $k_{p\gamma}$ برآورد می شود.

Meyerhof معادلهی ظرفیت باربری 4-1−۳

Meyerhof (۱۹۵۳) معادلهی ظرفیت باربری مشابه معادله ترزاقی پیشنهاد کرد. ولی فاکتورهای شکل S و عمق d، و کج شدگی i، را به آن اضافه نمود. نظریات مایرهوف در روابط (۱۳–۳) و (۱۳–۱۴) ارائه شده است. نظریات او برای فاکتورهای شکل، عمق و کجشدگی و مقادیر N در جدول ۳–۱ و در شکل ۳–۴ نمایش داده شدهاند.

بار قائم:

$$q_u = cN_c s_c d_c + qN_q s_q d_q + 1/\tau \gamma BN_\gamma s_\gamma d_\gamma \tag{17-7}$$

بار مايل:

$$q_u = cN_c i_c d_c + qN_q i_q d_q + 1/r\gamma BN_\gamma i_\gamma d_\gamma \tag{14-7}$$

که در آن:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} tan^{\mathsf{r}}(\mathfrak{f} \mathfrak{d} + \varphi/\mathfrak{r})$$
$$N_c = (N_q - \mathfrak{r}) \cot \varphi$$
$$N_{\gamma} = (N_q - \mathfrak{r}) \tan(\mathfrak{r}.\mathfrak{f}\varphi)$$

مىباشد.

φ	شکل	عمق	متمايل
هرنوع φ	$s_{\rm c} = 1 + 0.2K_p \frac{\rm B}{\rm L}$	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \frac{D}{B}$	$ic = i_q = \left(1 - \frac{a^2}{90}\right)$
برای	$S_q = S_\gamma = 1.0$	$d_q = d_\gamma = 1.0$	$i_{\gamma} = 1$
$\boldsymbol{\phi} = \boldsymbol{0}^{\circ}$			
برای °10 < ۵	$Sq=S_{\gamma}=1+0.1K_{p}\frac{B}{L}$	$\text{dq}=\text{d}_{\text{Y}}\text{=}\text{1+0.1}\sqrt{k_{p}}\frac{\text{D}}{\text{B}}$	$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{a^2}{\omega}\right)$

 $K_P = tan^2(45 + arphi/2)$ lpha = هدول ۳-۱: فاکتورهای مایرهوف [۴۸]. زاویهی اندازه گیری شده از محور قائم



شکل ۳-۴: ضرایب ظرفیت باربری Meyerhof (۱۹۵۳) [۴۸].

۳–۱–۵– معادلهی ظرفیت باربری Hansen (معادلهی ظرفیت باربری عمومی) Hansen (۱۹۶۹) معادله ظرفیت باربری عمومی را ارائه دادند که در رابطهی (۱۹–۱۵) آورده شده است. معادلات هانسن در مقیاس وسیعی همان معادلات توسعه یافته مایرهوف می باشد. ضرایب ایروف می استند. ضریب ۸٫ که توسط هانسن پیشنهاد شده تقریبا همان φ مایرهوف تا تقریبا ۳۵ درجه است بارای مقادیر بالای ۹٫ پیشنهاد شده تقریبا همان φ مایرهوف تا تقریبا ۳۵ درجه است بارای مقادیر بالای تفاوت می این مقادیر بالای مقادیر بالای معادیر بالای مایرهوف می باشد. آل همان معادیر بالای معادیر بالای مایره مایره و ماین معادی معان معادیر بالای معادی معادی معان معادی معان معادی معادی معادی معادی معان معادی معان معادی معان معادی معان معادی معادی معادی معادی معادی معان معادی معادی معادی معان معادی معادی معادی معان معادی معان معادی معادی

$$q_u = cN_cs_cd_ci_cb_cg_c + \bar{q}N_qs_qi_qb_qg_q + \frac{1}{2}\bar{\gamma}BN_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$
 (۱۵–۳)
در این رابطه \bar{q} عبارت است از فشار موثر سربار
شـکل ۳–۵ روابـط $N_\gamma N_q N_c$ و مقـادیر φ را بـه همـان صـورت کـه هانسـن پیشـنهاد نمـود ارائـه مـی-
دهد.

همچنین برای رسهای اشباع زمانی که پی روی سطح افقی است، هانسن رابطهی (۳–۱۶) را ارائه داد: q_u = (π+۲)Su(۱+S'_c + d'_c) + q

و d'_c و d'_c ضرایب شکل و عمق در حالت زهکشی نشده هستند. S'_c



شکل ۳–۵: ضرایب ظرفیت باربری Hansen (۱۹۶۹) [۸].

Vesic (۱۹۷۳) همان روش هانسن با کمی تفاوت در محاسبه N_γ به صورت رابطه ی (۳–۱۷) ارائه داد [۱۴]:

$$N_{\gamma} = r(N_q + 1) \tan(\varphi) \tag{14-7}$$

وسیک همچنین برای فنداسیونهای قرار گرفته بر روی ماسه بر اساس روابط اصلاح شدهی ترزاقی پیشنهاد نمود از φ طبق رابطهی (۳–۱۸) برای بهدست آوردن ضرایب N'γ و N'۲ استفاده شود.

$$\varphi' = \tan^{\gamma}(k \tan \varphi), \ k = \cdot, \mathcal{F} \gamma + Dr - \cdot, \gamma \Delta Dr^{\gamma}$$
(1\Lambda - \mathbb{T})

برای بهدست آوردن ضرایب ظرفیت باربری $N_{Vq}N_{c}$ برخی از محققین راه حلهایی ارائه نمودهاند که در جرای برای ۳–۵ آورده شده است. جدول ۳–۲ برای ضریب N_{c} روابطی در حالت زهکشی شده ارائه شده ارائه شده است و جدول ۳–۳ برای ضریب N_{c} در حالت زهکشی شده ارائه شده است و جدول ۳–۳ برای ضریب N_{c} در حالت زهکشی در حالت زهکشی شده ارائه شده شده است و جدول ۳–۳ برای ضریب N_{c} در حالت زهکشی در حالت زهکشی شده ارائه می است. مراب N_{c} در حالت زهکشی در حالت زهکشی شده ارائه ارائه می است و جدول ۳–۳ برای ضریب N_{c} در حالت زهکشی است. می به می باشد. خریب ظرفیت باربری N_{c} در جدول ۳–۴ برای ضریب N_{c} در حالت زهکشی است. می به می باشد. خریب ظرفیت اربری N_{c} در جدول ۳–۴ به می باربری N_{c} در جدول N_{c} به می بازی می باربری N_{c} در جدول ۳–۶ به مور خلاصه آورده شده و برای فاکتور N_{r} روابطی در جداول ۳–۶ و ۳–۷ ارائه شده است. همچنین برای ضرایب عمق $d_{r}d_{q}d_{c}$ و ضرایب شکل $S_{r}S_{q}S_{c}$ به ترتیب در جداول ۳–۶ و ۳–۷ نیز آورده شده است.

روابط برای ضریب باربری Nc	مراجع
$N_{c} = \frac{\gamma \gamma_{\lambda} + \varphi_{\tau} \varphi}{\varphi_{\tau} - \varphi}$	Krizek (1998) [49]
$N_{c} = \cot \varphi' [e^{\pi \tan \varphi'} \tan^{\gamma} (\frac{\pi}{r} + \frac{\varphi'}{r}) - 1]$	Chen (1940) [0.1]
$N_{c} = \left[1 + \frac{1}{\gamma} \tan(\varphi \Delta + \frac{\phi'}{\gamma})\right] \left[\gamma \left(\tan^{\gamma}(\varphi \Delta + \frac{\phi'}{\gamma}) + \tan(\varphi \Delta + \frac{\phi'}{\gamma})\right)\right]$	French (1999) [Δ 1]

جدول ۳-۲: روابط ارائه شده برای محاسبهی Nc در حالت زهکشی شده

جدول ۳−۳: روابط ارائه شده برای محاسبهی Nc در حالت زهکشی نشده (φ=۰)

روابط برای ضریب باربری N _c		مراجع
$N_c = \gamma + \pi$	برای مصالح پلاستیکی ایده آل در شرایط کرنش صفحهای	Foldin and Broms(19A1) [27]
$N_c = \Delta, \Delta T$	سطح گسیختگی دایرهای	Foldin and Broms(19A1) [27]
Nc=9,88	سطح گسیختگی دایرهای	Foldin and Broms(19A1) [27]
$N_c = r\pi$	سطح گسیختگی دایرهای	Atkinson (19A1) [۵۳]
$N_c = \varphi$	ناحیه گسیختگی گوه مثلثی	Atkinson (19A1) [28]

روابط برای ضریب باربری N _q	مراجع
$N_{q} = \frac{\mathbf{f} \cdot \mathbf{+} \mathbf{\Delta} \boldsymbol{\varphi}}{\mathbf{f} \cdot \mathbf{-} \boldsymbol{\varphi}}$	Krizek (1986) [49]
$N_q = K_p^r$	Lambe and Whitman
$K_{p} = \frac{V + \sin \phi'}{V - \sin \phi'}$ در حالی که:	(1989) [54]
$N_{q} = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^{\gamma} \left(\frac{\pi}{\varsigma} + \frac{\varphi'}{\varsigma} \right)$	Chen (۱۹۷۵) [۵۰]
$N_{\alpha} = \rho(\pi - \beta) \tan \varphi' \tan \varphi' \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi'}{2} \right)$	Senneset et al. (۱۹۸۹)
$\mathbf{n}_{\mathbf{q}} = \mathbf{c}_{\mathbf{r}} \cdots \cdots \mathbf{c}_{\mathbf{m}} \mathbf{c}_{\mathbf{q}} \mathbf{r}_{\mathbf{r}} \mathbf{r}_{\mathbf{r}}$	[۵۵]
$N_{q} = \left[1 + \frac{1}{\tau} \tan(\tau \Delta + \frac{\phi'}{\tau})\right] \left[(\tan^{\tau}(\tau \Delta + \frac{\phi'}{\tau}) - 1) \right]$	French (1999) [Δ 1]

جدول ۳-۴: روابط ارائه شده برای محاسبهی Nq

جدول ۳-۵: روابط ارائه شده برای محاسبهی Νγ

روابط برای ضریب باربری N _γ	مراجع
$N_{\rm t} = \frac{\sin(\frac{\pi}{\gamma} - \frac{\varphi}{\gamma})}{1 - \frac{\varphi}{\gamma}}$	Caquot and Kerisel (1967)
$r \sin\left(\frac{\pi}{r} - \frac{\varphi}{r}\right) \tan\left(\frac{\pi}{r} - \frac{\varphi}{r}\right)$	[68]
$\mathbf{N}_{\gamma} = \frac{\varphi \boldsymbol{\phi}}{\varphi \cdot - \boldsymbol{\phi}}$	Krizek (1996) [49]
$N_{\gamma} = \Upsilon(\gamma + N_q) \tan \phi' \tan \left(\frac{\pi}{s} + \frac{\phi'}{\gamma}\right)$	Chen $(19Y\Delta)$ [Δ ·]
$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^\gamma \left(\frac{\pi}{r} + \frac{\varphi'}{r}\right)$ در حالی که: (م	
$N_{\gamma} = (\cdot, \cdot \land \lor \cdot \land + \cdot, \forall \forall \forall i sin \forall \phi' - \cdot, \cdot \forall \land \forall \varphi sin^{\vee} \forall \phi'). (N_{q} e^{\pi / \forall tan \phi'} - 1)$	Steenfelt (1977) [27]
$N_q = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \cdot e^{\pi \tan \varphi'}$ درحالی که:	
$N_{\gamma}=1,1$ $(N_{q}-1)tan(1,r\phi')$	Spangler and handy (1987)
	[۵٨]
$N_{\gamma} = e^{(\cdot, \gamma \gamma \tau \phi' - \gamma, \cdot \mathcal{F} f)}$	Ingra and Baecher (۱۹۸۳) [۵۹]
$N_{\gamma \approx} (N_q - 1) tan(1, \Delta \phi')$, $\gamma \cdot \Box < \phi' < \Delta \cdot \Box$	Bolton and Lau (1998) [8.]
$N_{\gamma} = e^{(\cdot, \varsigma \varsigma_{+\Delta,1} \tan \phi')} \times \tan \phi'$	Michalowski (1997) [81]
$N_{\gamma} = [1 + \frac{1}{\tau} \tan(\tau \Delta + \frac{\varphi'}{\tau})][\tan^{\Delta}(\tau \Delta + \frac{\varphi'}{\tau}) - \tan(\tau \Delta + \frac{\varphi'}{\tau})]$	French (۱۹۹۹) [۵۱]
$N_{\gamma} = e^{(1/\beta)(\pi + r\pi^{\gamma} tan\phi')} \times (tan\phi')^{r\pi/\Delta}$	Hjiaj et al. (۲۰۰۵) [۶۲]
$N_{\gamma} = (N_q - 1) tan(1, \forall \forall \phi')$	Martin (۲۰۰۵) [۶۳]
$d_\gamma d_q d_c$ روابط ارائه شده برای ضرایب عمق	مراجع
--	-----------------------------------
$\mathbf{d}_{\mathrm{c}} = \mathbf{d}\mathbf{q} - \frac{1 - dq}{N_q tan\varphi}$	Vesic (1977) [17]
$\mathbf{d}_{\mathbf{q}} = 1 + \mathbf{Y} \mathbf{tan} \boldsymbol{\varphi} \ (1 - \mathbf{sin} \boldsymbol{\varphi})^{Y} \frac{D_f}{B}$	
$d_{\gamma} = 1$	
برای بارگذاری زهکشی نشده ۰ = φ	
$\mathbf{d'_c} = \mathbf{+}, \mathbf{f} \frac{D_f}{B}$	
تحلیل اجزا محدودی برای بارگذاری زهکشی نشده:	Salgado et al. (۲۰۰۴) [۶۴]
$\mathbf{d}_{c} = 1 + 1, \mathbf{Y} \mathbf{V} \sqrt{\frac{D_{f}}{B}}$	

 $d_{\gamma}d_{q}d_{c}$ جدول ۳–۶: روابط ارائه شده برای محاسبهی ضرایب عمق

 $S_{\gamma}S_{q}S_{c}$ جدول ۳–۷: روابط ارائه شده برای محاسبهی ضرایب شکل $S_{\gamma}S_{q}S_{c}$

S _γ S _q S	سرایب شکل c	روابط ارائه شده برای خ	مراجع			
$S_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_c}{N_c}$	<u>+</u> sinφ		De Beer (۱۹۷۰) [۶۵]			
$S_q = 1 + \cdot, \gamma \frac{B}{2}$	•					
$S_{\gamma} = 1 - \cdot, f \frac{B}{T}$						
$\frac{1}{S_c = 1 + \frac{BN_q}{BN_q}}$			Vesic (1978) [18]			
\mathbf{S}_{L} \mathbf{N}_{C}		S = V + B since				
$S_q = 1 + \frac{-L}{L}$	(هانسن) ,μιφ	$S_q = 1 + \frac{1}{L} \sin \phi$				
$S_{\gamma} = 1 - \cdot, \frac{F}{L}$						
р	φ =	برای بارگذاری زهکشی نشده •				
$S'c = +, T\frac{B}{L}$						
ىشى نشدە:	بارگذاری زهک	تحليل اجزا محدودي براي	Salgado et al. (۲۰۰۴) [۶۴]			
$S_c = 1 + C \frac{B}{L}$	$+ C \Upsilon \frac{D_f}{B}$					
B L	C١	С۲				
(دایرهای)	+,188	•,71•				
(مربعی)	•,170	•,719				
۰,۵	•,188	۰,۱۷۳				
•,٣٣	٠,١۵٩	٠,١٣٧				
•, T •	•,19•	٠, ٠٩ ٠				
$S_c = 1 + (1, At)$	$an^{\gamma} \phi' + \cdot, \gamma$	$\left(\frac{B}{L}\right)^{\star,\Delta}$	Zhu and Michalowski (۲۰۰۵) [۶۶]			

دلیل اصلی این مسئله که نظریه های مختلفی برای محاسبه ی γ مطرح شده است و همچنین نداشتن همبستگی این تئوری ها با مقادیر تجربی، مشکل بودن انتخاب یک مقدار مشخصه برای زاویه ی اصطکاک خاک به منظور محاسبه ی ظرفیت باربری می باشد. پارامتر φ به عوامل بسیاری بستگی دارد که بعضی از آن ها عبارتند از: حالت تنش اصلی میانگین، ناهمسان گردی زاویه ی اصطکاک و انحناء پوش گسیختگی موهر -کلمب. اصلی میانگین، ناهمسان گردی زاویه ی نظری محاسبه ی γ را با نتایج به دست آمده از آزمایش های انجام شده توسط محققین برای پی های مختلف مقایسه نمودند. طبق این تحقیق مشخص شد زمانی که زاویه اصطکاک های به-دست آمده در دستگاه سه محوری برای محاسبه ی مقادیر تجربی γ به کار گرفته می شوند، مقدار آن ها به طور قابل توجهی بیشتر از مقادیر به دست آمده نظری می باشد [۵۹].

۲-۲- تاثیر اثرات مقیاسی در ظرفیت باربری

نظریه اثرات مقیاسی که در سالهای اخیر مورد توجه زیادی قرار گرفته است بیان میدارد که با افزایش ابعاد فنداسیون، ظرفیت باربری کاهش مییابد. این مسئله در خاکهای درشتدانه بارزتر است. مقدار N^γ در ابتدا با افزایش B کاهش یافته و در مقادیر بزرگتر B تقریبا ثابت میماند. کاهش N^γ در فنداسیونهای بزرگتر در نهایت میتواند باعث کاهش چشمگیر ظرفیت باربری نهایی شود که میتواند به یکی از دلایل زیر باشد [۶۷].

۱- برای فنداسیونهای با ابعاد بزرگ، گسیختگی در راستای خطوط لغزش در خاک پیشرونده است و مقاومت برشی بسیج شده متوسط (و همچنین φ) در راستای خط لغزش با افزایش B کاهش می یابد.
 ۲- نواحی ضعیفی در خاک زیر فنداسیون وجود دارند.

۳- انحناء پوش موهر-کلمب

Terzaghi and Peck (۱۹۶۷) مشخص کردند که زمانی که پی روی خاک ماسهای قرار دارد عرض پی اثر کاهندگی روی مقادیر ظرفیتباربری مجاز دارد. بنابراین ضریب تصحیح β را برای جملهی سوم ظرفیت باربری پیشنهاد کردند. مقادیر پیشنهادی این ضریب تصحیح، برای عرض B پیهای مختلف، به شرح زیر میباشد [۶۸].

$$\beta = 1$$
 ($\cdot \leq B \leq 1, \tau$ m) برای (

- $\beta = 1,17 0,11 \text{ B}$ ($1,7 \le B \le 7 \text{ m}$) برای ($1,7 \le B \le 7 \text{ m}$)
- $\beta = \cdot, \lambda \pi \cdot, \cdot \mid B$ ($\pi \leq B \leq \iota \leq m$), $\pi \leq B \leq \iota \leq m$

De Beer (۱۹۷۰) ضریب کاهشی بهصورت رابطهی (۳–۱۹) برای کاهش ظرفیت باربری درنظر گرفت.

این ضریب برای عرضهای بزرگتر از ۲ متر در جمله سوم ظرفیت باربری اعمال میشود [۶۵].
$$r_{\gamma} = 1 - \cdot,70 \log(\frac{B}{\gamma})$$

البته در عمل طراحان کمتر از ضریب فوق استفاده مینمایند زیرا استفاده از آن باعث طراحیهای محافظه کارانه تری می شود.

۳–۳– تئوریهای مربوط به تعیین ظرفیت باربری مجاز با استفاده پارامترهای لرزهای پرفسور Schulze (۱۹۴۳) اولین بار برای تعیین ظرفیت باربری مجاز خاک، با روش ژئوفیزیک، با استفاده از روش اندازه گیری سرعت موج برشی بدون آسیب رساندن به شرایط طبیعی محل، توانست نتایج نسبتا واقعی تر از روش های ژئوتکنیکی به دست آورد که معمولا براساس دادههای گمانه و تستهای آزمایشگاهی روی نمونه دست نخورده خاک انجام می شود [۶۹]. از آن زمان، کمکهای مختلف قابل توجهی به حل مشکلات ژئوتکنیکی با استفاده از می می محل، توانست نتایج نسبتا روی نمونه دست نخورده خاک انجام می شود [۶۹]. از آن زمان، کمکهای مختلف قابل توجهی به حل مشکلات ژئوتکنیکی با استفاده از روشهای ژئوفیزیکی صورت گرفته است. به عنوان مثال سرعت موج–

$$nq_{a} = q_{u} = \left(\frac{V_{s}^{\gamma}}{1 \Delta q_{*}}\right) (kPa)$$
 (Y - T)

در حالی که: q_a ظرفیت باربری مجاز، q_u ظرفیت باربری نهایی، v_s سرعت موج برشی

Keceli به یک عبارت تجربی برای فشار مجاز خاک q_a در زیر فنداسیون سطحی Keceli به منظور دست یافتن به یک عبارت تجربی برای فشار مجاز خاک ، فرمت کلی برای برای فشار (۲۰۰۰) از طریق حالت فشار و پارامترهای الاستیک به صورت ستون خاکی، فرمت کلی برای برای فشار مجاز خاک زیر فنداسیون سطحی با عمق D_f از سطح زمین که میتواند به طور کامل با وزن مخصوص خاک (γ) بالای فنداسیون ارزیابی و به صورت معادله (-7) بیان شود را در شکل -7 به نمایش گذاشت [γ].



شکل ۳-۶: ستون خاکی و پارامترهای مربوط به آن. Keceli (۲۰۰۰) [۷۶]

$$q_a = \gamma D_f / n$$
 (۲۱–۳)
عمق فنداسون(Df) میتواند توسط موج برشی (Vsr) تولید شده در لایهی زیرین و زمان (T) بهصورت
رابطهی (T–۲) جایگزین شود:
 $D_f = v_{sr}.T$ (T–۳)
که با قرار دادن آن در معادله (۳–۲۱) بهصورت رابطهی (۳–۳۳) بیان میشود:
 $q_a = \gamma.V_{sr}.T/n$ (۳–۳)
پارامتر ناشناخته زمان T، براساس فرآیند کالیبراسیون مشخص میشود. برای این منظور، یک نمونه سنگ
پارامتر ناشناخته زمان T، براساس فرآیند کالیبراسیون مشخص میشود. برای این منظور، یک نمونه سنگ
سخت فرض میشود زیر فنداسیون قرار دارد، Keceli (۲۰–۳) از طریق پارامترهای زیر رابطهی (۳–۲۴)

 $q_a = \imath \cdot \cdot \cdot \cdot \, kPa$, $V_{s \tau} = {\tt f} \cdot \cdot \cdot \, m/s$, $\gamma = {\tt Ta} \; kN/m^{\tt r}$, $n = \imath, {\tt f}$

$$q_a = \cdot, \gamma V_{sr}/n \tag{14-1}$$

یک رابطه مستقیم بین وزن مخصوص *۲،* و سرعت موج-p لایه خاک وجود دارد. براساس تاریخچهی تستهای آزمایشگاهی بهوسیلهی محققین .Tezcan et al (۲۰۰۶) رابطهی تجربی (۳–۲۵) را پیشنهاد دادند [۸۱].

$$\gamma_{\rm p} = \gamma_0 + \cdot, \cdot \cdot \tau V_{\rm p} \tag{7\Delta-T}$$

γ_p وزن مخصوص بر اساس موج - V_{p۱} ، p سرعت موج-p لایهی بالایی، γ₀ وزن مخصوص مرجع میباشد (۳-۲۶) Keceli (۲۰۰۹) براساس مقادیر سرعت موج برشی V_{s۱} رابطهای ارائه داد و توصیه کرد رابطهی (۳-۲۶) برای خاکهای دانهای مورد استفاده قرار گیرد [۸۱].

$$\gamma_{\rm S} = \mathbf{F}, \mathbf{F} \, V_{S_{\rm V}}^{\cdot, \rm Y\Delta} \tag{19-1}$$

وزن مخصوص خاک براساس سرعت موج برشی
$$V_{s_1}$$
 لایهی بالایی γ_s

برای گونههای مختلف خاک و سنگ، ضریب اطمینان، همچنین ظرفیت باربری مجاز خاک .Tezcan et al (۲۰۰۶) جدول ۳–۸ را ارائه داد [۸۰].

نوع خاک	محدوده (W _{st} (m/s)محدوده	ضريب اطمينان n	$q_a \left(kN/m^r \right)$
سنگهای سخت	$\mathbf{V}_{s_{Y}} \geq \texttt{f} \boldsymbol{\cdots}$	n = 1,4	$\mathbf{q}_{\mathbf{a}} = \mathbf{\cdot}, \mathbf{\cdot} \mathbf{\forall} \mathbf{i} \mathbf{\gamma} \mathbf{V} \mathbf{s}$
سنگهای ضعیف(نرم)	$VA \boldsymbol{\cdot} \leq \mathbf{V}_{s y} \leq f \boldsymbol{\cdot} \boldsymbol{\cdot} \boldsymbol{\cdot}$	$\mathbf{n} = \mathbf{r}, \mathbf{r} - \mathbf{r}, \dots \mathbf{k} \ \mathbf{Vs}$	$\mathbf{q}_{\mathrm{a}} = \star, \gamma \mathbf{V}_{\mathrm{s}}/\mathbf{n}$
خاکها	$V_{s_{Y}} \leq Y \Delta_{P}$	n = ۴	$\mathbf{q}_{\mathbf{a}}= \mathbf{\cdot},\mathbf{\cdot}$ tdy $\mathbf{V}_{\mathrm{s}}\mathbf{eta}$

جدول ۳-۸: ضریب اطمینان،n، برای انواع خاکها وسنگها [۸۰].

β ضریب تصحیح برای ماسهها (معادله (۳–۱۳))

سرعت موج برشی همچنین برای تعیین ضریب واکنش بستر k_s از لایهی خاک زیر پی با استفاده از عبارت-های داده شده در شکل ۳–۶ به خوبی میتواند مورد استفاده قرار گیرد. تعریف ضریب واکنش بستر، مشابه تعریف ثابت فنر در مهندسی مکانیک میباشد. برای فشار عمودی لازم برای برای جابهجایی عمودی واحد رابطهی (۳–۲۷) تعریف میشود:

$$K_{s} = q_{f} / d (kN/m^{r}) \qquad , q_{f} = nq_{a} \qquad (\Upsilon V - \Upsilon)$$

Terzaghi and Peck (۱۹۶۷) برای فنداسیونهای سطحی نشست مجاز نهایی را ۱ اینچ یا ۲۰٫۰۲۵ متر پیشنهاد کردند. زمانی که نشست مجاز d=۰٫۰۲۵ باشد، با جایگذاری آن در معادله (۳–۲۷) برای ضریب واکنش بستر رابطهی (۳–۲۸) بهدست میآید [۶۸].

$$K_s = \mathfrak{f} \cdot nq_a$$
ي , $k_s = \mathfrak{f}\gamma V_{s\gamma} / n$ (۲۸–۳)

مدول برشی G با استفاده از سرعت موج برشی
$$V_{
m s}$$
 طبق رابطهی (۳–۲۸) بهدست میآید:

$$\mathbf{G} = \rho \mathbf{V}_{\mathbf{S}}^{\mathsf{T}} \; (\mathbf{k} \mathbf{P} \mathbf{a}) \tag{TA-T}$$

در حالی که:
$$ho$$
 (چگالی) $ho=rac{\gamma_p}{g}$ و g شتاب گرانش زمین میباشد.

$$E_{c} = \rho V_{p}^{\tau} (kPa)$$
 (Y9-Y)

نسبت پوآسن v طبق رابطهی (۳–۳۰) زیر بهدست میآید:

$$\upsilon = \left(\frac{\alpha - \tau}{\tau(\alpha - 1)}\right) \tag{(\mathbf{T} - \mathbf{T})}$$
$$\alpha = \frac{V_p^{\tau}}{V_s^{\tau}} \quad \text{if } \alpha = \frac{E_c}{G}$$

مدول یانگ E نیز از طریق رابطهی (۳–۳۱) بهدست میآید:

$$E = \frac{(r\alpha - r)G}{(\alpha - 1)} (kPa)$$
(r)

مدول بالک خاک K نیز از طریق رابطهی (۳-۳۲) بهدست میآید:

$$K = \frac{(\alpha - 1)E}{r} (kPa)$$
 (47-47)

G مدول برشی خاک G، فرمول Gordian Atat et al. (۲۰۱۳) با استفاده از سرعت موج برشی _۶۷ و مدول برشی خاک G، فرمول تجربی برای ظرفیت باربری مجاز خاک را برای لایه اول بالای پی و لایه دوم زیر پی (مطابق شـکل ۳–۶) پیشنهاد کردند[۸۳].

۱ – تخمین ظرفیت باربری مجاز خاک برای لایهی اول (شکل ۶–۳) روابط (۳–۳۳) و (۳–۳۴)

$$q_a = \cdot, \cdot \, \iota \, \mathsf{fs} \sqrt{G} \, (\mathrm{kPa}) \tag{$\mathsf{TT}-\mathsf{T}$}$$

$$q_a = \cdot, \text{fiv} V_s \text{ (kPa)} \tag{74-7}$$

$$q_a = f \times 1 \cdot f G^{\cdot,999} \quad \downarrow \quad q_a \approx f \times 1 \cdot f G \text{ (kPa)} \tag{70-7}$$

$$q_a = \cdot, f \cdot \cdot f V_s \quad (kPa) \tag{79-7}$$

۳-۴- کاربرد تئوری الاستیسیته برای تغییر مکان فنداسیونهای سطحی

زمانی که بار به فنداسیون اعمال میشود مکانیزم انتقال بار به تنشهای در خاک تابع عوامل مختلفی از قبیل صلبیت فنداسیون، سختی خاک، مقاومت خاک و میزان کرنشهای ایجاد شده در خاک است. در توده خاکهای همگن توزیع تنش اندازه گیری شده همخوانی قابل قبولی با توزیع تنش محاسبه شده از طریق روابط کلاسیک تئوری الاستیسیته دارد که احتمالا به دلیل فرض صحیح تغییر شکلهای کوچک می باشد. در حالی که در خاکهای لایه بندی شده یا زمان اعمال کرنشهای بزرگ به دلیل فرض نداشتن می باشد. در حالی که در خاکهای لایه بندی شده یا زمان اعمال کرنشهای بزرگ به دلیل فرض نداشتن به نشست الاستیک فنداسیونهای سطحی، در ک مفاهیم بنیادی و تفاوتهای بین فنداسیونهای به نشست الاستیک فنداسیونهای سطحی، در ک مفاهیم بنیادی و تفاوتهای بین فنداسیونهای زیر پی با توجه به انعطاف پذیری و صلب بودن فنداسیون مطالعاتی انجام داد. طبق گفته Holt نشست در زیر فنداسیون صلب به صورت یکنواخت و در زیر فنداسیون منعطف، به صورت غیریکنواخت می باشد که زیر فنداسیون صلب به صورت یکنواخت و در زیر فنداسیون منعطف، معطف، به صورت غیریکنواخت می باشد که به دلیل انعطاف پذیری فنداسیون است. توزیع تنش در زیر فنداسیونهای منعطف یکنواخت بوده و در زیر فنداسیونهای صلب غیریکنواخت است (شکل ۳–۷) [۱۷].

تغییر در میزان نشست عمدتا به دلیل تغییر توزیع تنش ناشی از خم شدن پی می باشد. با توجه به مطالعات Mayne and Poulos (۱۹۹۹) میزان نشــسـت در مرکز پی تحت اعمال بار یکنواخت روی فنداسـیون دایرهای انعطاف پذیر تقریبا (۴/۳)۱۰۲۷ برابر فنداسـیون دایرهای صلب می باشـد. بسیاری از کارهای ارائه شده برای تخمین نشست برای پیهای دایره ای بوده است. قطر معادل پی دایره ای، Beq، که می تواند برای پیهای مربعی و مستطیلی مورد استفاده قرار گیرد به صورت رابطهی (۳–۳۸) محاسبه می گردد [۸۴]. $B_{eq} = \sqrt{\frac{fBL}{\pi}}$ (۳–۸۳) تعیین میزان صلبیت فنداسیون کار دشواری است به دلیل آن که انعطاف پذیری فنداسیون به خاک زیر آن وابسته است. Borowicka (۱۹۳۶) پیشنهادی ارائه داد مبنی بر این که سنختی یک پی را می توان با استفاده از مدول یانگ خاک و هندسه ی فنداسیون مورد ارزیابی قرار داد و رابطهی (۳–۳۹) را تعریف کرد [۸۵].

$$K_{f} = \frac{1}{\rho} \left(\frac{1 - \upsilon_{s}^{r}}{1 - \upsilon_{f}^{r}} \right) \left(\frac{E_{f}}{E_{s}} \right) \left(\frac{\tau t}{B_{eq}} \right)^{r}$$
(٣٩-٣)

در حالی که، K_f سختی فنداسیون، v_s نسبت پوآسن خاک، v_f نسبت پوآسن فنداسیون • E_f مدول یانگ فنداسیون، E_s مدول یانگ خاک، و t ضخامت فنداسیون میباشد.

Brown (۱۹۶۹) روش دیگری برای تخمین سختی فنداسیون طبق رابطهی (۳–۴۰) پیشنهاد نمود [۸۶].

$$K_{f} = \left(\frac{E_{f}}{E_{s}}\right) \left(\frac{\gamma_{t}}{B_{eq}}\right)^{r}$$

$$\left(\mathbf{f} \cdot -\mathbf{v}\right)$$

Mayne and Poulos (۱۹۹۹) تمایز بین صلب و انعطاف پذیر بودن پی ها را توسط خصوصیات سختی خود پی، به شرح زیر ارائه دادند [۸۴].



شکل ۳–۷: فشار تماسی و نشست فنداسیون صلب و انعطاف پذیر روی خاک چسبنده و دانهای Holtz (۱۹۹۱) [۱۷].

۳–۵– نشست الاستیک (آنی) فنداسیون روشهای مختلفی برای تخمین نشست الاستیک در حال حاضر موجود است که آنها را میتوان به سه دسته کلی به شرح زیر تقسیم بندی نمود:

۲- روش های نیمه تجربی. این روش براساس مشاهدات صحرایی و برخی از تئوری ها میباشد. تعدادی از محققین از این روش استفاده کردهاند، مانند Schmertmann et al. (۱۹۷۰)، Schmertmann et al. (۱۹۷۰)، Briaud (۲۰۰۹)، و ۲۱،۹۰،۹۱،۹۲].

۳- روش هایی که بر اساس روابط نظری بر گرفته شده از تئوری الاستیسیته میباشد. روابط موجود برای
 محاسبه ینشست در این قسمت شامل ترم مدول الاستیسیته E میباشد.

با توجه به آزمایشگاهی بودن روشهای ارائه شده در موارد ۱ و ۲ در این پایان نامه روش سوم برای تعیین نشست مورد بررسی قرار گرفته است.

با استفاده از تئوری الاستیسیته B × L محاسبه کنند (۱۹۵۱)، نشست الاستیک گوشه B × L واقع بر سطح نیم فضای الاستیک توانستند مطابق رابطهی (۳–۴۱) محاسبه کنند [۹۳].

$$S_e = qB \frac{1-v^{\gamma}}{E_s} I_i$$
 (*1-*)

q = فشـار تماسـی پی (kPa)، B = عرض فنداسـیون (حداقل بُعد) (m)، L = طول فنداسـیون (m)، I = ضریب تاثیر که تابع نسبت L/B بوده و از رابطهی (۳–۴۲) بهدست میآید.

$$I_{i} = \frac{1}{\pi} \left[\frac{L}{B} ln(\frac{1+\sqrt{(L/B)^{\gamma}+1}}{L/B}) + ln(\frac{L}{B} + \sqrt{(L/B)^{\gamma}+1}) \right]$$
(\$\vee t - \vee t)

چنانچه بخواهیم نشست مرکز شالوده انعطاف پذیر را با استفاده از رابطهی (۳–۴۱) محاسبه نماییم، شالود را به چهار قسمت مساوی تقسیم نموده و پس از محاسبه نشست گوشه یکی از مستطیلها، نشست حاصل را چهار برابر مینماییم. بدین ترتیب خواهم داشت:

L' = L/r , B' = B/r

از آنجایی که نسبت 'L/B = L'/B در نتیجه ضریب تغییری Ii نمی کند. بنابراین نشست مرکز شالوده انعطاف پذیر را به صورت رابطه ی (۳–۴۳) می توان محاسبه نمود:

$$\mathsf{S}_{i_{(j, j_{s})}} = \mathsf{F} \times \frac{qB'}{E_{s}} (\mathsf{1} - \upsilon^{\mathsf{r}}) \mathbf{I}_{i_{(j, j_{s})}} = \mathsf{F} \times \frac{qB}{\mathsf{r}E_{s}} (\mathsf{1} - \upsilon^{\mathsf{r}}) \mathbf{I}_{i_{(j, j_{s})}} \longrightarrow \mathbf{I}_{i_{(j, j_{s})}} = \mathsf{r}\mathbf{I}_{i}$$
(FT-T)

Bowles (۱۹۸۷) رابطهی (۳–۴۴) با تعریف ضرایب تاثیر شکل و عمق توسعه داد و همچنین با ارائه روابطی، ارتباط بین نشست الاستیک پی انعطاف پذیر و صلب نشان داد. رابطهی (۳–۴۴) رابطهی نشست الاستیک پی انعطاف پذیر و صلب نشان داد. رابطه ی (۳–۴۰) رابطه ی نشست و الاستیک پی انعطاف پذیر و صلب و نقاط مختلف پی را نمایش می دهد [۱].

$$\mathbf{S}_{e} = q\mathbf{B}' \frac{1-v^{\mathsf{T}}}{E_{\mathsf{S}}} \mathbf{m} \mathbf{I}_{\mathsf{S}} \mathbf{I}_{\mathsf{f}}$$
(**FF**-**T**)

$$I_{\nu} = \left[M \ln \frac{(\nu + \sqrt{M^{\nu} + \nu})\sqrt{M^{\nu} + N^{\nu}}}{M(\nu + \sqrt{M^{\nu} + N^{\nu} + \nu})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^{\nu} + \nu})\sqrt{\nu + N^{\nu}}}{M + \sqrt{M^{\nu} + N^{\nu} + \nu}}\right]$$
(¢ Δ - ∇)

$$I_{\gamma} = \frac{N}{\pi} \tan^{-\gamma} \left(\frac{M}{N\sqrt{M^{\gamma} + N^{\gamma} + \gamma}} \right)$$
 (f9-\vec{\pi})

$$I_{s} = I_{1} + \frac{1 - v}{1 - v} I_{r}$$
(44-7)

M = L/B, N = H/B'

جدول ۳-۹: ارتباط بین پی صلب و انعطاف پذیر در نقاط مختلف. Bowles (۱۹۸۷)[۱].

فنداسيون مستطيلي	فنداسیون دایرهای
(_{مرکز)} Se(م _{رکز)} ح⊷,۵ Se	(_{مرکز)} ≈۰,۶۳۶ S _{e(مرکز)}
(_{مرکز)} Se(میانگین) ×۰,۸۵ S e	(_{مرکز)} ۵۲,۰۹≈ (میانگین)Se
(_{مرکز)} ≈۰,۷۹ S _{e(مرکز)}	(_{مرکز)} ≈۰,۷۹ S _{e(مرکز)}
(_{میانگین}) ≈۰,۹۳ S e(میانگین)	(میانگین) ۶ ۹۰٫۹۳ S e(صلب)



شکل ۳-۸: ضریب تاثیر If برای فنداسیونی در عمق Df. Bowles (۱۹۷۷) [۱].

مقادیر تغییر مکان پی در شرایط زهکشی شده و زهکشی نشده توسط Harr (۱۹۶۶) با استفاده از ضریب تاثیر نشست و تئوری الاستیسیته مورد بررسی قرار گرفت. وی با ارائهی رابطهی (۳–۴۸) تغییر مکان عمودی درمرکز پی را در یک محیط الاستیک بدین صورت بیان کرد [۹۴].

$$S_e = rac{qdI.(1-v^3)}{E}$$

 $I_0 = ضریب تاثیر تغییرمکان که به ضخامت لایه، تراکم، زبری پی و تغییرات سختی خاک با عمق وابستهاست. بهطور مثال، برای پیهای دایرهای انعطاف پذیر روی نیم فضای الاستیک، ۱ = I0 ، در صورتی که برایپی صلب تحت همان شرایط، ۲/۴ = I0 میباشد.$

Mayne and Poulos (۱۹۹۹) فرمول پیشرفته تری یعنی رابطهی (۳–۵۰) برای محاسبه ی نشست الاستیک زیر مرکز فنداسیون ارائه دادند. آن ها با الهام گرفتن از مدل خاک Gibson (۱۹۶۷) یک پی دایره ی با خامت t در سطح زمین قرار دادند و لایه ی صلبی با عمق H زیر کف فنداسیون قرار داند. تغییرات مدول

$$E_{s} = E_{0} + k_{E}Z$$
 (۴۹-۳)
 $E_{s} = E_{0} + k_{E}Z$ مدول الاستیسیته با افـزایش
 $E_{0} = c_{0} = c_{0} = c_{0} = \Delta E_{0} / \Delta z$
 $\Delta E_{0} / \Delta z = c_{0} = \Delta E_{0} / \Delta z$
 $\Delta E_{0} / \Delta z = c_{0} = \Delta E_{0} / \Delta z$
 $S_{e} = \frac{qB_{e}I_{G}I_{F}I_{E}}{E_{c}} (1 - v^{T})$ ($\Delta \cdot - T$)
 $Gibson = 0$ ($\Delta \cdot - T$)
 $Gibson = 0$ ($\Delta \cdot - T$)
 $Gibson = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $Gibson = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $Gibson = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $Gibson = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $Gibson = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $Gibson = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $Gibson = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $Gibson = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $Gibson = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta \cdot - v^{T}$)
 $F_{c} = 0$ ($\Delta -$

$$I_{G} = I_{G} = \frac{E_{0}}{k_{E}B_{e}}$$
 و $\beta = \frac{E_{0}}{k_{E}B_{e}}$ و $\beta = \frac{E_{0}}{k_{E}B_{e}}$ و $\beta = \frac{E_{0}}{k_{E}B_{e}}$ و $\beta = \frac{E_{0}}{k_{E}B_{e}}$ مىباشد. IG را مى توان از طريق رابطهى (۳–۵۱) كه با روش برازش منحنى از مدل خاكى و يا با استفاده از نمودار ۳–۱ بهدست آورد. IF = ضريب تصحيح صلبيت فنداسيون كه از طريق رابطهى (۳–۵۲) يا نمودار ۲–۳ بهدست مى آيد. IF = ضريب تصحيح عمق مدفون فنداسيون كه از طريق رابطهى (۳–۵۲) يا نمودار ۳–۳ بهدست مى آيد. Te = ضريب تصحيح صلبيت فيداسيون كه از طريق رابطهى (۳–۵۲) يا نمودار ۳–۳ بهدست مى آيد. IF = ضريب تصحيح عمق مدفون فنداسيون كه از طريق رابطهى (۳–۵۳) يا نمودار ۳–۳ بهدست مى آيد. IF = ضريب تصحيح عمق مدفون فنداسيون كه از طريق رابطهى (۳–۵۳) يا نمودار ۳–۳ بهدست مى آيد.

$$I_{G} \approx \frac{1}{\cdot \beta^{\beta} \cdot \beta^{\gamma} + (\frac{\cdot \beta^{\gamma}}{h^{*}} + 1)^{\gamma}}$$
 ($\Delta 1 - \mathcal{V}$)

[\] - curve fitting

$$I_{F} = \frac{\pi}{r} + \frac{1}{\frac{1}{r} + \frac{1}{\frac{1}{r} + \frac{1}{\frac{1}{r} + \frac{E_{F}}{E. + K_{E} \frac{B_{\ell}}{r}}}} \left(\frac{rt}{B_{e}}\right)^{r}}$$
(27-7)

t1

$$I_E = 1 - \frac{1}{r_{.0} \exp(1.77v - ..7) \left(\frac{D_f}{B_e} + 1.9\right)}$$
 (0°-7)



نمودار ۳-۱: تغییرات IG با β و *A Mayne and Poulos الما (۱۹۹۹) [۸۴].



نمودار ۳-۲: تغییرات ضریب تصحیح صلبیت IF با ضریب انعطاف پذیری KF، Mayne and Poulos، (۲-۳).



Embedment Depth to Diameter Ratio, ze/d

نمودار ۳-۳: تغییرات ضریب تصحیح عمق مدفون IE با I<u>E (</u>۱۹۹۹) Mayne and Poulos (۱۹۹۹).



شكل ٣-١٠: تغييرات مدول الاستيسيته با عمق بر اساس پارامتر Boswell and Scott .n (١٩٧٥) [١٠٥].

۳–9–۱– تخمین نشست با استفاده از ضریب تأثیر کرنش براساس تئوری الاستیسیته، معادلهی کرنش قائم z_z در زیر مرکز یک پی دایرهای انعطاف پذیر با بار یکنواخت و قطر B، می تواند به صورت رابطهی (۳–۵۴) بیان شود [۲۱].

$$\mathcal{E}_{z} = \frac{q(1+\upsilon)}{E_{s}} \left[(1 - \tau \upsilon) \mathbf{A}' + \mathbf{B}' \right] \tag{24}$$

که باتوجه به رابطهی (۳-۵۴) میتوان رابطهی (۳-۵۵) را بیان کرد:

$$I_{z} = \frac{\varepsilon_{z} E_{s}}{q} = (v + v)[(v - v)A' + B']$$
 (22-7)

Se = C₁C₁q
$$\sum_{E_s}^{YB} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$
 (۵۶–۳)
 $C_1 = 1 - \gamma_s \Delta q$
 $C_1 = 1 - \gamma_s \Delta q$
خاک

$$(\gamma.D_{
m f})$$
 وشار موثر خالص که در سطح فنداسیون وارد می شود. $m q$ = فشار موثر روباره ($\gamma.D_{
m f})$



نمودار ۳–۴: توزیع آزمایشگاهی و نظری ضریب تاثیر کرنش عمودی زیر مرکز پی دایرهای بارگذاری شده بر اساس Schmertmann (۱۹۷۰)[۲۱].

۲۹۰۰ (۱۹۷۸) Schmertmann et al. تغییرات ضریب تاثیر کرنش (۲B-۰٫۶Iz) نشان داده در نمودار ۳−۴ را اصلاح کردند. توزیع مجدد درشکل ۳–۱۱ برای استفاده در رابطهی (۳–۵۶) نشان داده شده است. بر این اساس، ضریب تاثیر کرنش جدید Iz را در عمقهای مختلف برای استفاده در رابطهی (۳–۵۶) در پیهای مربعی یا دایرهای و نواری ارائه داد [۹۰].

برای پیهای دایرهای یا مربعی:

 $I_z = \cdot, \cdot, \cdot = \cdot$ در $Z = \cdot$

 $I_{z(peak)}$ در $z=zp=\cdot, \Delta B$

 $I_z = \cdot \cdot z = z \cdot z = TB$

برای پیهای با ۱۰≤ L/B (نواری):

 $I_z = \cdot, \tau$ در $z = \cdot$

 $I_{z(peak)} = c = zp = B$

 $I_z = \cdot \cdot z = z \cdot z = FB$

برای زمانی که نسبت طول به عرض فنداسیون ۱۰≥ L/B است با درونیابی میتوان طبق رابطهی (۳– ۵۷) بهدست آورد.

$$I_{z(\text{peak})} = \cdot, \Delta + \cdot, \backslash (\frac{q}{\sigma'})^{\cdot},$$





شکل ۳-۱۱: نمودار اصلاح شده ضریب تاثیر کرنش .Schmertmann et al (۱۹۷۸) [۹۰].

$$I_{z} = \cdot, 1 + \cdot, \cdot 111(L/B) \leq \cdot, \tau \leq z = \cdot$$

$$\sum_{B} = \cdot, \Delta + \cdot, \cdot \Delta\Delta\Delta(L/B - 1) \leq 1$$

$$\Delta\Delta - \tau$$

$$\Delta\Delta - \tau$$

$$\frac{z}{B} = r + \cdot, rrr(L/B - 1) \le r$$
(F--7)

Schmertmann et (۱۹۹۶) Terzaghi, Peck and Mesri اصلاحاتی را روی ضریب تاثیر کرنش در نمودار Schmertmann et (۱۹۹۶) انجام دادند. که این اصلاحات را در نمودار ۳–۵ نشان داده شدهاند. بر اساس اصلاحات al. (۱۹۷۸) انجام دادند. که این اصلاحات را در نمودار ۲۴.

حالت اول، زمانی که فنداسیون روی سطح زمین قرار دارد (یعنی ، ،
$$B = \cdot$$
 (Df/B = ۰ ، ر ایر = Iz = Iz ($D_f/B = \cdot$, $Iz = I_z(peak) = \cdot$, $z = z = z = -, \Delta B$
 $I_z = I_z(peak) = z = z = z, \quad z = z = z$.
 $I_z = \tau [1 + (\frac{L}{B}) = 5$
حالت دوم، زمانی که فنداسیون در عمقی از زمین اجرا میشود (۰
ضریب اصلاح شدهی z' I استفاده کنیم. نمودار ۳-۶ تغییرا (I_z/I_z) را با D_f/B نشان میدهد. در
این حالت نشست بر اساس رابطهی (۳–۶۱) تخمین زده میشود.

$$S_{e} = \sum_{z=\cdot}^{z=z} \frac{I'_{z}}{E_{s}} \Delta z$$
 (\$1-\vec{r})



نمودار ۳-۵: نمودار ضریب تاثیر کرنش توسط Terzaghi, Peck and Mesri)[۲۴].



نمودار ۳-۶: تغييرات (I'z/Iz) با If/B (۱۹۹۶) Terzaghi, Peck and Mesri Df/B].

Lee et al. (۲۰۰۸) بر اساس تحلیلهای المان محدودی، اصلاحاتی برای ضریب تاثیر کرنش در نمودار ارائه Z = x مشابه Iz و (۲۰۰۸) در $I_{z(peak)}$ Iz مشابه الده توسط Iz این که Iz و (۱۹۷۸) پیشنهاد دادند. با فرض این که Iz و (۳–۶۲) در $(-7)^{-1}$ مشابه همان روابط (۳–۵۷) و (۳–۶۲) و (۳–۶۲) و (۳–۶۲) اصلاح شود [۹۷].

$$\frac{2p}{B} = \cdot, \Delta + \cdot, \mathcal{N}(L/B - \mathcal{N}) \leq \text{with a maximum of } \mathcal{N} \text{ at } L/B = \mathcal{P}$$
($\mathcal{P}\mathcal{V} - \mathcal{V}$)

7...

$$\frac{2}{B} = \cdot, 9\Delta\cos\left\{\left[\frac{\pi}{\Delta}(L/B - 1)\right] - \pi\right\} + \pi \le \text{ with a maximum of } \mathfrak{F} \text{ at } L/B = \mathfrak{F}$$
(\mathcal{F}\mathcal{T}-\mathcal{T})

3-5-2-1 نشست الاستیک رس اشباع

. Janbu et al) رابطهی (۳–۶۴) برای نشست الاستیک متوسط پیهای انعطاف پذیر دایره ای تحت بار یکنواخت ارائه دادند، که با بررسیهای Christian and Carrier (۱۹۵۸) روی این معادله، به این نتیجه رسیدند این معادله فقط در حالتی که ۵٫۰ = ۷ (رس اشباع) است میتواند برای پیهای دایره ای و مستطیلی مورد استفاده قرار گیرد [۹۸].

$$\mathbf{S}_{\mathbf{e}(\mathtt{argund})} = \mu_1 \mu_1 \frac{qB}{E} \tag{\mathcal{F}^{-m}}$$

μ₁ = ضریب تصحیح برای ضخامت لایهی خاک الاستیک (H) ، نمودار ۳-۷

μ₀ = ضریب تصحیح برای عمق مدفون پی (D_f) ، نمودار ۳–۷

B = عرض پی مستطیلی یا قطر پی دایرهای میباشد.



نمودار ۳–۷: برای بهدست آوردن ضرایب تصحیح _۱۹۹ بر Christian and Carrier برای از ۱۹۷۸) [۱۰۸]. D'Appolonia et al. D'Appolonia et al فونداسیونهای قرار گرفته در رس اشـباع پیشـنهاد نمودند. هدف از ارائه این تئوری درنظر گرفتن محدودیتهای تئوری الاسـتیسـیته و توزیع مجدد تنش و کرنشهایی اسـت که پس از تسلیم موضعی رخ میدهد. مطابق این روش گامهای مورد نیاز برای تخمین نشست اولیه عبارتند از [۹۹].

$$f = \frac{1 - K_0}{\frac{2C_u}{\sigma' v}}$$
($\mathcal{F} \Delta - \mathcal{T}$)

مؤثر =
$$\sigma'_v$$
 فشار جانبی خاک در حالت سکون ، C_u = مقاومت برشی زهکشی نشده، σ'_v = تنش مؤثر K_0

نسبت تنش برشی اولیه f را می توان از طریق نمودار ۳–۹ که میانگین آزمایشهای انجام شده بر روی رسهای متعدد میباشد تخمین زد.

> ۴– مقدار مدول الاستیسیته Es را تخمین بزنید. ۵– نشست الاستیک Se را محاسبه نمایید.

با استفاده از مقادیر مشخص نسبت تنش اعمالی H/Be ، f ، q/qu نسبت نشست ρ را از نمودارهای ۳-۸ را استخراج نمایید و با استفاده از رابطهی (۳-۶۶) نشست اولیه را حساب نمایید.

$$\rho = \frac{s_e}{s_i} \longrightarrow S_i = \frac{s_e}{\rho} \tag{99-7}$$

با توجه به نمودارهای ۳–۹ روشـن اسـت که نسـبت H/B_e تأثیری بسیار جزئی در نسبت نشست ho دارد. نتیجه بهدست آمده برای $H/B_e = 1,0$ قابل اعمال به تمام مقادیر $H/B_e > 1,0$ میباشد.



نمودار ۳-۸: رابطهی بین f و OCR. J (۱۹۷۱) D'Appolonia et al. .OCR.



نمودارهای ۳-۹: رابطهی بین ρ و D'Appolonia et al. q/qu (۱۹۷۱) [۱۰۹].

۳–۵–۳– تخمین نشست الاستیک با درنظر گرفتن مدل رفتاری غیرخطی و پلاستیکی خاک Foye et al. (۲۰۰۸) با استفاده از روش اجزای محدود نمودارهایی برای تخمین نشست پی ارائه دادند. آنها با استفاده از مدل ساختاری هذلولی خاک که توسط Kondner (۱۹۶۳) ارائه شده بود که بعد از آن توسط Toye et al نمودارهای ۲–۱۰ را توسط Atkinson نمودارهای ۳–۱۰ را برای پیهای نواری، مربعی و مستطیلی ارائه دادند و رابطهی (۳–۶۷) را برای نشست اولیه خاک بهدست آوردند [۱۰۰].

$$S_i = I_q \, (rac{q_{b,net}B}{E_u})$$
ب $S_i = I_q \, (rac{q_{b,net}B}{E_u})$ و Foye و Foye اختلاف بین بار اعمال شدہ روی پی و تنش موثر خاک اطراف آن میباشد.

همچنین .Foye et al (۲۰۰۸) تحلیلهایی با حساسیت بالا از طریق اجزای محدود برای بررسی اثر تغییر دادن پارامترهای خاک روی ضریب تاثیر انجام دادند که با مقایسهی بین پارامترهای خاک که مستقیما در زیر پی هستند و میانگین پارامترهای خاک که در عمق بیشتر از ۲۵ و B زیر پی قرار دارند (نمودارهای – ۱۱). این مقایسه نشان داد که میانگین پارامترهای خاک تولید شده مقادیر سازگارتری از ضریب تاثیر و تغییرات در پارامترهای خاک نشان می دهد و برآورد محافظه کارانه ای از نشست می دهد.



نمودارهای ۳–۱۰: ضریب تاثیر برای نشست غیرخطی. (a) پی نواری; (b) پی مربعی; (c) پی مستطیلی با نسبت (L/B=۲). (۲۰۰۸) [۱۰۰] [۱۰۰].



نمودارهای ۳–۱۱: (a) Iq محاسبه شده برای پارامترهای خاک در کف پی; (Iq (b) محاسبه شده برای پارامترهای میانگین خاک. .Foye et al (۲۰۰۸) [۱۰۰].

3-6- نشست تحكيم اوليه

کلی ترین رابطه برای تخمین نشست تحکیم رابطهی (۳–۶۸) Terzaghi (۶۸) که در آن ضخامت اولیهی نمونه (H) و نسبت تخلخل آن در ابتدای تحکیم (eo) و در انتهای تحکیم (ef) میباشد [۴۷].

$$S_c = H(\frac{\Delta e}{1+e_0})$$
 (۶۸–۳)
 $\Delta e = e_f - e_0$ ، نسبت تخلخـل e بیانگر نسبت حجـم فضـاهای خـالی بـه حجـم خـاک اسـت کـه

(ωL) بر اساس تنش مؤثر اوکتاهدرال (σ'oct) واحد روانی (ωL) واحد روانی (σ'oct) رابطهی (σ'oct) ارائه کردهاند [۱۰۱].

$$e = \Upsilon, \Upsilon(\omega_{L'_1..}) - \cdot, \cdot \cdot \Upsilon(\omega_{L^-} \ \Upsilon) \log(\sigma'_{oct}/\Upsilon)$$
(59-T)

 $e_{(oc)} = \Upsilon, \Upsilon(\omega_{L'_{1..}}) - \cdot, \cdot \cdot \Upsilon(\omega_{L^{-}} \Upsilon) log(OCR \times \sigma'_{oct} / \Upsilon)$

 $(\gamma \cdot - \gamma)$

فرمول	مرجع				
$K_0 = \gamma - \sin \varphi'$	Jaky (1944) [1.4]				
$K_0 = +, 4\Delta - \sin \phi'$	Ireland and Brooker (1986) [1.٣]				
$K_0 = \cdot, 19 + \cdot, TTTlog(P_i)$	Alpan (۱۹۶۷) [۱۰۴]				
$K_0 = \star, \mathfrak{f}\mathfrak{f} + \star, \star\mathfrak{f}\mathfrak{r}(P_i)$	Kovacs and holtz (۱۹۸۱) [۱۰۵]				
$K_0 = \cdot, r + \cdot, r \log(P_i)$	Lee and Jin (1979) [1.8]				
$\mathbf{K}_{0} = \mathcal{Y} \left(\mathcal{Y}_{0} \left(\mathcal{U}_{L} - \mathcal{Y}_{0} \right) \mathcal{Y}_{0} \right)$	Sherif and Koch (۱۹۷۰) [۱۰۷]				
$\mathbf{K}_0 = \frac{v}{1 - v}$	Bishop (1969) [1+٨]				
$K_{0} = \frac{1 + \frac{\sqrt{6}}{8} - 3\frac{\sqrt{6}}{8}sin\phi'}{2 - \frac{\sqrt{6}}{4} + 3\frac{\sqrt{6}}{4}sin\phi'}$	Hendron (1988) [1-9]				

جدول ۳-۱۰: روابط ارائه شده برای Ko

در نرم افزار PLAXIS برای محاسبهی K₀ از فرمول jaky (۱۹۴۴) استفاده شده است که بصورت خودکار نرم افزار آنرا انجام میدهد [۹۰]. با افزایش نسبت بیش تحکیمی K₀ افزایش مییابد که برای (K_{0(oc}) براساس فرمول intervence (۱۹۸۲) Mayne and Kulhway ، jaky) رابطهی (۳–۷۱) را پیشنهاد دادند [۱۱۰].

$$K_{0(oc)} = (1-\sin\varphi')OCR^{\sin\varphi'}$$
 (۲۱–۳)
(۲۰ موثری که نمونه در طول عمر خود تحمل کرده است (σ'_{c}) (تنش (σ'_{c}) (تنش تحکیمی) به روی تنش موثر درجا (σ'_{0}) می باشد.

$$S_c = H.m_v. \Delta \sigma'$$
 (۷۲–۳)
 $S_c = H.m_v. \Delta \sigma'$

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e.}$$

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e.}$$
(۷۲–۳) به دست $m_v = \frac{a_v}{1 + e.}$
(۷۳–۳) به دست $m_v = \frac{1}{E_{oed}}$, $E_{oed} = \frac{E(1-v)}{(1+v)(1-vv)}$

روش دیگر برای محاسبه نشست تحکیمی که زیاد مورد استقبال قرار گرفته است Braja M. Das (۲۰۰۸) روش تقسیم بندی لایه ی رستی است. لایه خاک رس را می توان به لایه های متعدد به ضخامتهای روش تقسیم بندی لایه ی رستی است. لایه خاک رس را می توان به لایه های متعدد به ضخامتهای ابر با H۱,H۲,...Hn تقسیم نمود همانند شکل ۳–۱۲ بدین ترتیب تنشهای مؤثر درجا در وسط هر لایه برابر با می σ' .(۱), σ' .(1), σ'

$$S_{c} = H_{i} \sum_{i=1}^{i=n} \left(\frac{\Delta e_{i}}{1 + e_{0i}}\right)$$

$$\Delta e_{i} = C_{c} log\left(\frac{\sigma'_{0i} + \Delta \sigma i}{\sigma'_{0i}}\right)$$

$$(Y \Delta - Y)$$



شکل ۳–۱۲: محاسبه نشست تحکیمی با استفاده از روش تقسیم بندی لایه. Braja M. Das (۲۰۰۸) [۱۱۱].

برای بهدست آوردن ′∆۵ زیر مرکز فنداسیون رایجترین راه استفاده از روش Boussinesq's (۱۸۸۳) میباشد که توسط آن اضافه تنش زیر پی در هر عمقی میتواند تخمین زده شود. رابطهی (۳–۷۶) اضافه تنش زیر مرکز پی را توسط sipesinesq's (۱۸۸۳) را نشان میدهد [۱۱۲].

$$\Delta \sigma' = q_0 I_c$$

$$(\forall 9-\pi)$$

$$q_0 I_c = q_0 I_c = I_c , \quad I_c = I_c , \quad I_c = I_c , \quad I_c = I_c$$

$$q_0 I_c = q_0 I_c = I_c , \quad I_c = I_c , \quad$$

$$I_{c} = \frac{1}{r} \left[\frac{1}{(1 + \sqrt{m_{1}^{r} + n_{1}^{r} + 1})} \frac{1}{(1 + n_{1}^{r})(m_{1}^{r} + n_{1}^{r})} + SIN \frac{1}{\sqrt{m_{1}^{r} + n_{1}^{r}} \sqrt{1 + n_{1}^{r}}} \right]$$

$$(VV)$$

$$m_{1} = L/B , \quad n_{1} = H/(B/r)$$

	m ₁									
n,	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0.20	0.994	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
0.40	0.960	0.976	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977
0.60	0.892	0.932	0.936	0.936	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937
0.80	0.800	0.870	0.878	0.880	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881
1.00	0.701	0.800	0.814	0.817	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818
1.20	0.606	0.727	0.748	0.753	0.754	0.755	0.755	0.755	0.755	0.755
1.40	0.522	0.658	0.685	0.692	0.694	0.695	0.695	0.696	0.696	0.696
1.60	0.449	0.593	0.627	0.636	0.639	0.640	0.641	0.641	0.641	0.642
1.80	0.388	0.534	0.573	0.585	0.590	0.591	0.592	0.592	0.593	0.593
2.00	0.336	0.481	0.525	0.540	0.545	0.547	0.548	0.549	0.549	0.549
3.00	0.179	0.293	0.348	0.373	0.384	0.389	0.392	0.393	0.394	0.395
4.00	0.108	0.190	0.241	0.269	0.285	0.293	0.298	0.301	0.302	0.303
5.00	0.072	0.131	0.174	0.202	0.219	0.229	0.236	0.240	0.242	0.244
6.00	0.051	0.095	0.130	0.155	0.172	0.184	0.192	0.197	0.200	0.202
7.00	0.038	0.072	0.100	0.122	0.139	0.150	0.158	0.164	0.168	0.171
8.00	0.029	0.056	0.079	0.098	0.113	0.125	0.133	0.139	0.144	0.147
9.00	0.023	0.045	0.064	0.081	0.094	0.105	0.113	0.119	0.124	0.128
10.00	0.019	0.037	0.053	0.067	0.079	0.089	0.097	0.103	0.108	0.112

شکل ۳–۱۳: تغییرات Ic با ۱n و ۱n Naja M. Das .mر). [۶۷].

همچنین برای بهدست آوردن اضافه تنش حاصل از بار قائم یکنواخت نواری بر سطح یک تودهی ارتجاعی نیمه بینهایت (شکل ۳–۱۴) میتوان از طریق معادلهی (۳–۷۸) بهدست آورد. در فرمول بهجای b از معادل آن یعنی b=B/۲ استفاده شده است [۱۱۱].



شکل ۳–۱۴: بارگذاری یکنواخت نواری روی تودهی نیمه بینهایت ارتجاعی. Braja M. Das (۲۰۰۸) [۱۱۱].

$$\Delta \sigma_z = \frac{q}{\pi} \left\{ \tan^{-\gamma} \left[\frac{z}{x - \frac{B}{\gamma}} \right] - \tan^{-\gamma} \left[\frac{z}{x + \frac{B}{\gamma}} \right] - \frac{Bz \left[x^{\gamma} - z^{\gamma} - \frac{B^{\gamma}}{\gamma} \right]}{\left[x^{\gamma} + z^{\gamma} - \frac{B^{\gamma}}{\gamma} \right]^{\gamma} + B^{\gamma} z^{\gamma}} \right\}$$
(YA-\vec{\pi})

شکل ۳–۱۵ تغییرات $\frac{\Delta \sigma_z}{q_.}$ را با ۲z/B و ۲x/B برای بارگذاری نواری را تا نسبت ۲z/B=۵ را نشان می-دهد [۱۱۱].

z/b						x/b					
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.00	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.000
0.10	1.000	1.000	0.999	0.999	0.999	0.998	0.997	0.993	0.980	0.909	0.500
0.20	0.997	0.997	0.996	0.995	0.992	0.988	0.979	0.959	0.909	0.775	0.500
0.30	0.990	0.989	0.987	0.984	0.978	0.967	0.947	0.908	0.833	0.697	0.499
0.40	0.977	0.976	0.973	0.966	0.955	0.937	0.906	0.855	0.773	0.651	0.498
0.50	0.959	0.958	0.953	0.943	0.927	0.902	0.864	0.808	0./2/	0.620	0.497
0.00	0.937	0.935	0.920	0.915	0.090	0.000	0.025	0.707	0.691	0.590	0.493
0.70	0.910	0.900	0.077	0.853	0.800	0.031	0.755	0.732	0.638	0.566	0.492
0.90	0.850	0.847	0.837	0.821	0.797	0.765	0.724	0.675	0.617	0.552	0.485
1.00	0.818	0.815	0.805	0.789	0.766	0.735	0.696	0.650	0.598	0.540	0.480
1.10	0.787	0.783	0.774	0.758	0.735	0.706	0.670	0.628	0.580	0.529	0.474
1.20	0.755	0.752	0.743	0.728	0.707	0.679	0.646	0.607	0.564	0.517	0.468
1.30	0.725	0.722	0.714	0.699	0.679	0.654	0.623	0.588	0.548	0.506	0.462
1.40	0.696	0.693	0.685	0.672	0.653	0.630	0.602	0.569	0.534	0.495	0.455
1.50	0.668	0.666	0.658	0.646	0.629	0.607	0.581	0.552	0.519	0.484	0.448
1.60	0.642	0.639	0.633	0.621	0.605	0.586	0.562	0.535	0.506	0.4/4	0.440
1.70	0.017	0.015	0.000	0.590	0.503	0.505	0.574	0.519	0.470	0.453	0.435
1.00	0.571	0.571	0.565	0.576	0.505	0.578	0.520	0.304	0.467	0.443	0.417
2.00	0.550	0.548	0.543	0.535	0.524	0.510	0.494	0.475	0.455	0.433	0.409
2.10	0.530	0.529	0.524	0.517	0.507	0.494	0.479	0.462	0.443	0.423	0.401
2.20	0.511	0.510	0.506	0.499	0.490	0.479	0.465	0.449	0.432	0.413	0.393
2.30	0.494	0.493	0.489	0.483	0.474	0.464	0.451	0.437	0.421	0.404	0.385
2.40	0.477	0.476	0.473	0.467	0.460	0.450	0.438	0.425	0.410	0.395	0.378
2.50	0.462	0.461	0.458	0.452	0.445	0.436	0.426	0.414	0.400	0.386	0.370
2.60	0.44/	0.446	0.443	0.439	0.432	0.424	0.414	0.403	0.390	0.3//	0.363
2.70	0.433	0.432	0.430	0.425	0.419	0.412	0.403	0.393	0.381	0.369	0.355
2.00	0.408	0.407	0.405	0.401	0.407	0.380	0.392	0.303	0.372	0.360	0.340
3.00	0.396	0.395	0.393	0.390	0.395	0.379	0.302	0.373	0.355	0.345	0.34
3.10	0.385	0.384	0.382	0.379	0.375	0.369	0.363	0.355	0.347	0.337	0.327
3.20	0.374	0.373	0.372	0.369	0.365	0.360	0.354	0.347	0.339	0.330	0.321
3.30	0.364	0.363	0.362	0.359	0.355	0.351	0.345	0.339	0.331	0.323	0.315
3.40	0.354	0.354	0.352	0.350	0.346	0.342	0.337	0.331	0.324	0.316	0.308
3.50	0.345	0.345	0.343	0.341	0.338	0.334	0.329	0.323	0.317	0.310	0.302
3.60	0.337	0.336	0.335	0.333	0.330	0.326	0.321	0.316	0.310	0.304	0.297
3.70	0.328	0.328	0.32/	0.325	0.322	0.318	0.314	0.309	0.304	0.298	0.291
3.80	0.320	0.320	0.319	0.317	0.315	0.311	0.307	0.303	0.297	0.292	0.285
3.90	0.313	0.313	0.312	0.310	0.307	0.304	0.301	0.296	0.291	0.200	0.280
4 10	0.300	0.303	0.304	0.303	0.301	0.290	0.274	0.290	0.203	0.200	0.275
4.20	0.292	0.292	0.291	0.290	0.288	0.285	0.282	0.278	0.274	0.270	0.265
4.30	0.286	0.286	0.285	0.283	0.282	0.279	0.276	0.273	0.269	0.265	0.260
4.40	0.280	0.280	0.279	0.278	0.276	0.274	0.271	0.268	0.264	0.260	0.256
4.50	0.274	0.274	0.273	0.272	0.270	0.268	0.266	0.263	0.259	0.255	0.251
4.60	0.268	0.268	0.268	0.266	0.265	0.263	0.260	0.258	0.254	0.251	0.247
4.70	0.263	0.263	0.262	0.261	0.260	0.258	0.255	0.253	0.250	0.246	0.243
4.80	0.258	0.258	0.257	0.256	0.255	0.253	0.251	0.248	0.245	0.242	0.239
4.90	0.253	0.253	0.252	0.251	0.250	0.248	0.246	0.244	0.241	0.238	0.235
5.00	0.248	0.248	0.247	0.246	0.245	0.244	0.242	0.239	0.237	0.234	0.231

شکل ۳–۱۵: تغییرات ^{Δσ}_z با ۲z/B و ۲x/B برای بارگذاری نواری. Braja M. Das (۲۰۰۸) [۱۱۱].

(79-3)

 $S_{c} = \frac{H C_{c}}{1 + e_{0}} \log(\frac{\sigma'_{0} + \Delta \sigma}{\sigma'_{0}})$

 $S_{c} = \frac{H C_{s}}{1 + e_{0}} \log(\frac{\sigma'_{0} + \Delta \sigma}{\sigma'_{0}})$

مقدار تنش موثر نهایی ، = C_c مقدار تنش موثر نهایه =
$$\sigma'_{
m f}$$

در جدول ۳–۱۱ تعدادی از روابط برای محاسبهی C_c و C_s آورده شده است.

جدول ۳–11: تعدادی از روابط برای محاسبهی C_e و

روابط	مرجع	
رس دست نخورده (۵۱ – Cc = ۰٬۰۰۹ (۵۷		Terzaghi and Peck (۱۹۶۷) [۶۸]
$C_c = \cdot, \cdot \cdot Y(\omega L - 1 \cdot)$	رس دست خورده	Terzaghi and Peck (۱۹۶۷) [۶۸]
$C_{c} = \cdot, 1 \notin 1 \text{Gs}^{1, \text{T}} \left(\frac{1 + e_{0}}{G_{s}} \right)^{\text{T}, \text{T}_{A}}$		Rendon-Herrero (۱۹۸۳) [۱۱۳]
$C_c = P_i / \forall \hat{r}$		Kulhawy and Mayn (199.) [118]
$C_{c} = \star, 7\% \left[\frac{\omega L(\%)}{100}\right] Gs$		Nagaraj and Murty (۱۹۸۵) [۱۱۵]
$C_{\rm c} = \frac{n_0}{371.747 - 4.275n_0}$		Park and Koumoto (۲۰۰۴) [119]
$C_s = 19.477 \times 10^{-9} \cdot \omega^{1.010}$		Nagaraj (۱۹۸۳) [۱۱۷]
$C_s = \mathcal{P}, Aq \times 1 e^{-\mathcal{P}} \cdot \omega^{\gamma, \gamma_1 \Delta}$		Bowles (1944) [1]
$C_s = P_i / \Upsilon V \cdot$		Kulhawy and Mayn (199+) [114]

می توان به صورت رابطه ی (۲۰۰۸) استفاده از روش دیگری برای نشست تحکیم را محاسبه ارائه داد. بر طبق این روش Δσ_{av} است مؤثر در وسط لایه رس).مقدار Δσ_{av} را می توان به صورت رابطه ی (۳–۸۲) محاسبه نمود [۱۱۱].

$$\Delta \sigma_{av} = \frac{1}{2} (\Delta \sigma_t + 4 \Delta \sigma_m + \Delta \sigma_b)$$
 (۸۲–۳)
 $\Delta \sigma_{av} = \frac{1}{2} (\Delta \sigma_t + 4 \Delta \sigma_m + \Delta \sigma_b)$ افزایش تنش در وسط لایه $\Delta \sigma_t$ افزایش تنش در پایین لایه
 $\Delta \sigma_b$ افزایش تنش در بالای لایه, $\Delta \sigma_m$ افزایش تنش در وسط لایه , $\Delta \sigma_t$ افزایش تنش در پایین لایه
با استفاده از $0' \sigma_0$ و $\Delta \sigma_{av}$ از رابطهی (۳–۸۸) بهدست آمده است، می توان نشست تحکیم در
روابط (۳–۷۹)، (۳–۸۰) و (۳–۸۱) را محاسبه کرد.

۳-۶-۲- عناصر تحکيم

در این بخش به بررسی عناصر مهم تحکیم یعنی سرعت تحکیم _Cv، عامل زمان تحکیم Tv و درجهی تحکیم Uz، می پردازیم. نخستین تئوری در خصوص سرعت تحکیم یک بعدی در خاکهای رسی توسط Terzaghi (۱۹۴۳) ارائه شد. وی تئوری خود را بر پایهی این فرضیات درنظر گرفت [۴۷].

- ۱- توده ی خاک (سیستم آب رس) همگن، همسان و کاملا اشباع باشد (٪. Sr = ۱۰۰)
 ۲- آب و دانه های جامد خاک غیرقابل تراکم هستند.
- ۳- آب فقط در امتداد اعمال بار (امتداد قائم) در خاک جریان یافته و به صورت یک بعدی از آن خارج
 می شود و فشردگی خاک نیز در همین امتداد خواهد بود.
 - ۴- در مورد تمام شیبهای آبی، قانون دارسی برقرار است.
- ۵- مقادیر تغییر شکلها کوچک هستند، در نتیجه ضریب تغییر حجم خاک در حین تحکیم تغییر قابل ملاحظهای نداشته و ثابت فرض می شوند.
 - ۶- بین نشانه یخلاء و تنش موثر به طور مستقل از زمان، رابطه ی واحدی وجود دارد.

نظریهی تحکیم ترزاقی تا حدود زیادی بر اساس اشباع بودن خاک میباشد. افرادی کوشیدهاند تا نظریهی مناسبی برای تحکیم ارائه دهند که در آن خاک میتواند اشباع یا نیمه اشباع باشد، and Tekinsoy بالا (۱۹۹۰) یک معادلهی دیفرانسیل ارائه کردند که راه حل آنها مستلزم تخمین چند پارامتر بحرانی است، به همین دلیل شرح آنها در این پژوهش آورده نشده است [۱۱۸].

$$C_{v} = \frac{k_{z}}{m_{v} \gamma_{w}}$$
(\Lambda \mathcal{F} - \mathcal{V})

(۱۹۶۹) Lambe and Whitman آزمایشگاهی Knut H and Andersen (۲۰۱۳) بر اساس مطالعات آزمایشگاهی Lambe and Whitman (۱۹۶۹) و مقایسه دنتایج آن ها با هم نمودارهایی برای تخمین ضریب نفوذپذیری خاک رس ارائه دادند. یک نمودار برای خاکهایی که درصد رس آن ها بیشتر از ۱۰ درصد است که با توجه به درصد رطوبت و نسبت تخلخل، ضریب نفوذپذیری به دست میآید و دیگری برای خاکهایی که درصد رس آن ها بیشتر از ۱۰ درصد است که با توجه به درصد رس آن ها کمتر از ۱۰ درصد است که با درنظر گرفتن اندازه موثر . D

رطوبت، ضریب نفوذپذیری تخمین زده می شود. شکل ۳–۱۶ نمودار Knut H and Andersen (۲۰۱۳) برای تخمین ضریب نفوذپذیری خاکهای دارای بالای ۱۰ درصد رس که تابع نسبت تخلخل و درصد رطوبت است را نشان می دهد [۱۱۹].



شکل ۳–۱۶: تخمین ضریب نفوذپذیری با توجه به درصد رطوبت و نسبت تخلخل خاک. Knut H and (۲۰۱۳)Andersen.

برای تعیین ضریب تحکیم دو روش متداول وجود دارد که بر اساس نتایج آزمایش تحکیم بهدست میآید:
$$\begin{split} C_v &= \left[\frac{1+e_L(1,T^{v-1},Tv\log \sigma')}{e_L}\right] \left[\frac{1-T}{(e_L)^{1-T}}\right] \left[\frac{1-T}{(e_L)^{1-T}}\right] C_v = e_L = \left[\frac{(\omega_L)^{(0)}}{1-T}\right] C_s \\ G_s &= 0 \\ G_s \\ G$$

$$U_z = 1 - \sum_{m=.}^{\infty} \frac{r}{M} \sin\left(\frac{M_z}{H_{dr}}\right) \exp(-M^r T_v)$$
 (۸۸–۳)
میباشد که در متداول ترین روش برای تخمین درجهی تحکیم، تقریبهای ارائه شده توسط ۲۰۶ (۱۹۴۸) میباشد که در

$$U_{z} = \sqrt{\frac{\tau T_{v}}{\pi}} \qquad \cdot \leq T_{v} \leq \cdot, 19V \qquad (A9-T)$$

$$U_z = i - \frac{\hbar}{\pi^v} \exp(-\pi^v T_v/\mathfrak{r})$$
 $T_v > ., 1۹۷$ (۹۰–۳)
(۹۰–۳) و (۳–۹۰) پیشنهاد کردند که در این روابط خطاهای بهدست آمده در ۲۰ برای ۹۰٪ $U_z \ge 1/2$ کرتر (۹۲ از ۱ درصد و برای ۱۰۰٪ $U_z \ge 1/2$ کمتر از ۳ درصد بوده است [۱۲۲].

$$\frac{U\%}{100} = \frac{\sqrt{\frac{4T_v}{\pi}}}{[1 + (\frac{4T_v}{\pi})^{2.8}]^{0.179}}$$
(91-77)

$$T_{v} = \frac{\frac{\pi}{4} (\frac{U\%}{100})^{2}}{[1 - (\frac{U\%}{100})^{5.6}]^{0.357}}$$
(97- \mathcal{T})

درجهی تحکیم معمولا برای یک نقط ه از خاک تحکیم پذیر تعیین می شود (Uz) ولی در کارهای عملی به جای تعیین درجه ی تحکیم متوسط لایه استفاده می-عملی به جای تعیین درجه ی تحکیم در یک نقطه، از درجه ی تحکیم متوسط لایه استفاده می-شود و از رابطه ی (۳–۹۳) به دست می آید:

$${
m U}=rac{{
m S_c(t)}}{{
m S_c}}$$
 (۹۳–۳) ${
m S_c}$: انشست اولیه تحکیم کل ${
m S_c(t)}$

۳-۶-۲- اثر مدت زمان ساخت در محاسبهی نشست تحکیم

به هنگام محاسبه ی نشست خاک در حین تحکیم، فرض بر آن است که اعمال بارگذاری به صورت آنی و سریع انجام می شود حال آن که در عمل بارهای ناشی از ساخت و ساز نه به صورت آنی، بلکه به صورت تدریجی و مدت دار وارد می گردند. بنابراین برای لحاظ کردن مدت زمان ساخت، یک زمان اصلاح شده به جای زمان واقعی درنظر گرفته می شود و در محاسبات مربوطه از آن استفاده خواهد شد. وقتی از زمان اصلاح شده استفاده می کنیم، مثل آن است که با یک معادل سازی، بارگذاری را به حالت سریع و آنی تبدیل کرده ایم [۴۷]. اعمال اثر مدت زمان ساخت در محاسبه ی نشست تحکیم، طبق روش تجربی ترزاقی به این شرح می باشد: تعیین زمان اصلاح شده tm بستگی به این دارد که محاسبه نشست تحکیم در حین اعمال بار است یا بعد از آن، بنابراین با تفکیک این دو حالت خواهیم داشت:

(t $\leq t_{\rm c}$ محاسبه
ی نشست در حین اعمال بار (حین ساخت t
 \geq t)

 $t_m = t - t/\texttt{Y} \ \longrightarrow \ t_m = t/\texttt{Y}$

tc= زمان ساخت یا زمان اعمال بار در این حالت چون بار وارد شــده تا لحظهی t برابر کل بار خالص ســاخت (P'o) نیســت، بنابراین بعد از محاسبه نشست بایستی مقدار آن را در ضریب اصلاح بار ضرب کرده و کاهش دهیم:

 $t_m = t - t_c/\tau$

3-6-3-3 تأثیر حالت سه بعدی در نشست تحکیمی اولیه

روشهای ارائه شده در بخشهای پیشین مربوط به نشست تک بعدی بود، برای این که تأثیر حالت سه بعدی خاک در محاسبات نشست درنظر گرفته شود Skempton and Bjerrum (۱۹۵۷) ضریب تصحیحی برای نشستهای تحکیمی یک بعدی رسهای عادی تحکیم یافته ارائه دادهاند. برای فونداسیونی دایره ای به قطر B روی لایهای رس عادی تحکیم یافته به ضخامت H رابطه اصلاحی به صورت رابطهی (۳–۹۴) است [۱۲۳].

 $S_{c} = \rho_{(circular)} \times S_{c(oed)}$ (94-7)

S_{c(oed)} = نشـسـت تحکیم اولیه بهدسـت آمده از روابط تحکیم یک بعدی ، (p₍circular) = ضـریب تصحیح پی دایرهای

بهطور مشابه برای فونداسیون نواری با عرض B رابطهی (۳–۹۵) را ارائه نمود:

نمودار A (پارامتر فشار آب حفرهای) با (p(circular) و (p(strip) برای مقادیر H/B مختلف را Skempton and (پارامتر فشار آب حفرهای) با (۱۹۵۷) و P(strip) و Bjerrum (۱۹۵۷) در شکل ۳–۱۷ ارائه دادهاند [۶۷].



شکل ۳–۱۷: نسبت نشست برای بارگذاری دایرهای و نواری. Braja M. Das (۲۰۱۶) [۶۷].

بعضی از مقادیر واقعی A در لحظهی گسیختگی، با استفاده از آزمایشات سه محوری در جدول ۳–۱۲ آورده شده است [۶۹].

Α	نوع خاک
۰,۷۵ تا ۱٫۵	رس با حساسیت زیاد
۵,۰ تا ۱	رس عادی تحکیم یافته یا با قابلیت فشردگی زیاد (OCR = ۱)
۰ تا ۵,۰	رس کم بیش تحکیم یافته یا با قابلیت فشردگی کم (OCR < ۴)
۵,+– تا +	رس بسیار بیش تحکیم یافته یا با قابلیت فشردگی بسیار کم (OCR > ۴)

جدول ۳–۱۲: تغییرات ضریب فشار آب حفرهای A با میزان تحکیم یافتگی رس [۶۷].

Leonards (۱۹۷۶) ضریب تصحیح (kcr(oc مربوط به تأثیر تحکیم در حالت سه بعدی را برای فنداسیون دایرهای قرار گرفته بر روی رس بیش تحکیم یافته به رابطهی (۳–۹۶) ارائه نمود [۱۲۴].

 $S_c = k_{cr(oc)} \times S_{c(oed)}$

OCP	μ _{c(OC)}					
OCK	$B / H_{c} = 4.0$	$B / H_{c} = 1.0$	$B / H_{c} = 0.2$			
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			

مقادیر درون یابی شده (k_{cr(oc} در شکل ۳–۱۸ آورده شده است.

(99-87)

شکل ۳–۱۸: مقادیر درون یابی شده (Leonards .kcr(oc) (۱۹۷۶) [۱۲۴].

۳−۷− بررسی پارامترهای اساسی در مدلسازی از طریق تئوریهای ارائه شده در مدلسازی موهر –کلمب پنج پارامتر اساسی داریم که عبارتند از: مدول یانگ E، نسبت پوآسن پسبندگی C، زامیه اصطکاک φ، زاویهی اتساع Ψ. با توجه به نوع مدلسازیهای موجود در این پژوهش، این پارامترها در حالتهای زهکشی شده و زهکشی نشده در رسها و حالتهای اشباع و غیراشباع در ماسهها مورد بررسی قرار می گیرد. همچنین تاثیر افزایش نسبت بیش تحکیمی در رسهای اشباع و غیراشباع در این پارامترها نیز مورد بررسی قرارداده می شود. اکنون به بررسی این پنج پارامتر اساسی با توجه به تئوریهای ارائه شده می پردازیم.

€ (الاستيسيته) -1-۷-۳ مدول يانگ (الاستيسيته)

Duncan and Buchignani (۱۹۷۶) رابطه ای بین Eu/Cu با نسبت بیش تحکیمی (OCR) و شاخص خمیری Pi رسهای مختلف ارائه نمودند که در نمودار ۳–۱۳ میبینیم [۱۲۵].

E_u = مدول الاستیسیته خاک رس اشباع(حالت زهکشی نشده)، C_u = مقاومت برشی زهکشی نشده، E_u شاخص خمیری، K = پارامتر ضریب



نمودار ۳–۱۳: تغییرات ضریب k براساس OCR و OCR (۱۹۷۶) Duncan and Buchignani ، Pi و OCR) (۱۹۷۶) Wroth and Houlsby Wroth and Houlsby (۱۹۸۵) رابطهای بین مدول الاستیسته زهکشی شده و زهکشی نشده برای رسها ارائه نمودهاند رابطهی (۳–۹۷) که در این رابطه محدوده نسبت پوآسن باید بین ۳۵,۰۰۶ v >۰٫۱۲۰ باشد، که در نرم افزار PLAXIS برای نسبت پوآسن در حالت زهکشی شده همین محدوده تعریف شده است [۱۲۶٬۱۲۷].

$$\frac{E_{u}}{E} = \frac{r}{r(1+v)}$$
(9V-T)

Oh and Vanapalli (۲۰۰۹) رابطهی (۳–۹۸) را برای مدول الاستیستهی ماسه اشباع و غیراشباع نسبت بههم ارائه کردند [۱۲۸].

$$E_{unsat} = E_{sat}[1 + \alpha (Ua - Uw)Sr^{\beta}]$$
(9A-\mathbf{v})

و
$$\beta$$
 = (U_a-U_w) و β = پارامترهای اتصال، α

$$\Psi - \Psi - \Psi -$$
 نسبت پو آسن (u)
برای رسهای اشباع با توجه به تراکمناپذیر بودن و تغییر حجم نیافتن آن نسبت پو آسن زهکشی نشده
معمولا ۵,۰=u درنظر گرفته می شود، ولی در نرم افزار PLAXIS این نسبت باید ۰٫۴۹۵ $v_u \leq 0$ درنظر
گرفته شود چرا که اگر برابر ۵,۰ درنظر گرفته شود مدول بالک زهکشی نشده Ku رابطهی (۳–۹۹) برابر
بینهایت می شود. در نرم افزار این مقدار به طور پیش فرض برابر ۰٫۴۹۵ $u_u = 0$ می باشد [۱۲۷].

$$K_{u} = \frac{rG(1+v_{u})}{r(1-rv_{u})}$$
(9A- \mathcal{V})

برای رسهای اشباع در حالت زهکشی نشده این زاویه برابر صفر $au_u = v$ میباشد. برای رسهای غیراشباع در حالت زهکشی شده این زاویه برابر صفر که به میشود. برای رسهای زهکشی شده در حالت زهکشی شده این زاویه بر اساس شاخص خمیری تخمین زده میشود. برای رسهای زهکشی شده در شرایط عادی تحکیم یافته محققین روابط مختلفی را برای زاویه اصطکاک مؤثر ارائه نمودهاند.

Biarez and Hitcher (۱۹۹۴) رابطهی (۳–۱۰۰) را برای رسها ارائه کردهاند [۱۳۰].

$$\varphi' = \mathsf{FF}, \Delta \left(\frac{1}{Pi} \right)^{\cdot, 1 \vee} \tag{1 \cdot \cdot - \mathbb{V}}$$

Stark and Eid (۱۹۹۷) رابطهی (۳–۱۰۱) را ارائه دادند [۱۳۱].

$$\varphi'_{nc} = \mathbf{FT} - \mathbf{V} \cdot \log(\mathbf{P}_i) \tag{1 \cdot 1 - \mathbf{T}}$$

(OCR < ۳) برای رس های نسبتا بیش تحکیم یافته (۳ < ۳) (OCR < ۳) رای رس های نسبتا بیش تحکیم یافته (۳ < ۳) (OCR رابطهی (۳–۱۰۲) ارائه شده کردند [۱۳۳].

$$\varphi'_{oc} = \Upsilon - \Upsilon \log(P_i) \tag{1 \cdot \Upsilon - \Upsilon}$$

(۱۹۸۱) Knudsen (۱۹۸۱) رابطهی (۳–۱۰۳) را برای رسهای بیش تحکیم یافته در حالت (۴ < OCR) یافته (۱۹۸۱) رابطه کرد [۱۳۴].

$$\varphi'_{oc} = \mathcal{F} \Delta - \mathcal{V} \Delta \log(P_i) \tag{1 * T-T}$$

$\Psi - \Psi - \Psi - \varphi$ جسبندگی (C) برای رسهای اشباع در حالت زهکشی نشده با توجه به صفر بودن زاویهی اصطکاک $\bullet = \phi_u$ تمام مقاومت خاک از طریق چسبندگی تأمین می شود. در نرم افزار PLAXIS زمانی که شرایط زهکشی نشده است می توان از C=Cu استفاده کرد. تعدادی از محققین این پارامتر را با استفاده از شاخص خمیری، شاخص روانی، عدد SPT و تنش مؤثر تخمین زدهاند.

Skempton (۱۹۵۷) رابطه (۳–۱۰۴) را برای مقاومت برشی زهکشی نشده رسهای عادی تحکیم یافته ارائه نمود که پرکاربردترین رابطه بین روابط ارائه شده میباشد [۱۲۳]. ترتیب روابط (۳–۱۰۸)، (۱۹۸۵)، (۱۹۸۳)، (۱۹۸۳)، (۱۹۸۳) و (۱۹۷۴) را ارائه (۱۹۷۴) به-نمودند [۱۳۵،۱۳۶،۱۳۷،۱۳۸،۱۳۹].

$$(\mathbf{C}_{u}/\sigma'_{v})_{nc} = \cdot, \mathbf{T}\mathbf{T} \pm \cdot, \mathbf{F}$$

$$(\mathbf{1} \cdot \mathbf{\Delta} - \mathbf{T})$$

$$(\mathbf{C}_{\mathbf{u}}/\sigma'_{\mathbf{v}})_{\mathbf{n}\mathbf{c}} = \cdot, \mathbf{v}$$

$$C_{u} = \mathsf{V} \mathsf{V} \cdot e^{-\mathsf{F},\mathsf{F} \mathsf{I} \mathsf{L}} \tag{1} \mathsf{V} - \mathsf{T})$$

$$C_{u} = r \mathfrak{q}(N_{\mathfrak{s}.})^{\cdot, \mathsf{vr}} \tag{1 \cdot } \lambda - \mathfrak{r})$$

$$C_{u} = \mathbf{1} \cdot \mathbf{N}_{\mathcal{F}} \cdot (\mathbf{P}_{i})^{-\cdot, \mathbf{r} \mathbf{r}} \tag{1.9-m}$$

برای رسهای غیراشباع زهکشی شده در حالت عادی تحکیم یافته و ماسهها ۰۰ – C است. ولی با افزایش نسبت بیش تحکیمی چسبندگی خاک رس افزایش پیدا می کند. بر اساس مقایسه یبن ظرفیت باربری زهکشی شده و زهکشی نشده که از طریق آزمایش بارگذاری صفحه بر روی خاک رس انجام شده بود، زهکشی شده و زهکشی نشده ای پیشنهاد داد رابطه ی (۲۰–۱۱۰) که برطبق آن چسبندگی (۲۰۰۵) بر اساس مقاومت برشی زهکشی نشده (۲۵) به دست می آید [۱۴۰].

$$C'_{oc} = \cdot, VC_u \tag{11.-7}$$

۳−۷−۳- زاویهی اتساع (4)

این پارامتر برای افزایش حجمهای مشاهده شده در خاکهای سخت میباشد. زاویهی اتساع برای رسها برابر صفر است و برای ماسههایی که تراکم نسبی نسبتا بالایی دارند این زاویه در رابطهی (۳–۱۱۱) ارائه شده است [۱۲۷].

 $\Psi = \phi - \psi \cdot \circ$

(111-77)

فصل چهارم

نحومی مدلسازی، مقایسه و تفسیر نتایج

۴-۱- نحوهی مدلسازی در نرم افزار

پی نواری یا گسترده به ابعاد ۱٫۲×۵۵×۳۰ بر روی خاک همگن با ابعاد ۱٫۳۸×۶۰×۶۰۰ مدل سازی شده است. بر اساس نتایج Boussinesq (۱۸۸۳) و پس از آن Schmertmann (۱۹۷۸) برای پیهای مربعی و دایرهای در عمق حدود ۲۵ تا ۳۵ و فاصلهی افقی B از مرکز پی، مقدار تنش به ده درصد رسیده که تنشهای کمتر از آن در محاسبات نشست قابل صرفنظر کردن است. همچنین مقادیر عمق و شعاع تاثیر مربوط به تنش قائم کمتر از ده درصد برای پیهای نواری به ۴۶ تا ۵۵ و ۱٫۹۵ از وسط به اطراف است. ابعادی که برای خاک اطراف پی جهت مش بندی انتخاب میشود به دلیل دقت بیشتر در الگو کردن پی می باشد تا اثر مرزها بر رفتار پی ساختمان کاهش یابد و مقدار محاسبات نیز تقلیل پیدا کند. برای این منظور فاصلهی مرزهای کناری طرفین تا لبهی بیرونی پی حداقل باید ۱ تا ۱٫۵ برابر ضلع آن باشد و ارتفاع عمق خاک باید ۲ تا ۳ برابر عرض پی برای پی گسترده و ۵ برابر برای پی نواری باشد که شمای کلی آن را برای پی گسترده در شکل ۴–۱ می بینیم [۹۰،۱۱۲].



شکل ۴–۱: شمای کلی مدلسازی ابعاد خاک

بعد از تعیین ابعاد پی و خاک، میزان گود برداری و تراز آب زیر زمینی را تعریف کرده و سپس مصالح خاک و پی را به مدل اختصاص میدهیم و بعد آنها را مش بندی در حالت دو بعدی و سپس سه بعدی اعمال میکنیم و بعد از ان به فاز محاسباتی میرویم در این فاز بارگذاری طبقات را بهصورت مرحلهای اعمال می کنیم. با توجه به این که نشست حین ساخت ملاک است ما فقط بار مرده را به عنوان بار گذاری مرحلهای به پی اعمال می کنیم. بار مرده طبقات و بام را معادل بار گسترده ۶۰۰kg/m^۲ یا kPa ۶ در پی گسترده و در پی نواری بهدلیل سطح بارگیر کمتر ۹٬۹۲kPa درنظر گرفتهایم. فاز اول را به عنوان فاز حفاری پی در مدت ۲ روز و بعد از آن در صورتی که خاک اشباع باشد و شرایط زهکشی نشده باشد، فاز تحکیم را تعریف مینماییم تا فشار آب حفرهای قبل از اعمال پی صفر شود. فاز پیگذاری را در ۷ روز درنظر گرفتهایم و با توجه به این که زمان ساخت هر طبقه ۴۰ روز درنظر گرفته شده است این بارگذاری در هر مرحله طی۴۰ روز به پی وارد می شود. در خاکهای رس اشباع بعد از هر مرحله بار گذاری فاز تحکیم را با توجه به فاصلهی زمانی بحرانی تعریف شده در نرم افزار Plaxis 3D Foundation یعنی رابطهی (۴–۱) تعریف مینماییم، زمان تحکیم تعریف شده نباید از زمان بحرانی بهدست آمده کمتر باشد. در انتها میزان تورم و درصورت اشباع بودن خاک ریزدانه اضافه فشار آب حفرهای طی گود برداری و سپس نشست و در صورت اشباع بودن خاک ریزدانه اضافه فشار آب حفرهای حین بارگذاری اندازه گیری می شود و با دیگر خاکها مقایسه می شود، همچنین اثر افزایش نسبت بیش تحکیمی در نشست خاکهای رسی اشباع بررسی میشود [۱۲۷]. همچنین برای ماسه و رس عادی تحکیم که معمولا چسبندگی آن صفر (C=۰) است، طبق توصیهی نرم افزار برای عملکرد بهتر باید C >۰٫۲kPa در مدلسازی قرار دهیم، به همین منظور در مدلسازی C=۰٫۲kPa در ماسهها و رس عادی تحکیم قرار داده شده است [۱۲۷].

$$\Delta \mathbf{t}_{\text{critical}} = \frac{H^{\mathsf{r}} \mathbf{y}_{W}(\mathbf{1} - \mathbf{v})(\mathbf{1} + v)}{\mathbf{1} \cdot \mathbf{k}_{z} E(\mathbf{1} - v)} \tag{1-4}$$

شکلهای ۴-۲ و ۴-۳ بهترتیب نحوهی مشبندی پیهای گسترده و نواری را نشان میدهد.



همچنین اشکال ۴-۴ و ۴-۵ خود پیهای گسترده و نواری مدل شده را نیز نمایش میدهد.

شکل ۴-۲: نحوهی مشبندی پی گسترده در نرم افزار Plaxis 3D Foundation



شکل ۴-۳: نحوهی مشبندی پی نواری در نرم افزار Plaxis 3D Foundation



شکل ۴-۴: شمای کلی از پی گسترده در نرم افزار Plaxis 3D Foundation



شکل ۴-۵: شمای کلی از پی نواری در نرم افزار Plaxis 3D Foundation

نحوهی مدلسازی پی نواری بدین صورت است که بعد از مرحلهی گود برداری به ارتفاع ۱٫۸ متر از سطح زمین، با توجه به اینکه ضخامت پی ۱٫۲ متر میباشد در اتفاع ۶٫۶– از سطح زمین باید دیوار فضاهای خالی یا گلدانیها تعریف شود تا نرم افزار اخطار خطا ندهد و در داخل آنها گزینهی soil مطابق شکل ۴–۶ فعال شود. پس از آن به سطح کار ۱٫۸– رفته و گزینهی foundation در نوارهای مطابق شکل ۴–۷ فعال شده است. بعد از آن به صورت مرحلهای بارها اعمال گردیده است.



شکل ۴-۶: مرحلهی تعریف دیوار گلدانیها در ارتفاع ۶,۰۰ از سطح زمین



شکل ۴-۷: تعریف پی در ارتفاع ۱٫۸- از سطح زمین

Plaxis 3D Foundation آشنایی مختصر با نرم افزار -۲−۴

نرم افزار Plaxis 3D Foundation یک نرم افزار تحلیل عددی است که به روش المان محدود مسائل ژئوتکنیکی را مدلسازی و تحلیل میکند و جهت محاسبه پایداری و تغییر شکلهای ایجاد شده در سازههای ژئوتکنیکی به کار میرود. این نرم افزار یک بسته نرم افزاری تحلیل به روش المان محدود در زمینه ژئوتکنیک میباشد که تولید کاملاً اتوماتیک مشهای المان محدود دو بعدی و سه بعدی را اجازه میدهد در این برنامه با استفاده از المان محدود دوبعدی و مدلسازی خاک پیشرفته میتوان تغییر شکلهای الاستوپلاستیک، آنالیز استاتیکی، آنالیز تحکیم و مسائل جریان آب زیرزمینی را مدل کرد. مش بندی نرم افزار بدین گونه است که هندسه به المانهای ۱۵ گرهای مثلثی تقسیم میشود و این المان یک درون یابی درجه دو فراهم میآورد و ماتریس سختی المان توسط روش انتگرالگیری گاوس که شامل ۶ نقطه تنش میباشد محاسبه میشود. این المان ۱۵ گرهای مثلثی، یک المان بسیار دقیق سه بعدی است که برای دستیابی به نتایج دقیق تنش در مسائل مشکل همانند مسائل مربوط به خرابی خاکهای غیرقابل تراکم میتوان از آن استفاده کرد [۱۲۷].

4-3- مدلسازی رفتار خاک

خاکها و سنگها زیر بارگذاری رفتارهای کاملا غیرخطی از خود نشان میدهند. این رفتار تنش-کرنش غیرخطی را میتوان در سطوح مختلف مدل کرد، مدل شناخته شدهی موهرکلمب را میتوان به عنوان یک تقریب از رفتار واقعی خاک مورد استفاده قرار داد. این مدل به پنج پارامتر اساسی نیاز دارد که عبارتند از:

مدول یانگ E، نسبت پوآسن v، چسبندگی C، زامیه اصطکاک ϕ ، زاویه اتساع Ψ .

برای درک بهتر پنج پارامتر اساسی مدل، با توجه به شکل ۴–۶ به منحنیهای نمونه تنش-کرنش حاصل از آزمایشهای سه محوری زهکشی شده توجه میکنیم. ابتدا خاک توسط فشار همه جانبه σ⁻ تحت تاثیر قرار گرفته و سپس تنش محوری (عمودی) σ افزایش مییابد. در این مرحله خاکها نمودارهایی همانند نمودار (a) از خود نشان میدهند تغییرات حجمی (کرنش حجمی) ماسهها و بسیاری از سنگها همانند این نمودار میباشد. نمودارهای (b) نتیجه مدل سازی نمودارهای (a) با استفاده از مدل موهر کلمب هستند که تاثیرات پنج پارامتر ذکر شده را نشان میدهد [۱۲۷].



شکل ۴-۶: شماتیک مدل رفتاری موهر –کلمب [۱۲۷].

۴–۴– خصوصیات خاک رس غیراشباع و اشباع با خاصیت خمیری بالا برای مدلسازی با توجه به این که نشست در حین ساخت مطرح است در نتیجه خاک فرصت زهکشی را ندارد و شرایط تحکیم نیافته زهکشی نشده (uu) حاکم میشود. بهدلیل این *ک*ه در این پژوهش نسبت بیش تحکیمی خاک رس را می خواهیم بالا ببریم سعی شده خصوصیات فیزیکی خاک بیشتر از طریق روابط نظری محاسبه شود. در ابتدا نحوهی محاسبات پارامترهای خاک آورده شده و بعد از آن پارامترهای بهدست آمده در جدول ۴–۱ آورده شده است.

+-4-1- خاک رس اشباع عادی تحکیم (OCR=1)

 $\phi_u=\,\cdot\,\Box$, $Sr_{unsat}=\,$ FT/ , $\omega_p=$ T $\cdot\,$ /, $\omega_L=$ A $\cdot\,$ /, $\gamma_{sat}=$ VA kN/m^{v}

 $P_i = \omega_L - \omega_p = \lambda \cdot - \tau \cdot = \mathbf{F} \cdot \mathbf{H}$

 $K_0 = \gamma - \sin \phi = \gamma$

رس اشباع $\rightarrow v = \cdot,$ ۴۹۵

 $\sigma'_v = \gamma'.h = A \times \Delta = \Delta \cdot kPa$

 $(C_u/\sigma'_v)_{nc} = \cdot, i i + \cdot, \cdot \cdot \forall \forall P_i \longrightarrow C_u = \forall \mathsf{P}, \land kPa$

:Eu محاسبات مربوط به تعیین G_s ، G_s ، σ و

 $\sigma'_{oct} = (1 + \tau K_0) \sigma'_v = \tau \mathfrak{s} \cdot k Pa$

 $e = \Upsilon, \Upsilon(\omega_{L'1..}) - \cdot, \cdot \cdot \Upsilon(\omega_{L-1} \Upsilon) \log(\sigma'_{oct}/\Upsilon) = 1, 1\Upsilon$

 $\gamma_{sat} = (Gs+e/1+e)\gamma_w \longrightarrow Gs = 7, 7.\%$

 $Sr = \cdots : e = Gs.\omega_{sat} \longrightarrow \omega_{sat} = ff'.$

 $Sr_{unsat} = \mathfrak{PT}'. \longrightarrow \mathfrak{PT}e = Gs.\omega \longrightarrow \omega = \mathfrak{TP}'.$

$$\gamma = (Gs(1+\omega)/1+e)\gamma_w \longrightarrow \gamma = \Upsilon, \Upsilon \cdot \Upsilon(1+\cdot, \Upsilon \mathcal{S})/\Upsilon, \Upsilon \longrightarrow \gamma = \Upsilon \mathcal{S} \text{ kN/m}^r$$

$$K_z = \mathcal{P}, \mathcal{P} \cdot \times 1 \cdot \cdot^{+} (m/day) \qquad \leftarrow 1 \mathcal{P} - \mathfrak{P}$$
 از شکل ۲

 $E_u = KC_u \rightarrow 17-7$ از نمودار $K = 72 \cdot \rightarrow Eu = 999 \cdot kPa$

$$\phi_{nc} = \mathsf{FT} - \mathsf{I} \cdot \log P_i \rightarrow \phi_{nc} = \mathsf{FT} - \mathsf{I} \cdot \log \mathsf{FI} = \mathsf{TAD}$$

 $K_0 = (1 - \sin \phi) = \cdot, \Delta V V$

 $OCR = 1 \longrightarrow C = \cdot kPa$

 $E_u/E = \tau/\tau(1+\tau \upsilon) \longrightarrow E = \Lambda 9 \vee \tau kPa$

$$\upsilon\approx \boldsymbol{\cdot}.\mathsf{TA}+\boldsymbol{\cdot}.\boldsymbol{\cdot}\cdot\mathsf{TTA}(P_i) \to \upsilon\approx \boldsymbol{\cdot}.\mathsf{TA}+\boldsymbol{\cdot}.\boldsymbol{\cdot}\cdot\mathsf{TTA}\times \boldsymbol{\mathcal{F}} \cdot = \boldsymbol{\cdot}, \mathsf{TV} \to \upsilon = \boldsymbol{\cdot}, \mathsf{TA}$$

 $K_{0(oc)} = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'} = 1$

 $e_{oc} = \Upsilon, \Upsilon(\omega_L/1 \cdot \cdot) - \cdot, \cdot \cdot \P(\omega_L-1\Upsilon) log(OCR.\sigma'_{oct(nc)}/\Upsilon) = \cdot, \Lambda \Upsilon$

 $Sr = \cdots : e = Gs.\omega_{sat} \longrightarrow \omega_{sat} = \tau :$

$$Sr_{unsat} = \mathfrak{PT}/. \longrightarrow \mathfrak{PT}e = Gs.\omega \longrightarrow \omega = \mathfrak{PT}/.$$

 $\gamma_{sat} = (Gs+e)/(1+e) \longrightarrow \gamma_{sat} = 19,79 \text{ kN/m}^{r}$

 $\gamma = (Gs(1+\omega)/1+e)\gamma_w \longrightarrow \gamma = \texttt{Y}, \texttt{Y} \cdot \texttt{f}(1+\cdot,\texttt{19})/1, \texttt{A} \texttt{f} \longrightarrow \gamma = \texttt{1Y}, \texttt{f} \texttt{A} \text{ kN/m}^r$

 $\phi'_{oc} = \texttt{YP} - \texttt{Ylog}(P_i) \longrightarrow \phi'_{oc} = \texttt{Y1,PY}^{o}$

 $K_{0(oc)} = (1 - \sin \varphi') OCR^{\sin \varphi'} = \cdot, 97$

 $C_{(oc)} = \cdot, \wr C_u \longrightarrow C = \iota \iota, \iota \iota kPa$

 $E_u/E = r/r(1+rv) \longrightarrow E = 1 ddr kPa$

 $\phi_u = \cdot^{\circ}$

 $K_{0(oc)} = (1 - \sin \phi')OCR^{\sin \phi'} = 1$

 $e_{oc} = r, \forall (\omega_L/1 \cdot \cdot) - \cdot, \cdot \cdot (\omega_L-1 \tau) log(OCR.\sigma'_{oct(nc)}/\forall) = \cdot, ant \tau$

 $Sr = \cdots : e = Gs.\omega_{sat} \longrightarrow \omega_{sat} = \tau : \mathcal{S}'.$

 $Sr_{unsat} = \mathfrak{Pr}'$. $\longrightarrow \mathfrak{Pre} = Gs.\omega \longrightarrow \omega = \mathfrak{rr}'$.

 $\gamma_{sat} = (Gs+e)/(1+e) \longrightarrow \gamma_{sat} = r \cdot , r \land kN/m^r$

 $\gamma = (Gs(1+\omega)/1+e)\gamma_w \longrightarrow \gamma = \text{t,y} \cdot \text{f}(1+\cdot,19)/1, \text{ff} \longrightarrow \gamma = 19, \text{tr} kN/m^r$

 $K_z = h \times 1 \cdot \tilde{}^{\Delta} (m/day) \leftarrow 19-$ از شکل $K_z = h \times 1 \cdot \tilde{}^{\Delta} (m/day)$

$$(C_u/\sigma'_v)_{oc} = (c_u/\sigma'_v)_{nc} \times OCR^{\cdot, \wedge} \longrightarrow (c_u/\sigma'_v)_{oc} = \cdot, \forall \forall \forall \land \land^{\cdot, \wedge}$$

$$\longrightarrow (C_u/(1, \forall \lambda \times 1\Delta)) = 1, \forall \Delta \top \longrightarrow C_u = \forall \lambda \forall, \forall kPa$$

$$E_u = KC_u \rightarrow 17-7$$
 ازنمودار $H_u = 90 \times 717, T = 79917$ kPa

$$\phi'_{oc} = \mathsf{fd} - \mathsf{idlog}(P_i) \longrightarrow \phi'_{oc} = \mathsf{id}, \mathsf{f} \circ$$

 $K_{0(oc)} = (1-sin\phi')OCR^{sin\phi'} = 1,$

 $C_{(oc)} = \cdot, iCu \longrightarrow C = \tau \lambda, \tau kPa$

 $E_u/E = \operatorname{trans}(1+\operatorname{tr}) \longrightarrow E = \operatorname{trans} kPa$

جدول ۴-۱: خصوصیات خاکهای رس بهدست آمده از محاسبات

مشخصات	رس اشباع	رس غيراشباع	رس اشباع	رس غيراشباع	رس اشباع	رس غيراشباع	واحد
خاک	(OCR=1)	(OCR=1)	(OCR=٣)	(OCR=٣)	(OCR=A)	(OCR=A)	
γsat	١٨	١٨	19,78	19,75	۲۰,۷۸	۲۰,۷۸	kN/m ^r
γ	18	18	17,47	17,47	19,88	19,77	kN/m [*]
k	• ,• • • \$\$•	• ,• • • \$\$•	• ,• • • ۲۵	۰,۰۰۰۲۵	• ,• • • • Å •	• ,• • • • Å •	m/day
υ	۴۹۵, ۰	۳۵, ۰	۴۹۵, ۰	۳۵, ۰	۴۹۵, ۰	۳۵, ۰	_
С	_	•	-	11,11	-	۲۸,۳	kPa
Cu	31,18	-	111,17	-	۲۸۳,۳	-	kPa
Е	-	٨٩٧٣	-	10040	-	74749	kPa
Eu	१९४२	-	1770.	-	78918	-	kPa
K ₀	١	۰,۵۷۷	١	۰,۹۲	١	1,4	-
φ	•	۲۵	•	51,88	•	١٨,٣	درجه ([°])
Ψ	-	-	-	-	-	-	درجه ([°])
e	١,١٣	١,١٣	۰,۸۴	۰٫۸۴	۰ ,۵۸۳	• ,۵۸۳	-

4-4- پارامترهای مربوط خاک ماسه غیراشباع و اشباع برای مدلسازی

برای پارامترهای ماسه از کار آزمایشگاهی در پایان نامهی آمهی (۲۰۱۴) Mohamadjavad Sheikhtaheri (۲۰۱۴) استفاده شده است که در جدول ۴–۲ آورده شده است [۱۴۱].

نوع خاک	ماسه اشباع	ماسه غيراشباع	واحد
γ	۱۸,۶	۱۸,۶	kN/m ^۳
γ_{sat}	۲۰,۴	۲۰,۴	kN/m ^۳
Kz	١	١	m/day
υ	۰,۲۰	۰,۲۵	
С	•	•	kPa
Esat	۷۵۰۰	891.0	kPa
K ₀	۰,۴۸۵	•,۴۲۲	
φ	۳۱	۳۵,۳	درجه (°)
Ψ	•	۵	درجه (°)
(U_a-U_w)	٣	٣	kPa
β	۴۷, ۰	۴۷, ۰	
α	۸,۱	۸, ۱	
e	۶۳, ۰	۶۳, ۰	
Cu	۱,۸۳	١,٨٣	
Cc	1,77	١,٢٣	
Gs	۲,۶۵	۲,۶۵	
ω_{opt}	14	١۴	درصد (./)
Dr	۶۵	۶۵	درصد (./)

جدول ۴-۲: خصوصيات خاک ماسه اشباع Mohamadjavad Sheikhtaheri (۲۰۱۴) [۱۴۱].

w_{opt} درصد رطوبت بهینه، Gs چگالی دانههای جامد، C_c ضریب خمیدگی، C_u ضریب یکنواختی ، α و β پارامترهای اتصال، (U_a-U_w) مکش، Dr تراکم نسبی درجهی اشباع در حالت غیراشباع:

 $Sr.e = Gs. \omega \longrightarrow Sr \times {\boldsymbol{\cdot}} , {\boldsymbol{\varsigma}} {\boldsymbol{\varsigma}} = {\boldsymbol{\varsigma}} , {\boldsymbol{\varsigma}} {\boldsymbol{\delta}} \times {\boldsymbol{\cdot}} , {\boldsymbol{\imath}} {\boldsymbol{\varsigma}} \longrightarrow Sr = {\boldsymbol{\cdot}} , {\boldsymbol{\delta}} {\boldsymbol{\varsigma}} \ \underline{} \$

مدول یانگ در حالت غیراشباع:

 $E_{unsat} = E_{sat}[\iota + \alpha (Ua - Uw)Sr^{\beta}] = rql k a kPa$

4-6- مشخصات پی و عمق گود برداری در مدلسازی نرمافزار

مشخصات بتن برای پی در جدول ۴–۳ آمده است و روابط تجربی مربوط به تخمین ضخامت پی، عمق گودبرداری و عرض پی نواری از سایت معتبر شرکت مهندسی خدماتی مجریان امیر گرفته شده است [۱۴۲٬۱۴۳].

- تخمین ضخامت پی بر اساس رابطهی تجربی در محاسبات ژئوتکنیکی در ساختمانهای تهران:
- تخمین عمق گودبرداری بر اساس رابطهی تجربی در محاسبات ژئوتکنیکی در ساختمانهای تهران:
- (m) = ۱,۸۰(m) = ضخامت کفسازی (۰,۴) + بتن مگر(۰,۱) + ضخامت پی (۱,۲) = عمق گودبرداری (m)
- تخمین عرض پی نواری بر اساس رابطهی تجربی در محاسبات ژئوتکنیکی در ساختمانهای تهران:
- (m) تعداد طبقات = عرض پی (m) $\times \tau \cdot (cm) + \tau \cdot (cm) = \tau, \tau \cdot (m)$
- در پی نواری ۴ فضای خالی یا به اصطلاح عامیانه گلدانیها به صورت زیر حساب می شود.
- n = ۱٫۴ − ۲٫۴ − ۲٫۴ − ۲٫۴ = ۳٫۹ m = طول فضاهای خالی , ۳٫۹ ۳ = ۲٫۲ − ۲٫۴ − ۲٫۴ = عرض فضاهای خالی
- ۳,۹×۱۱,۴ = ۴۴,۶ m^۲ مساحت فضاهای خالی
- ۳۰×۱۵ ۴×۴۴,۶ = ۲۷۲,۱۶ m^۲ سطح بارگیر پی نواری
- ۴۵۰ × ۶ × ۹٫۹۲ kPa = بار اعمالی در پی نواری برای هر طبقه
- وزن یی گسترده = $v_f \times V_f$ = ۲۴ × ۱,۲×۴۵۰ = ۱۲۹۶۰ KN

بار ناشی از وزن پی q_f = ۱۲۶۰/۴۵۰ = ۲۸٫۸ kPa جاک زیر پی q_f = ۲۸٫۸ + ۶۰ = ۸۸٫۸ kPa

ی نواری = ۲۴×۱٫۲×۲۷۲٫۱۶ = ۷۸۳۸٫۲۰۸ KN

۷۸۳۸,۲۰۸/۴۵۰= ۱۷,۴۲ kPa = بار ناشی از وزن پی نواری

۱۷٫۴۲ + ۹۹٫۲ = ۱۷٫۴۲ = کل بار اعمالی به خاک زیر پی نواری

	Ѓ _с Мра	ρ kg/m ³	υ	$E=\Delta\cdots\sqrt{f_c}$ kPa	ξ (%)
بتن سازه	۳۵	26	٠,٢	2,24×1.4	۵

جدول ۴–۳: مشخصات بتن برای پی [۱۴۹].

۴-۷- محاسبات مربوط به ظرفیت باربری

هانسن با درنظر گرفتن تمامی ضرایب فرعی، کامل ترین و بهترین رابطهی ظرفیت باربری را ارائه میدهد. بر همین اساس محاسبات انجام شده در این پژوهش از طریق روابط هانسن میباشد. در انتها نتیجه محاسبات در جدولهای ۴–۴، ۴–۵ و ۴–۶ ارائه شده است.

۴-۷-۴- محاسبات ظرفیت باربری مربوط به خاکهای رس اشباع و غیراشباع در پی گسترده

$$q_u = (\pi + \tau)Cu(\tau + S'_c + d'_c) + \overline{q}$$

$$\overline{q} = 19 \times \cdot, h + h \times (1, h - \cdot, h) = 1 \cdot, h \text{ kPa}$$

$$S'_c = \cdot, \tau \times 1 \Delta / \tau \cdot = \cdot, \iota$$
 , $d'_c = \cdot, \tau \times 1, \lambda / 1 \Delta = \cdot, \cdot \Delta$

 $q_u = r \text{age}, r kPa$

 $\overline{q} = \mathsf{V}, \mathsf{F} \mathsf{A} \times \mathsf{I}, \mathsf{A} + \mathsf{P}, \mathsf{T} \mathsf{F} \times (\mathsf{V}, \mathsf{A} - \mathsf{I}, \mathsf{A}) = \mathsf{T} \mathsf{T}, \mathsf{T} \mathsf{F} \mathsf{F}$

qu=۶∧·kPa

 $\overline{q} = 19,$ TT $\times \cdot$, $\lambda + 1 \cdot$, YA $imes (1, \lambda - \cdot , \lambda) =$ TS, TFF

 $q_u = 1 \vee \cdots , \wedge k P a$

$$q_{u} = cN_{c}s_{c}d_{c} + \bar{q}N_{q}s_{q}d_{q} + \frac{1}{\nabla}\bar{\gamma}BN_{\gamma}s_{\gamma}d_{\gamma}$$

$$\varphi = \tau \Delta^{\circ}$$

$$N_{q} = \tau \cdot \tau \cdot , N_{\gamma} = r \wedge$$

$$S_{q} = \tau \cdot \tau \cdot , N_{\gamma} = r \wedge$$

$$\bar{q} = \tau \cdot \tau \cdot , S_{\gamma} = \tau \wedge , A$$

$$q_{u} = \tau \cdot \tau \cdot kPa$$
(OCR=\tau) (OCR=\tau) ($\phi = \tau \cdot \tau \cdot h = \tau \wedge , A$

$$q_{u} = \tau \cdot \tau \cdot kPa$$

$$N_{c} = \tau \cdot r \wedge , N_{q} = \tau \wedge \Delta , N_{q} = \tau \cdot \cdot \Lambda , S_{q} = \tau \cdot \tau \wedge , S_{q} = \tau \wedge , d_{q} = \tau$$

$$\bar{q} = \tau \cdot r \cdot \tau \cdot kPa$$

$$g_{u} = \tau \cdot r \cdot r \cdot h = \tau \cdot h \wedge , S_{q} = \tau \cdot h \wedge , d_{q} = \tau \cdot \tau \wedge , S_{q} = \tau \wedge , d_{q} = \tau$$

$$\bar{q} = \tau \cdot r \cdot r \cdot r \cdot h = \tau \cdot r \cdot r \cdot h + kPa$$

$$q_{u} = \eta \tau r \cdot kPa$$
(OCR=\tau) ($\phi = \tau \cdot r \cdot r \cdot h + kPa$

$$q_{u} = \eta \tau r \cdot kPa$$

$$(\phi = \tau \cdot r \cdot r \cdot h + kPa)$$

$$(\phi = \tau \cdot r \cdot r \cdot h + kPa)$$

$$g_{u} = \eta \tau r \cdot h + kPa$$

$$g_{u} = \eta \tau r \cdot h + kPa$$

$$\bar{q} = \tau \cdot r \cdot h + kPa$$

$$\bar{q} = \tau \cdot r \cdot h + kPa$$

$$\bar{q} = \tau \cdot r \cdot h + kPa$$

$$\bar{q} = \tau \cdot r \cdot h + kPa$$

$$\bar{q} = \tau \cdot r \cdot h + kPa$$

$$\bar{q} = \tau \cdot r \cdot h + kPa$$

$$\bar{q} = \tau \cdot h + h + kPa$$

۲-۷-۴ محاسبات ظرفیت باربری مربوط به خاکهای رس اشباع و غیراشباع در پی نواری

$$q_u = (\pi + \gamma)Cu(\gamma + S'_c + d'_c) + \overline{q}$$

$$\overline{q} = 19 \times \cdot, h + h \times (1, h - \cdot, h) = 1 \cdot, h \text{ kPa}$$

$${\rm S'_c}=\cdot$$
 , 7 \times 7 , 6/T \cdot = \cdot , \cdot 19 , ${\rm d'_c}=\cdot$, 6 \times 1 , 1/7 , 6 = \cdot , 7

 $q_u = \Upsilon \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot kPa$

$$\overline{q}$$
 = 14,4x · , h + 9,79 × (1, h - · , h) = 73,744 kPa

 $q_u = \gamma \gamma \beta, \tau kPa$

$$\overline{q}=$$
 19,377 \times , $\lambda+$ 1 \cdot , y $\lambda \times$ () , $\lambda-$ - , $\lambda)=$ t9,744 kPa

 $q_u = 1947, \Delta kPa$

$$q_{u} = cN_{c}s_{c}d_{c} + \bar{q}N_{q}s_{q}d_{q} + \frac{1}{r}\bar{\gamma}BN_{\gamma}s_{\gamma}d_{\gamma}$$

$$\varphi = ra^{\circ}, N_{q} = 1.., \gamma , N_{\gamma} = r.$$

$$S_{q} = 1.., \gamma rr, \quad S_{\gamma} = .., \gamma \gamma , \quad d_{\gamma} = 1$$

$$\bar{q} = 1.., \times 1r = \tau.., kPa$$

 $q_u = \Delta 1 \lambda, \Delta Y \ kPa$

۴-۷-۳- محاسبات ظرفیت باربری مربوط به خاکهای ماسه اشباع و غیراشباع در پی گسترده

۴–۷–۳–۱– ماسه اشباع

$$q_{u} = cN_{c}s_{c}d_{c} + \bar{q}N_{q}s_{q}d_{q} + \frac{1}{\gamma}\bar{\gamma}BN_{\gamma}s_{\gamma}d_{\gamma}$$

$$\varphi = \tau_{1}^{\circ}, N_{q} = \tau_{\gamma}\rho\tau_{\gamma}, N_{\gamma} = \tau_{\gamma}\rho\tau_{\gamma}$$

$$S_{q} = \tau_{\gamma}\sigma\tau_{\gamma}, d_{q} = \tau_{\gamma}\sigma\tau_{\gamma}, S_{\gamma} = \tau_{\gamma}\rho_{\gamma}, d_{\gamma} = \tau_{\gamma}$$

$$\bar{q} = \tau_{\gamma}\rho\tau_{\gamma} + \tau_{\gamma}\tau_{\gamma}\rho_{\gamma} + \tau_{\gamma}\rho\tau_{\gamma}\rho_{\gamma}\rho_{\gamma}$$

 $q_u = 1 \forall \lambda \cdot k P a$

۴-۷-۳-۲- ماسه غیراشباع

$$q_{u} = cN_{c}s_{c}d_{c} + \bar{q}N_{q}s_{q}d_{q} + \frac{1}{r}\bar{\gamma}BN_{\gamma}s_{\gamma}d_{\gamma}$$

$$\varphi = ra, r^{\circ}, N_{q} = rf, a , N_{\gamma} = ra, a$$

$$S_{q} = 1, rq, d_{q} = 1, rr, S_{\gamma} = ..., d_{\gamma} = 1$$

$$\bar{q} = 1a, r, \lambda = rr, f \lambda kPa$$

$$q_{u} = aa \cdot a, \lambda kPa$$

4-4-4 محاسبات ظرفیت باربری مربوط به خاکهای ماسه اشباع و غیراشباع در پی نواری

۴-۷-۴-۱- ماسه اشباع

$$q_{u} = cN_{c}s_{c}d_{c} + \bar{q}N_{q}s_{q}d_{q} + \frac{1}{r}\bar{\gamma}BN_{\gamma}s_{\gamma}d_{\gamma}$$

$$\varphi = rn^{\circ}, N_{q} = r\cdot rr^{\circ}, N_{\gamma} = nr^{\circ}, N_{\gamma} = nr^{\circ}, N_{\gamma} = nr^{\circ}, N_{q} = nr^{\circ}, N_{q} = nr^{\circ}, N_{q} = nr^{\circ}, N_{\gamma} = nr^{\circ}$$

۲-۲-۴-۲- ماسه غیراشباع

 $q_{u} = cN_{c}s_{c}d_{c} + \bar{q}N_{q}s_{q}d_{q} + \frac{i}{\gamma}\bar{\gamma}BN_{\gamma}s_{\gamma}d_{\gamma}$ $\varphi = ra, r \circ \rightarrow N_{q} = rradiant, N_{\gamma} = radiant, N_{\gamma} = radi$

جدول ۴-۴: ظرفیت باربری بهدست آمده از محاسبات، برای رسهای اشباع و غیراشباع در پی گسترده

رس غیراشباع	رس غیراشباع	رس غیراشباع	رس اشباع	رس اشباع	رس اشباع	پی گستردہ
(OCR=۸)	(OCR =۳)	(OCR =1)	(OCR =۸)	(OCR =۳)	(OCR =۱)	
۹۵۶	۹۳۶	1089	۱۷۰۰,۸	۶۸۰	208,2	q _u (kPa)

جدول ۴-۵: ظرفیت باربری بهدست آمده از محاسبات، برای رسهای اشباع و غیراشباع در پی نواری

رس غیراشباع	رس غیراشباع	رس غیراشباع	رس اشباع	رس اشباع	رس اشباع	پی نواری
(OCR =۸)	(OCR =۳)	(OCR =1)	(OCR =۸)	(OCR =۳)	(OCR =1)	
۷۹۴,۸	978,84	۵۱۸,۵	1947,0	۷۷۶,۳	290,6	qu(kPa)

جدول۴-۶: ظرفیت باربری بهدست آمده از محاسبات، برای ماسههای اشباع و غیراشباع در پیهای گسترده و نواری

ماسه غيراشباع	ماسه اشباع	پی نواری	ماسه غيراشباع	ماسه اشباع	پی گستردہ
22.0	۸۳۴,۲	qu(kPa)	۵۵۰۵,۸	۱۷۸۰	qu(kPa)

۴-۸- محاسبات مربوط به نشست

برای پیهای گسترده از رابطهی (۳–۵۰) Mayne and Poulos (۵۰–۳) بهدلیل درنظر گرفتن تمامی فاکتورهای موثر در نشست اولیه استفاده شده است. و برای پیهای نواری با توجه به پرکاربرد بودن رابطهی (۳–۴۴) Bowles (۱۹۸۷) برای تخمین نشست آنی یا اولیه از این رابطه استفاده شده است. برای تخمین نشست تحکیمی از طریق روش M. Das (۱۹۸۷) روابط (۳–۹۷) و (۳–۷۵) و برای تعیین درجهی تحکیم از طریق روابط Sivaram & Swamee (۱۹–۳) و (۳–۹۲) استفاده شده است. همچنین مقادیر بهدست آمده از محاسبات نشستهای آنی، تحکیم و انتهای ساخت (نشست کل) در رس-های اشباع و غیراشباع در جدول ۴–۷ آورده شده است.

۴-8-1- تخمین نشست آنی برای خاکهای رسی غیراشباع و اشباع در پی گسترده

$$\begin{split} S_{e} &= \frac{qB_{e}I_{G}I_{F}I_{E}}{E} (1 - \upsilon^{\gamma}) \\ E_{s} &= E. + k_{E}Z \rightarrow i \Rightarrow k = \cdot \rightarrow Es = E. = \wedge 9 \forall \pi k Pa \\ B_{eq} &= \sqrt{\frac{\tau BL}{\pi}} \rightarrow Beq = \tau f(m) \rightarrow K_{f} = (\frac{E_{f}}{E_{s}})(\frac{\tau t}{B_{eq}})^{r} \rightarrow K_{f} = (\tau, \forall \wedge \times 1 \cdot \sqrt[{/} / \Lambda 9 \forall \pi) \times (\tau \times 1, \tau / \tau f)^{r} = \pi \\ K_{f} &= \pi \rightarrow i \Rightarrow i \Rightarrow i \Rightarrow T \rightarrow i = \tau, \forall i \Rightarrow I_{F} = \cdot, \wedge \pi \\ H &= \pi \cdot (m) , \upsilon &= \cdot, \pi a \rightarrow D_{f} / B_{eq} = \cdot, \cdot \forall a \rightarrow \pi - \pi] i \Rightarrow I_{E} = \cdot, 9 \tau \\ \beta \rightarrow \infty , H / B_{eq} = 1, \tau a \rightarrow 1 - i j i \Rightarrow I_{G} = \cdot, \forall \pi \end{split}$$

$$S_{e} = \frac{AA.A \times TF \times ..AF \times ..AF \times ..YF}{A9VF} (1-.,T\Delta^{T}) = ..,11Y (m)$$

(OCR=۳) ارس غیراشباع (
$$-Y-I-A-F$$

 $K_f = (7,7/3 \times 10^{7}) \times (7\times 1,7/7)^r = 1,77 \rightarrow 7-7$ از نمودار $I_F = 0.9$

$$S_{e} = \frac{AA.A \times YF \times \cdot \cdot 9 \times \cdot \cdot 9Y \times \cdot .9Y}{160F} (1 - \cdot , YO^{T}) = \cdot , \cdot Y (m)$$

$$K_{\rm f} = (1, 1 \times 1.1^{//1} \times 1.1^{//1}) \times (1 \times 1, 1//1)^{r} = 1, 11 \rightarrow 1-r$$
 از نمودار $\rightarrow I_{\rm F} = ., 9$

$$S_{e} = \frac{AA.A \times YF \times ..9T \times ..9T \times ..9T}{YFYF9} (1-.,T\Delta^{T}) = ...FA (m)$$

$$K_{\rm f} = (7, \gamma \lambda \times 1 \cdot \gamma/999 \cdot) \times (7 \times 1, 7/74)^r = 7, \gamma \rightarrow 7 - \gamma$$
 از نمودار $\rightarrow I_{\rm F} = \cdot, \lambda f$

$$\begin{split} H &= \mathfrak{r} \cdot (m) \ , \ \upsilon = \cdot , \mathfrak{fqd} \to D_f / B_{eq} = \cdot , \cdot \vee d \to \mathfrak{r} - \mathfrak{r} \) i \to \ I_E = \cdot , \mathfrak{qg} \ , \ I_G = \cdot , \vee \mathfrak{r} \\ S_e &= \frac{ \overset{\Lambda \Lambda \Lambda \times \vee \mathfrak{r} \mathfrak{f} \times \cdot . \Lambda \mathfrak{f} \times \cdot . \mathfrak{qg} \times \cdot . \vee \mathfrak{r}}{\mathfrak{qqg}}{\mathfrak{qgg}} (1 - \cdot , \mathfrak{fqd}^{\mathfrak{r}}) = \cdot , \cdot \mathfrak{q} \ (m) \end{split}$$

(OCR=۳) صافیاع (
$$-A-F$$
رس اشباع ($-A-F$ رس اشباع ($-A-F$) از نمودار $-A-F$ از نمودار $-A-F$

$$S_{e} = \frac{\text{All} \times \text{YF} \times .. \text{A} \text{Y} \times .. \text{A} \text{Y} \times .. \text{YF}}{\text{YYD}} (1 - \cdot, \text{FAD}^{\text{Y}}) = \cdot, \text{DY} (m)$$

(OCR=۸) صافع (
$$F = -1 - -4 - f$$

 $K_f = (7,7/3 \times 10^{7} / 75917) \times (7 \times 10^{7} / 75917) = 1 \rightarrow 7 - 7$ از نمودار $I_F = 0.95$

$$S_{e} = \frac{\text{All Xif X: AF X:$$

۲-۸-۴ تخمین نشست آنی برای خاکهای رسی غیراشباع و اشباع در پی نواری

$$\begin{split} S_{e} &= qB' \frac{1-\upsilon^{\gamma}}{E_{s}} \, mI_{s}I_{f} \\ \\ \mathcal{S}_{e} &= qB' \frac{1-\upsilon^{\gamma}}{E_{s}} \, mI_{s}I_{f} \\ \\ I_{1} &= \left[M \ln \frac{(1+\sqrt{M^{\gamma}+1})\sqrt{M^{\gamma}+N^{\gamma}}}{M(1+\sqrt{M^{\gamma}+N^{\gamma}+1})} + \ln \frac{(M+\sqrt{M^{\gamma}+1})\sqrt{1+N^{\gamma}}}{M+\sqrt{M^{\gamma}+N^{\gamma}+1}}\right], \ I_{\gamma} &= \frac{N}{\pi}tan^{-1}(\frac{M}{N\sqrt{M^{\gamma}+N^{\gamma}+1}}) \\ \\ L &= \mathcal{V} \cdot (m), \ B &= \mathcal{V}, \mathcal{F} (m), \ H &= \Delta B &= 1\mathcal{V}, \Delta (m), \ B' &= \mathcal{V}, \mathcal{F} / \mathcal{F} = 1, \mathcal{V}, \ M &= \mathcal{V} \\ \\ M &= L/B \quad, \ N &= H/B' \rightarrow M = 1\mathcal{V}, \Delta , \ N &= \mathcal{V} \Delta \\ \\ I_{s} &= I_{1} + \frac{1-\mathcal{V}\upsilon}{1-\upsilon} \, I_{\gamma} \rightarrow I_{s} = 1, \mathcal{V} \cdot , \ D_{f}/B &= 1, \mathcal{A}/\mathcal{V}, \ \mathcal{F} &= \cdot, \mathcal{V} \Delta \rightarrow \mathcal{A} - \mathcal{V} \quad \mathcal{J} \rightarrow I_{f} &= \cdot, \mathcal{A} \Delta \\ \\ S_{e} &= qB' \frac{1-\upsilon^{\gamma}}{E_{s}} \, mI_{s}I_{f} \\ \\ \\ S_{e} &= 11\mathcal{F}, \mathcal{F} \times 1, \mathcal{T} \left(\frac{1-\cdot, \mathcal{V}\Delta^{\gamma}}{\mathcal{A}\mathcal{V}\mathcal{V}}\right) \times \mathcal{F} \times 1, \ \mathcal{V} \cdot \times \cdot, \mathcal{A} \Delta &= \cdot, \cdot \mathcal{F} (m) \end{split}$$

$$S_{e} = iis,st \times i,t \ (\frac{1 - \cdot \cdot \tau \Delta^{r}}{1 \Delta \Delta^{r} \cdot \cdot \Delta}) \times f \times i, \tau \cdot \times \cdot , \lambda \Delta = \cdot , \cdot \tau \Delta \ (m)$$

$$S_e = 119,97 \times 1,7 \ (\frac{1 - \cdot.7\Delta^{T}}{767769}) \times 6 \times 1,7 \times \cdot, A\Delta = \cdot, \cdot 7\% \ (m)$$

$$S_e = \textit{iif,ft} \times \textit{i,t} \; (\frac{\textit{i-..fgd}^{\textrm{t}}}{\textit{ggf}}) \times \textit{f} \times \textit{i,t} \times \textit{,ld} = \textit{.,ft} \; (m)$$

$$S_{e} = \text{iif,ft} \times \text{i,t} \left(\frac{1 - \cdot . \text{fgd}^{\mathsf{t}}}{1 \text{yyd}} \right) \times \text{f} \times \text{i,t} \times \cdot , \text{d} = \cdot , \cdot \text{ty} (m)$$

$$S_e = \textit{iif,ft} \times \textit{i,t} \; (\tfrac{1 - \cdot . \textit{fgd}^{\textrm{t}}}{\textit{tggit}}) \times \textit{f} \times \textit{i,t} \times \cdot . \textit{d} = \cdot , \textit{iv} \; (m)$$

۲-۸-۴ تخمین نشست تحکیم اولیه برای خاکهای رسی اشباع در پی گسترده

H = TB درنظر می گیریم و سپس آن را از کف پی را به اندازه ی H = TB درنظر می گیریم و سپس آن را از کف پی تا H = TB به ۱۰ قسمت مساوی تقسیم بندی مینماییم تا ضخامت لایه های انتخابی بیشتر از ۴ متر نشود و جواب ها دقیق تر شود، همانند شکل ۳–۱۴. ارتفاع وسط هر لایه را z مینامیم و تنش موثر در وسط هر لایه (Hi) را حساب مینماییم و بعد مقادیر m_1 و m_1 را برای یافتن I_2 به دست می آوریم تا اضافه تنش موثر در هر لایه به دست آید. مجموع نشست های به دست آمده نشست تحکیم (Sc) در این لایه است.

$$S_{c} = \frac{H C_{c}}{1 + e_{.}} \log(\frac{\sigma'. + \Delta \sigma}{\sigma'.}) \rightarrow S_{c} = H_{i} \sum_{i=1}^{i=n} (\frac{\Delta e_{i}}{1 + e_{.i}}), \quad \Delta e_{i} = C_{c} \log(\frac{\sigma'. i + \Delta \sigma'i}{\sigma'. i}), \quad \Delta \sigma' = q_{0} I_{c}$$

$$C_{c} = \cdot, \mathsf{NFNGS}^{\mathsf{N},\mathsf{T}}(\frac{\mathsf{N}+\mathsf{e}_{\cdot}}{\mathsf{G}_{s}})^{\mathsf{T},\mathsf{TA}} \longrightarrow C_{c} = \cdot, \mathsf{NFN} \times \mathsf{T}, \mathsf{V} \cdot \mathsf{F}^{\mathsf{N},\mathsf{T}}(\frac{\mathsf{N}+\mathsf{N},\mathsf{T}}{\mathsf{T},\mathsf{V} \cdot \mathsf{F}})^{\mathsf{T},\mathsf{TA}} = \cdot, \mathsf{TFN}^{\mathsf{TA}} = \cdot, \mathsf{TF$$

$$H = rB \rightarrow H = r \cdot (m) \rightarrow H_i = r \cdot / \cdot \cdot = r (m)$$

$$I_{c} = \frac{\pi}{r} \left[\frac{m_{1}n_{1}}{(1 + \sqrt{m_{1}^{r} + n_{1}^{r} + 1})} \frac{1 + m_{1}^{r} + rn_{1}^{r}}{(1 + n_{1}^{r})(m_{1}^{r} + n_{1}^{r})} + \sin^{-1} \frac{m_{1}}{\sqrt{m_{1}^{r} + n_{1}^{r}}\sqrt{1 + n_{1}^{r}}} \right]$$

$$\mathbf{m}_{1} = \mathbf{L}/\mathbf{B}$$
 , $\mathbf{n}_{1} = \mathbf{z}/(\mathbf{B}/\mathbf{r})$

الايهى اول:
$$\mathbf{m}_1 = \mathfrak{r} \cdot / \mathfrak{l} \Delta = \mathfrak{r}$$
 , $\mathbf{n}_1 = \mathfrak{l}, \Delta / \mathfrak{r}, \Delta = \mathfrak{r}, \mathbf{r} \to \mathbf{I}_{c_1} = \mathfrak{r}, \mathfrak{q} \mathfrak{q} \mathfrak{r}$

$$\begin{aligned} \sigma'_{\cdot(1)} &= \cdot, \lambda \times 1 \mathcal{F} + \mathfrak{r}, \Delta \times \lambda = \mathfrak{r} \mathfrak{r}, \lambda \ kPa \quad , \ \Delta \sigma'_{1} &= \lambda \lambda, \lambda \times \cdot, \mathfrak{q} \mathfrak{q} \mathsf{v} = \lambda \lambda, \Delta \mathfrak{r} \ kPa \\ &= \lambda \times \mathfrak{r}, \mathfrak{r} = \mathfrak{r}, \lambda \times \mathfrak{r} = \mathfrak{r}, \lambda \times \mathfrak{r} = \mathfrak{r}, \lambda \times \mathfrak{r}, \mathfrak{r} = \mathfrak{r}, \lambda \times \mathfrak{r}, \mathfrak{r} = \mathfrak{r}, \mathfrak{r}, \lambda \times \mathfrak{r}, \mathfrak{r} = \mathfrak{r}, \mathfrak{r}, \lambda \times \mathfrak{r}, \mathfrak{r} = \mathfrak{r}, \mathfrak{r}, \lambda \times \mathfrak{r}, \mathfrak{r}, \mathfrak{r} = \mathfrak{r}, \mathfrak{r}, \lambda \times \mathfrak{r}, \mathfrak{r}, \mathfrak{r} = \mathfrak{r}, \mathfrak{r}, \lambda \times \mathfrak{r}, \mathfrak{r}, \mathfrak{r} \times \mathfrak{r}, \mathfrak{r} \times \mathfrak{r}, \mathfrak{r}, \mathfrak{r} \times \mathfrak{r}, \mathfrak{r}, \mathfrak{r} \times \mathfrak{r}, \mathfrak{r} \times \mathfrak{r}, \mathfrak{r}, \mathfrak{r} \times \mathfrak{r}, \mathfrak{r}, \mathfrak{r} \times \mathfrak{r}, \mathfrak{r}, \mathfrak{r} \times \mathfrak{r}, \mathfrak{r}$$

$$\begin{split} \sigma'_{(A)} &= (\gamma \cdot 1/\Delta = \gamma \ , \ n_1 = \gamma \ , \ n_1$$

$$S_{c(f11)} = t/t_c \times U \times S_c = 1 \times \cdot, 1 \Delta \times \cdot, rq = \cdot, \cdot \Delta \wedge (m) \rightarrow S_c = \Delta, \wedge (cm)$$

نشست کل در انتہای ساخت $S_{t(\mathfrak{f}\mathfrak{1}\mathfrak{1})} = \cdot, \cdot 9 + \cdot, \cdot \Delta \lambda = \cdot, \mathfrak{l} \mathfrak{f} \lambda \ (m) \to S_{t(\mathfrak{f}\mathfrak{1}\mathfrak{1})} = \mathfrak{l} \mathfrak{f} \lambda \ (cm)$

OCR = ۳) رس اشباع (OCR = ۳-۲-۸-۴

 $\gamma_{sat} = \text{19,75 } kN/m^{\text{r}} \;,\;\; \gamma = \text{17,4} \; kN/m^{\text{r}} \;,\;\; e_{\cdot} = \text{.,Af} \;\;,\;\; q = \text{a.a.} \; (kPa)$

 $\sigma'_{c} = \mathsf{IV}, \mathsf{FA} \times \cdot, \mathsf{A} + \mathsf{I}, \mathsf{YF} \times \mathsf{IF} = \mathsf{IFT}, \mathsf{FF} \text{ kPa}$ $\sigma'_{c} = \mathsf{T} \times \mathsf{IFT}, \mathsf{FF} = \mathsf{FAF}, \mathsf{F} \text{ kPa} , \ \sigma'_{f} = \sigma' \cdot + \Delta \sigma' , \ \Delta \sigma_{av} = \frac{\mathsf{I}}{\mathsf{F}} (\Delta \sigma_{t} + \mathsf{F} \Delta \sigma_{m} + \Delta \sigma_{b}) , \ \Delta \sigma' = q. I_{c}$ $z_{t} = \mathsf{T} \cdot , \ z_{m} = \mathsf{IA} , \ z_{b} = \cdot \longrightarrow I_{t} = \cdot, \mathsf{II} , \ I_{m} = \cdot, \mathsf{FAI} , \ I_{b} = \mathsf{I} \longrightarrow \Delta \sigma_{av} = \mathsf{TT}, \mathsf{YF} \text{ kPa}$ $\sigma'_{a} = \sigma' + \Delta \sigma_{av} = \mathsf{ITT}, \mathsf{YF} + \mathsf{TT} \text{ YF} = \mathsf{IFT} \text{ kPa}$

 $\sigma'_{f} = \sigma'. + \Delta \sigma_{av} = \text{igt,ff} + \text{tt,yg} = \text{igd,t } kPa$

نشست کل در انتهای ساخت $S_{t(f11)} = \cdot, \cdot \Delta Y + \cdot, \cdot 11 = \cdot, \cdot \beta \lambda \ (m) \rightarrow S_{t(f11)} = \beta, \lambda \ (cm)$

از آنجایی که σ'_f < σ'_c است داریم:

 γ_{sat} = T · ,VA kN/m^{r} , γ = 19,TT kN/m^{r} , q = F · (kPa) , $e_{.}$ = .,DAT

$$C_{c} = \cdot, \mathsf{ifi} \times \mathsf{f}, \mathsf{ifi} \times \mathsf{f}, \mathsf{if} (\frac{\mathsf{i} + \cdot. \mathsf{dAf}}{\mathsf{r}, \mathsf{if}})^{\mathsf{r}, \mathsf{rA}} = \cdot, \mathsf{if} \to C_{s} = \cdot, \mathsf{if} \to S_{c} = \cdot, \mathsf{if} (m)$$

 $B_{eq} = \texttt{TF} \rightarrow \texttt{TF}-\texttt{TF} \rightarrow \texttt{K}_{cr(oc)} = \textbf{\cdot}, \texttt{V} \rightarrow \ Sc = k_{cr(oc)} \times S_{c(oed)} \rightarrow S_c = \textbf{\cdot}, \texttt{V} \times \textbf{\cdot}, \textbf{\cdot} \texttt{VT} = \textbf{\cdot}, \texttt{A} \ (m)$

 $m_v = \texttt{t,kg} \times \texttt{1.-f} \ (m^{\texttt{t}}/KN) \to \ C_v = \texttt{.,tk} \ (m^{\texttt{t}}/day) \to T_v = \texttt{.,.fb}$
$U = 9 \% \rightarrow Sc_{(f11)} = \cdot, \cdot a \times \cdot, \cdot 9 = \cdot, \cdot \cdot fa(m)$

نشست کل در انتهای ساخت $S_{t(f11)} = \cdot, \cdot f + \cdot, \cdot \cdot f = \cdot, \cdot f + \delta(m) \rightarrow S_{t(f11)} = f, f \delta(cm)$

۴–۸–۳– تخمین نشست تحکیم اولیه برای خاکهای رسی اشباع در پی نواری برای پی نواری H=۵B را به عنوان ضخامت لایه درنظر می گیریم و همانند پی گسترده با تقسیم بندی لایه در این ضخامت نشست تحکیم را بهدست می آوریم با این تفاوت که این لایه را به ۳ قسمت تقسیم بندی می کنیم و اضافه تنش و تنش موثر در وسط هر لایه را بهدست می آوریم.

 $H = a \times r, f = ir (z_i = r (m), z_r = f (m), z_r = i \cdot (m))$

برای بهدست آوردن اضافه تنش در عمق های مختلف، از رابطهی ۳–۷۶ و شکل ۳–۱۳ استفاده شده است.

باتوجه به رابطهی ۳–۷۶ $\mathsf{YZ}_1/\mathsf{B} = \texttt{A}, \texttt{TT} \longrightarrow \texttt{YS}_2$ کا الایه سوم

$$\begin{split} \Delta \sigma_{Z^{r}} &= \frac{\Pi P, PT}{\pi} \left\{ \tan^{-1} \left[\frac{1}{\cdot - \frac{V, T}{\tau}} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{1}{\cdot + \frac{V, T}{\tau}} \right] - \frac{V, F \times \Pi \left[\left[- 1 \cdot \cdot \frac{V - \frac{V, F^{T}}{\tau}}{T} \right] \right]}{\left[\left[\left(+ 1 \right) \cdot \frac{V - \frac{V, F^{T}}{\tau}}{T} \right]^{T} + V, F^{T} \times \Pi \cdot \frac{V}{\tau}} \right\} = \Delta, \Delta \Lambda \text{ kPa} \\ \sigma'_{\cdot}(\tau) &= P \Lambda, \Lambda + F \times \Lambda = 1 \cdot \cdot \cdot, \Lambda \text{ kPa} \\ \sum_{i}^{r} \Delta e_{i} &= C_{c} \log \left(\frac{\sigma'_{\cdot,i} + \Delta \sigma' i}{\sigma'_{\cdot,i}} \right) = \cdot \cdot, 1P \eta \rightarrow S_{c} = H_{i} \sum_{i=1}^{i=n} \left(\frac{\Delta e_{i}}{1 + e_{\cdot,i}} \right) = F \times \cdot \cdot, 1P \eta / (1 + 1, 1T) = \cdot, T \Pi \text{ (m)} \\ T \Delta - T \to \rho(\text{strip}) = \cdot, V \Delta \rightarrow Sc = \rho(\text{strip}) \times S_{c}(\text{oed}) \rightarrow Sc = \cdot, V \Delta \times \cdot, T 1 = \cdot, T F \text{ (m)} \\ T \Delta - T \to U = 10\% \end{split}$$

 $S_{c(\texttt{fin})}=\boldsymbol{\cdot}, \texttt{tf}\times\boldsymbol{\cdot}, \texttt{id}=\boldsymbol{\cdot}, \texttt{tfv} \ (m) \rightarrow S_{c}=\texttt{t,v} \ (cm)$

نشست کل در انتهای ساخت
$$S_{t(f11)} = \cdot, \cdot fv + \cdot, \cdot rv = \cdot, \cdot \lambda f(m) \rightarrow S_{t(f11)} = \lambda, f(cm)$$

(OCR = ۳) رس اشباع (
$$\mathbf{OCR} = \mathbf{T}$$
) رس اشباع ($\mathbf{OCR} = \mathbf{T}$) رس اشباع ($\mathbf{V}_{sat} = 19,75 \text{ kN/m}^{r}, \gamma = 10,75 \text{ kN/m}^{r}, e. = ., \lambda$ ۴ , $q = 119,57 \text{ (kPa)}$

از آنجایی که
$$\sigma_{
m f}^{\prime} < \sigma_{
m c}^{\prime}$$
است داریم:

$$S_{c} = \frac{H C_{s}}{1 + e_{\cdot}} \log(\frac{\sigma'_{\cdot} + \Delta \sigma}{\sigma'_{\cdot}}) \rightarrow S_{c} = H_{i} \sum_{i=1}^{i=n} (\frac{\Delta e_{i}}{1 + e_{\cdot i}}), \quad \Delta e_{i} = C_{s} \log(\frac{\sigma'_{\cdot i} + \Delta \sigma'_{i}}{\sigma'_{\cdot i}}), \quad Cs = \cdot, \cdot \forall \forall i \in \mathbb{N}$$

$$Sc = \cdot, \cdot f \beta, U = 17.0 \%$$

$$S_{c(f_{11})} = \cdot, 17\Delta \times \cdot, \cdot f = \cdot, \cdot \cdot f(m) \rightarrow S_c = \cdot, f(cm)$$

نشست کل در انتهای ساخت
$$S_{t(r_{11})} = \cdot, \cdot r\gamma + \cdot, \cdot \cdot s = \cdot, \cdot r \pi$$
 (m) $\rightarrow S_{t(r_{11})} = r, r (cm)$

 γ_{sat} = T , VA kN/m^{r} , γ = 19,77 kN/m^{r} , q = 119,77 (kPa) , e_{\cdot} = . , DAT

 $C_{s}=\boldsymbol{\cdot},\boldsymbol{\cdot}\,\boldsymbol{\imath}\,\boldsymbol{\imath}\,\boldsymbol{\flat}\,\rightarrow\,Sc=\boldsymbol{\cdot},\boldsymbol{\cdot}\,\boldsymbol{\imath}\,\boldsymbol{\imath}\,\boldsymbol{\imath}\,(m)$, $U=\mathfrak{q}$ %

$$S_{c(f_{11})} = \cdot, \cdot 9 \times \cdot, \cdot \forall \beta = \cdot, \cdot \cdot \forall \forall (m) \rightarrow S_c = \cdot. \forall \forall (cm)$$

نشست کل در انتہای ساخت $S_{t(r_{11})} = \cdot, \cdot \cdot \vee + \cdot, \cdot \cdot \vee \tau = \cdot, \cdot \tau (m) \rightarrow S_{t(r_{11})} = \tau (cm)$

(m)نشست کل	(m)نشست تحکیم	(m)نشست آنی	نوع خاک رسی	نوع پی
•,١١٧	-	•,١١٧	(OCR=۱)غیراشباع	گسترده
۰,۰۷	-	۰,۰۷	(OCR=۳)غیراشباع	گسترده
• ,• 47	-	۰,۰۴۸	(OCR=۸)غیراشباع	گسترده
۰,۱۴۸	۰,۰۵۸	۰,۰۹	(OCR=۱)اشباع	گسترده
۰,۰۶۸	• ,• ١١	۰,۰۵۷	(OCR=۳)اشباع	گسترده
۰,۰۴۴۵	۰,۰۰۴۵	۰,۰۴	(OCR=۸)اشباع	گسترده
• ,• ۶۴	-	۰ ,۰۶	(OCR=۱)غیراشباع	نوارى
۰,۰۳۷	-	۰,۰۳۵	(OCR=۳)غیراشباع	نوارى
• ,• 74	-	• ,• ٢٣	(OCR=۸)غیراشباع	نوارى
٠,٠٨۴	۰,۰۳۷	• ,• 47	(OCR=۱) اشباع	نوارى
۰,۰۳۳	• ,• • ۶	• ,• ٢٧	(OCR=۳)اشباع	نوارى
۰,۰۲	• ,• • ٣٢	۰,۰۱۷	(OCR=۸)اشباع	نوارى

جدول ۴-۷: مقادیر نشستهای آنی، تحکیم و انتهای ساخت (نشست کل) در رسها

۴-8-4 تخمین نشست برای خاکهای ماسهای اشباع و غیراشباع در پی گسترده

برای تخمین نشست در خاک ماسه همانند رسها از روابط (۳–۳۸) و (۳–۵۰) استفاده شده است. محاسبات بهدست آمده از نشست در ماسههای اشباع و غیراشباع با توجه به نوع پی در جدول ۴–۸ آمده است.

۴–۸–۴–۱– ماسه اشباع

$$\begin{split} S_{e} &= \frac{qB_{e}I_{G}I_{F}I_{E}}{E} \left(1 - \upsilon^{\intercal}\right) \\ E_{s} &= E. + k_{E}Z \rightarrow i \Sigma \ \text{arc} \rightarrow k = \cdot \rightarrow Es = E. = \wedge 9 \vee \pi \ \text{kpa} \\ B_{eq} &= \sqrt{\frac{\tau BL}{\pi}} \rightarrow B_{eq} = \tau \tau (m) \rightarrow K_{f} = \left(\frac{E_{f}}{E_{s}}\right)\left(\frac{\tau t}{B_{eq}}\right)^{\intercal} \rightarrow K_{f} = (\tau, \forall \wedge \times 1 \cdot \forall' \vee \delta \cdot \cdot) \times (\tau \times 1, \tau / \tau \tau)^{\intercal} = \tau, \varphi \\ K_{f} &= \tau, \varphi \rightarrow i \text{ is a stabel} \rightarrow \tau - \tau = i \text{ (is accle } \tau - \tau = \psi, \text{ is a stabel} \rightarrow \tau, \varphi \\ K_{f} &= \tau, \varphi \rightarrow i \text{ is a stabel} \rightarrow \tau - \tau = 0 \\ H &= \tau \cdot (m) , \upsilon = \cdot, \tau \rightarrow D_{f}/B_{eq} = \cdot, \cdot \forall \Delta \rightarrow \tau - \tau = \tau, \forall i \rightarrow I_{E} = \cdot, 9 \tau \\ \beta \rightarrow \infty , H/B_{eq} &= 1, \tau \Delta \rightarrow \tau - \tau = i \text{ (is accle } \tau - \tau - \tau = i, \tau \rightarrow I_{E} = \cdot, 9 \tau \\ \beta \rightarrow \infty , H/B_{eq} &= 1, \tau \Delta \rightarrow \tau - \tau = i, \lambda \text{ (kpa} \\ S_{e} &= \frac{A \wedge A \times \tau \tau \times \cdot . \wedge \tau \times \cdot . \vee \tau}{\tau_{\Delta} \cdot \cdot} (1 - \cdot, \tau^{\intercal}) = \cdot, 1 \Delta (m) \\ \end{split}$$

$$H = \mathfrak{r} \boldsymbol{\cdot} (m) \ , \ \upsilon = \boldsymbol{\cdot} \, , \mathfrak{r} \Delta \to D_f / B_{eq} = \boldsymbol{\cdot} \, , \boldsymbol{\cdot} \, \mathcal{r} \Delta \to \mathfrak{r} - \mathfrak{r} \) \quad \to \ I_E = \boldsymbol{\cdot} \, , \mathfrak{q} \mathfrak{r} \ , \ \ I_G = \boldsymbol{\cdot} \, , \mathcal{q} \mathfrak{r}$$

$$\mathrm{K}_{\mathrm{f}} = (\mathsf{Y}, \mathsf{Y} \land \mathsf{X} \times \mathsf{I} \cdot \mathsf{Y}/\mathsf{T}\mathsf{9} \mathsf{I} \cdot \diamond) \times (\mathsf{Y} \times \mathsf{I}, \mathsf{Y}/\mathsf{Y}\mathsf{9})^{\mathsf{T}} = \cdot, \mathsf{Y} \to \mathsf{T}_{-}\mathsf{T}_{-}\mathsf{T}_{-}\mathsf{I}_{\mathrm{f}} = \cdot, \mathsf{9}\mathsf{Y}$$
از نمودار $\mathcal{F}_{\mathrm{F}} = \cdot, \mathsf{9}\mathsf{Y}$

$$S_{e} = \frac{\lambda \lambda \lambda \times \gamma F \times \cdot . 9 \gamma \times \cdot . 9 \gamma \times \cdot . 9 \gamma}{\gamma q_{1} \cdot \Delta} (1 - \cdot , \gamma \Delta^{\gamma}) = \cdot , \cdot \gamma \gamma (m)$$

4-8-3- تخمین نشست برای خاکهای ماسهای اشباع و غیراشباع در پی نواری

۴-۸-۵-۱- ماسهی غیراشباع

$$\begin{split} \mathbf{S}_{e} &= \mathbf{q}\mathbf{B}' \frac{1-\upsilon'}{E_{s}} \mathbf{m} \mathbf{I}_{s} \mathbf{I}_{f} \\ \mathbf{L} = \mathbf{r} \cdot (\mathbf{m}) , \ \mathbf{B} = \mathbf{r}, \mathbf{r} (\mathbf{m}) , \ \mathbf{H} = \mathbf{\Delta} \mathbf{B} = \mathbf{1} \mathbf{r}, \mathbf{\Delta} (\mathbf{m}) \\ \mathbf{M} &= \mathbf{L}/\mathbf{B} \quad , \ \mathbf{N} = \mathbf{H}/\mathbf{B}/\mathbf{r} \quad \rightarrow \mathbf{M} = \mathbf{1} \mathbf{r}, \mathbf{\Delta} , \ \mathbf{N} = \mathbf{r} \mathbf{\Delta} \\ \mathbf{I}_{s} &= \mathbf{1}, \mathbf{r} \quad , \ \mathbf{D}_{f}/\mathbf{B} = \mathbf{1}, \mathbf{A}/\mathbf{r}, \mathbf{r} = \mathbf{\cdot}, \mathbf{r} \mathbf{\Delta} \rightarrow \mathbf{I}_{f} = \mathbf{\cdot}, \mathbf{A} \mathbf{\Delta} \end{split}$$

Se = $118,87 \times 1,7 \left(\frac{1-..7\Delta^{\gamma}}{r_{91}\cdot\Delta}\right) \times f \times 1,7 \times ., A\Delta = ., A\Delta (m)$

۴-۸-۵-۲- ماسه اشباع

$$Se = 119.97 \times 1.7 \ \left(\frac{1-..7^{Y}}{V_{\Delta}..}\right) \times 4 \times 1.7 \times ..10 = ...01 \ (m)$$

جدول ۴-۸: تغییرات نشست در ماسههای اشباع و غیراشباع با توجه به نوع پی

میزان نشست (m)	نوع خاک	نوع پی
•,•٣٢	ماسه غيراشباع	گسترده
٠,١۵	ماسه اشباع	گسترده
۰,۰۱۵	ماسه غيراشباع	نوارى
۰,۰۸۳	ماسه اشباع	نوارى

4-4- مقایسه و تفسیر نمودارهای بهدست آمده از نرم افزار Plaxis 3D Foundation برای پیهای گسترده و نواری، در خاکهای مختلف

4-4-1- مقایسه و تفسیر نمودارهای نشست - زمان در پی گسترده و در پی نواری در خاک رس اشباع با نسبتهای بیش تحکیمی مختلف (OCR=1, OCR=7, OCR=8)

بعد از گود برداری تورم خاک را مشاهده میکنیم که بهعلت خاصیت الاستیک خاک میباشد که با افزایش نسبتهای بیش تحکیمی به صورت قابل توجهی کم شده است. در مدت زمان اجرای پی سرعت نشست و شــب نمودار به دلیل وزن زیاد پی به صورت نسـبی در تمامی نمونه ها، بالا بوده و پس از این بارگذاری سرعت نشـست به صورت نسبی کمتر شده است. با افزایش نسبت بیش تحکیمی، شیب نمودار نشست در حین سـاخت به صورت محسوسی کم می شود که علت آن افزایش مدول الاستیسیته خاک، کم شدن قابل توجه نفوذ پذیری، نسبت تخلخل خاک و در نتیجه کمتر زائل شدن اضافه فشار آب حفره ای می باشد که به همین دلایل با افزایش نسبت های بیش تحکیمی، نشست تحکیمی در این خاک ها در حین ساخت ساخت خیلی نامحسوس است و در نتیجه رفتار سینوسی نشست در این نمودارها بسیار کم است. نمودار ۴–۱ نمودارهای نشست – زمان در رسهای اشباع با نسبتهای بیش تحکیمی (۸=0, OCR) (۸=۲, OCR) در پیهای گسـترده را نشـان می دهد. نمودار ۴–۲ نمودارهای نشـست – زمان در رسهای اشـباع با نسبتهای بیش تحکیمی (۸=0, OCR) (۵=۳, OCR) در پیهای نواری را نشان می دهد.



نمودار ۴–۱: نمودارهای نشست – زمان در رسهای اشباع با نسبتهای بیش تحکیمی (OCR=۱, OCR=۳, دمودارهای کسترده (A=۸) در پیهای گسترده



نمودار ۴–۲: نمودارهای نشست–زمان در رسهای اشباع با نسبتهای بیش تحکیمی ،OCR=۱، OCR=۳) (۸=OCR در پیهای نواری

۹–۹–۲– مقایسه و تفسیر نمودارهای نشست – زمان در پی گسترده و در پی نواری در خاک رس غیراشباع با نسبتهای بیش تحکیمی (۸=OCR=۳, OCR=۳, OCR) بعد از گود برداری تورم خاک را مشاهده می کنیم که به علت خاصیت الاستیک خاک میباشد و بعد از گود برداری تورم خاک را مشاهده می کنیم که به علت خاصیت الاستیک خاک میباشد و با افزایش نسبتهای بیش تحکیمی به صورت قابل توجهی کم می شود. در مدت زمان بار گذاری پی سرعت نشست و شیب نمودار به دلیل وزن زیاد پی به صورت نسبی در تمامی نمونه ها، بالا بوده و پس از این بارگذاری سرعت نشست به صورت نسبی کمتر شده است. با توجه به غیراشباع بودن خاک و مطرح نبودن تحکیم روند نشست خطی بوده و با افزایش نسبت بیش تحکیمی، نشست در حین ساخت و شیب نمودار به صورت محسوسی کم می شود. نمودار ۴–۳ نمودارهای نشست – زمان در رسهای غیراشباع با نسبتهای بیش تحکیمی (۵۹–۳ زمان در رسهای غیراشباع با نسبتهای را نشان میدهد. نمودار ۴–۴ نمودارهای نشست – زمان در رسهای غیراشباع با نسبتهای را نشان میده. در محسوسی کم می شود. نمودار ۴–۳ نمودارهای نشست – زمان در رسهای گیراشباع با نسبتهای بیش تحکیمی (۱۹–۳ زمان در رسهای غیراشباع با نسبتهای بیش تحکیمی (۸=OCR=۳, OCR) در پیهای نواری را نشان میدهد.



نمودار ۴–۳: نمودارهای نشست – زمان در رسهای غیراشباع با نسبتهای بیش تحکیمی (OCR=۱, OCR=۳) (۸=۸) در پیهای گسترده



تحکیمی (OCR=1, OCR=7, OCR=۸) در پی های نواری

۴-۹-۳- مقایسه و تفسیر نمودارهای نشست - زمان در پیهای گسترده در خاکهای رس اشباع و غیراشیاع با نسبتهای بیش تحکیمی (OCR=1, OCR=2, OCR=3)

میزان تورم در خاکهای اشباع کمتر از خاکهای غیراشباع بوده که میتواند به دلیل افزایش مدول الاستیسیته در خاکهای اشباع باشد (در اثر با افزایش میزان رطوبت و درجهی اشباع، تخلخل و نفوذپذیری کم میشود و در نتیجه مدول الاستیسیته خاک بالا میرود). میزان نشست در حین ساخت در خاک رس اشباع کمتر از خاک رس غیراشباع میباشد که بهدلیل وجود اضافه فشار آب حفرهای و بالاتر بودن مدول الاستیسیته خاک اشباع نسبت به خاک غیراشباع میباشد. نمودار ۴–۵ و ۴–۶ بهترتیب مقایسهی نمودار نشست – زمان در پیهای گسترده و نواری در خاکهای رس اشباع و غیراشباع با نسبتهای بیش تحکیمی (OCR=۱, میراش میده.



نمودار ۴–۵: مقایسهی نمودار نشست – زمان در پیهای گسترده در خاکهای رس اشباع و غیراشباع با نسبتهای بیش تحکیمی (OCR=۱, OCR=۳, OCR=۸)



نمودار ۴–9: مقایسهی نمودار نشست – زمان در پی های نواری در خاک های رس اشباع و غیراشباع با نسبت-های بیش تحکیمی (OCR=۱, OCR=۳, OCR=۸)

4-4-3- مقایسه و تفسیر نمودارهای نشست - زمان در پیهای گسترده و نواری در خاک رس اشباع با نسبتهای بیش تحکیمی (OCR=1, OCR=2, OCR=3) با یکدیگر

با توجه به نمودار نشست در پی نواری کمتر از پی گسترده مشاهده می شود. نشست پی نواری در خاک با ۳=OCR تقریبا منطبق با نشست در پی گسترده در خاک با A=OCR شده است و نشست تا روز صدوهفتادویکم یعنی زمان اتمام طبقه چهارم، نشست پی نواری در خاک با I=OCR تقریبا منطبق با نشست پی 'گسترده با ۳=OCR به دست آمده است. نمودار ۴–۷ مقایسه ی نمودارهای نشست – زمان در پی های گسترده و نواری در خاک رس اشباع با نسبت های بیش تحکیمی (A=N, OCR=۳, OCR=۳) (OCR=۱, OCR=۳, OCR=۳)



نمودار ۴–۲: مقایسهی نمودارهای نشست – زمان در پیهای گسترده و نواری در خاک رس اشباع با نسبتهای بیش تحکیمی (OCR=۱, OCR=۳, OCR=۸) با یکدیگر

4-4-4- مقایسه و تفسیرهای نمودارهای نشست - زمان در پیهای گسترده و نواری در خاک رس غیراشباع با نسبتهای بیش تحکیمی (OCR=1, OCR=7, OCR=8) با یکدیگر

در خاک غیراشباع همانند خاک اشباع نشست در پی نواری کمتر از پی گسترده مشاهده میشود. با افزایش نسبت بیش تحکیمی همگرایی نشست در این دو پی بیشتر شده بهطوری که در خاک با IOCR افزایش نسبت دو پی تا اتمام طبقه اول یکسان است و برای خاک با T=OCR این همگرایی تا اتمام طبقه دوم ادامه داشته و همچنین برای خاک با A=OCR این همگرایی تا اتمام طبقه چهارم ادامه داشته است. نمودار F–۸ مقایسهی نمودارهای نشست – زمان در پیهای گسترده و نواری در خاک رس غیراشباع با



نمودار ۴–۸: مقایسهی نمودارهای نشست – زمان در پیهای گسترده و نواری در خاک رس غیراشباع با نسبت-های بیش تحکیمی (OCR=۱, OCR=۳, OCR=۸) با یکدیگر

4-4-4- مقایسه و تفسیر نمودارهای نشست - زمان در پیهای گسترده و نواری در خاک ماسهای غیراشباع با یکدیگر

همانطور که مشاهده می شود نشست در پی نواری کمتر از پی گسترده بوده است. نشست در حین اجرای پی و طبقات برای پی نواری بدین شرح می باشد: اعمال پی ۱۰ میلیمتر، طبقات اول میلیمتر، چهارم، ششم، هشتم و نهم ۱ میلیمتر و برای طبقات دوم، سوم، پنجم، هفتم، هشتم و دهم ۲ میلیمتر به دست آمده است. همچنین نشست برای پی گسترده در حین اجرای پی و طبقات بدین شرح است: اعمال پی ۱۱ میلمتر، طبقات اول، سوم، چهارم، هفتم، نهم و دهم ۲ میلیمتر، طبقات دوم، پنجم، ششم و هشتم ۳ میلیمتر به دست آمده است. نمودار ۴–۹ مقایسهی نمودارهای نشست – زمان در پی های گسترده و نواری در خاک ماسهای غیراشباع با یکدیگر را نشان می دهد.



نمودار ۴–۹: مقایسهی نمودارهای نشست – زمان در پیهای گسترده و نواری در خاک ماسهای غیراشباع با یکدیگر

4-4-4- مقایسه و تفسیر نمودارهای نشست - زمان در پیهای گسترده و نواری در خاک ماسهای اشباع با هم

با توجه به سست شدن خاک ماسهای در حالت اشباع نشست به طرز قابل توجهی نسبت به حالت غیراشباع افزایش داشته و همانطور که مشاهده می شود نشست در پی نواری کمتر از پی گسترده بوده است. نشست در حین اجرای پی و طبقات برای پی نواری بدین شرح می باشد: اعمال پی ۴۰ میلیمتر، طبقات اول، سوم، چهارم، پنجم، هشتم، نهم و دهم ۲ میلیمتر، طبقات دوم، ششم و هفتم ۶ میلیمتر، نشست به دست آمده است.

همچنین نشست برای پی گسترده در حین اجرای پی و طبقات بدین شرح است: اعمال پی ۴۵ میلیمتر، طبقات اول، سوم، پنجم، هفتم و نهم ۱۰ میلمتر و طبقات دوم، چهارم، ششم، هشتم و دهم ۹ میلیمتر بهدست آمده است. نمودار ۴–۱۰ مقایسهی نمودارهای نشست – زمان در پیهای گسترده و نواری در خاک ماسهای اشباع با یکدیگر را نشان میدهد.



نمودار ۴–۱۰: مقایسهی نمودارهای نشست – زمان در پیهای گسترده و نواری در خاک ماسهای اشباع با یکدیگر

۴−۹−4- مقایسه و تفسیر نمودارهای فشار آب حفرهای – زمان در پیهای گسترده و نواری در خاک رس اشباع با نسبتهای بیش تحکیمی (OCR=1, OCR=2, OCR=4)

بعد از گود برداری اضافه فشار آب حفرهای رو به بالا را داریم که این فشار با افزایش نسبت بیش تحکیمی بیشتر شده است چون با افزایش نسبت بیش تحکیمی نفوذپذیری کاهش مییابد. این نشان میدهد با افزایش نسبت بیش تحکیمی خطر آپلیفت برای پی بیشتر میشود. با خارج کردن اضافه فشار رو به بالای آب حفرهای ایجاد شده پی را روی خاک اجرا کردهایم که با اجرای آن اضافه فشار آب حفرهای رو به پایین به شدت افزایش یافته و بعد از رسیدن به مقدار حداکثرخود آن این اضافه فشار رو به زائل شدن میرود که در حین ساخت و اجرای طبقات این اضافه فشار با روند نسبتا منظمی افزایش و کاهش مییابد که با افزایش نسبت بیش تحکیمی که نتیجه آن کم شدن سرعت تحکیم است این زائل شدگی اضافه فشار آب حفرهای کمتر می شود. نمودار ۴–۱۱ مقایسه ی نمودارهای فشار آب حفرهای – زمان در پی گسترده در خاک رس اشباع با نسبتهای بیش تحکیمی (OCR=۱, OCR=۳, OCR=۸) را نشان می دهد. نمودار ۴– ۱۲ مقایسه ی نمودارهای فشار آب حفرهای – زمان در پی نواری در خاک رس اشباع با نسبتهای بیش تحکیمی (OCR=۳, OCR=۳, OCR=۳) را نشان می دهد.



نمودار ۴–۱۱: مقایسهی نمودارهای فشار آب حفرهای – زمان در پی گسترده در خاک رس اشباع با نسبتهای بیش تحکیمی (OCR=۱, OCR=۳, OCR=۸)



نمودار ۴–۱۲: مقایسهی نمودارهای فشار آب حفرهای – زمان در پی نواری در خاک رس اشباع با نسبتهای بیش تحکیمی (OCR=1, OCR=۳, OCR=۸)

۲-۱۰- تخمین نشست آنی در نرم افزار

برای تخمین نشست آنی در نرم افزار در پی گسترده بار kPa ۶ و در پی نواری بار ۹۹٫۲ kPa را پس از مدل کردن پی در یک روز بر آن وارد شده است. نمودارهای ۴–۱۳ تا ۴–۱۶ نشست آنی در پیهای نواری و گسترده را نمایش میدهد. نمودار ۴–۱۳ نشست آنی پی گسترده در رسهای اشباع را نشان میدهد، نمودار ۴–۱۴ نشست آنی پی نواری در رسهای اشباع را نشان میدهد، نمودار ۴–۱۵ نشست آنی پی گسترده در رسهای غیراشباع را نشان میدهد، نمودار ۴–۱۶ نشست آنی پی نواری در رسهای اشباع را نشان را نشان میدهد و نمودار ۴–۱۷ نشست آنی پیهای گسترده و نواری در ماسههای اشباع و غیراشباع را نیز نشان میدهد و نمودار ۴–۱۷ نشست آنی پیهای گسترده و نواری در ماسههای اشباع و غیراشباع را نیز حفاری که ۲ روز برای آن درنظر گرفته شده تورم خاک مشاهده میشود، با توجه به این که در تورم شاهد

اضافه فشار آب حفرهای رو به بالا هستیم بعد از آن فاز تحکیم ۲ روزه تعریف می شود تا این اضافه فشار آب حفرهای قبل از اجرای پی زائل گردد و در این مرحله نیز مقدار کمی تورم بعد از زائل شــدن اضــافه فشارآب حفرهای مشاهده می گردد. پس از آن فاز اجرای پی به مدت ۷ روز تعریف می شود در این مرحله باید گزینهی Reset displacements to zero را برای محاسبهی جابهجایی پی از سطح صفر یا زمین فعال شود و به همین دلیل در این نمودارها در روز چهارم خط قائم به سمت پایین مشاهده میشود که برای از صفر شروع شدن جابهجایی قبل از اجرای پی میباشد. پس از فاز پی گذاری، فاز بار گذاری آنی با درنظر گرفتن وزن کل سازه در طی یک روز تعریف می شود. نمودارهای ۴–۱۵ و ۴–۱۶ که مربوط به خاکهای رس غیراشباع میباشد ابتدا بعد از مرحلهی حفاری که ۲ روز برای آن درنظر گرفته شده همانند رسهای اشباع تورم خاک مشاهده می شود در این خاکها به دلیل نبود اضافه فشار حفرهای دیگر فاز تحکیم بعد از مرحلهی حفاری تعریف نمیشود و پس از آن فاز پیگذاری در طی ۷ روز تعریف میشود در این مرحله نیز گزینهی Reset displacements to zero را برای محاسبهی جابهجایی پی از سطح صفر یا زمین باید فعال شود و به همین دلیل در این نمودارها در روز دوم خط قائم به سمت پایین مشاهده می شود که برای از صفر شروع شدن جابهجایی قبل از اجرای پی میباشد. پس از فاز پی گذاری، فاز بار گذاری آنی با درنظر گرفتن وزن کل سازه در مدت زمان یک روز تعریف می شود و همانطور که مشاهده می شود در رسهای غیراشباع نشست در اثر اعمال بارگذاری آنی دقیقا همان نشست در اثر بارگذاری مرحلهای را نشان میدهد که می توان این نتیجه را گرفت که بارگذاری در شرایط زهکشی شده تنها به شدت بارگذاری وابسته است و به مدت زمان بارگذاری بستگی ندارد.







نمودار ۴–۱۴: نشست آنی پی نواری در رسهای اشباع



نمودار ۴–۱۶: نشست آنی پی نواری در رسهای غیراشباع



نمودار ۴–۱۷: نشست آنی پیهای گسترده و نواری در ماسههای اشباع و غیراشباع

۴-۱۱- مقایسهی نتایج بهدست آمده از نشست از محاسبات دستی با نرم افزار

مقایسه ی بین نتایج به دست آمده از نرم افزار با محاسبات با روابط نظری در جداول ۴–۹ تا ۴–۱۲ آورده شده است. که با توجه به نتایج حاصله سازگاری نسبتا خوبی بین در اکثر موارد در نشستهای به دست آمده از نرم افزار و محاسبات با روابط نظری در پیهای گسترده و نواری به دست آمده است. همچنین با افزایش نسبت بیش تحکیمی بین نتایج به دست آمده از نرم افزار و نتایج به دست آمده از محاسبات نرم افزار همگرایی نسبی بهتری نسبت به هم مشاهده می شود.



جدول ۴-۹: مقایسهی بین نتایج نرم افزار و محاسبات با روابط نظری در پی گسترده روی انواع رسها



جدول ۴–۱۰: مقایسهی بین نتایج نرم افزار و محاسبات با روابط نظری در پی نواری روی انواع رسها

جدول ۴–۱۱: مقایسهی بین نتایج نرم افزار و محاسبات با روابط نظری در پیهای نواری و گسترده روی انواع ماسهها



جدول ۴–۱۲: مقایسهی نشست آنی در پیهای گسترده و نواری در رسهای اشباع از طریق نرم افزار و محاسبات با روابط نظری



۴-۱۲ تاثیر مراحل ساخت در ظرفیت باربری

برای تاثیر مراحل ساخت در ظرفیت باربری بعد از هر مرحله بارگذاری بار نهایی برای گسیخته شدن خاک در نرم افزار را اعمال داده شد و هیچگونه تغییری در بالا یا پایین رفتن ظرفیت باربری خاک مشاهده نشد. البته این پژوهش در حالت استاتیکی کار شده است چرا که در بحث روانگرایی ماسه اشباع در هنگام زلزله طبق کار دینامیکی و عددی انجام شده با نرم افزار FLAC 3D توسط صفر پور (۱۳۹۱) [۱۴۴] در هنگام زلزله بهطور لحظهای فشار آب حفرهای بسیار بالا میرود و باعث کاهش ظرفیت باربری لحظهای خاک میشود. در این پژوهش با توجه سرعت بارگذاری روی ماسه، بار در شرایط زهکشی شده اعمال شده است اما در رس اشباع که در شرایط زهکشی نشده اعمال بار میشود، هنگام پی گذاری در رس اشباع اضافه فشار آب حفرهای بالا میرود ولی نرم افزار تاثیری در میزان بار گسیختگی نهایی پس از افزایش اضافه فشار حفرهای نشان نداده است.

۴-۱۳- صحت سنجی نرم افزار

برای اطمینان از نتایج نرم افزار، مثال حل شده در راهنمای نرم افزار مدلسازی شده و نمودارهای خروجی در مثال حل شدهی نرم افزار با مدلسازی انجام شده منطبق بوده است. از طرفی خروجیهای نشست از طریق نرم افزار با فرمولهای کلاسیک بررسی شده و نتایج نزدیک بههم بوده است.

فصل پنجم

نتیجه گیری و پیشنهادات

5-1- نتیجه گیری

بر اساس نمودارهای بهدست آمده از نرم افزار PLAXIS 3D FOUNDATION و محاسبات دستی نتایج زیر حاصل شده است:

۱ – با افزایش نسبت بیش تحکیمی در رسهای اشباع بهدلیل این که فشار آب حفرهای کمتری زائل شده نمودار نشست رفتار خطی تری پیدا می کند.

۲- با افزایش نسبت بیش تحکیمی در رسهای اشباع فشار آب حفرهای در خاک بیشتر شده و خطر آپلیفت در پی بیشتر میشود.

- ۳- با افزایش نسبت بیش تحکیمی در رسهای اشباع و غیراشباع نشست بهطرز قابل توجهی کم میشود و همچنین در رسهای غیراشباع تفاوت نشست بین این دو نوع پی کاهش یافته است.
- ۴- در تمامی حالات نشست در پی نواری کمتر از پی گسترده بهدست آمده که میتواند بهدلیل کمتر بودن عرض در پی نواری و همچنین وزن کمتر این پی نسبت به حالت گسترده باشد.

۵– با افزایش نسبت بیش تحکیمی تورم بعد از گود برداری در تمامی رسهای اشباع و غیراشباع کمتر مشاهده شده است.

۶- با توجه به نتایج بهدست آمده از نرم افزار با افزایش گامهای بارگذاری ظرفیت باربری در حین ساخت در هیچ یک از خاکها دستخوش تغییر نشده است.

۷– نتایج محاسبات با روابط نظری با نمودارهای خروجی نرم افزار در اکثر موارد همخوانی بسیار خوبی داشتهاند.

۸- نشست بهدست آمده از نرم افزار برای رسهای غیراشباع در پیهای نواری نتایج بسیار نزدیکی با نشست بهدست آمده از محاسبات نظری داشته است. ۹- در بارگذاری زهکشی شده در ماسهها و رسها، افزایش گامهای بارگذاری منجر به تغییری در میزان نشست نمی شود، پس می توان به این نتیجه را متصور شد که در بارگذاری زهکشی شده نشست خاک زیر پی به زمان وابسته نیست و تنها به شدت بار اعمالی بستگی دارد.

۲۰۱ - با درنظر گرفتن پارامترهای هانسان در محاسبه یظرفیت باربری و روابط Knudsen در نظر گرفتن پارامترهای هانسان در محاسبه یظرفیت باربری و روابط ۱۹۸۱) و ۱۹۸۱) و ۱۹۸۱) و ۱۹۸۱) یا که تعالی ایسان که زاویه بیش تحکیم یافته، در رسهای اشاع با افزایش نسبت بیش تحکیمی به دلیل ایان که زاویه اصطکاک صفر است، ظرفیت باربری نیز به طور محسوسی بالا می رود ولی درسهای غیراشاع که زاویه ی اصطکاک داخلی در آن دخیل است، افزایش نسبت بیش تحکیمی نوازی ناوری درسهای تعییرات باربری نیز به طور محسوسی بالا می رود ولی درسهای غیراشاع که زاویه یا در اسهای ایان که داخلی در آن دخیل است، افزایش نسبت بیش تحکیمی نوازی با افزایش نسبت باز می رود ولی درسهای غیراشاع که زاویه یا در است، افزایش نسبت بازی ما در سای نوازی با افزایش نسبت بازی در رسهای نوازی با افزایش نسبت بازی در به محسوس نبوده و در پیهای نوازی با افزایش نسبت بیش تحکیمی ظرفیت باربری بیشتر شده است ولی در پی گسترده حتی ایان مقاد را به صورت جزئی کمتر از حالت عادی تحکیم یافته به دست آمده است.

۱۱ – با توجه به نتایج نرم افزار مقدار نشست در رسهای اشباع در هر سه حالت کمتر از مقدار نشست در خاک رس متناظر غیراشباع آن بوده است. ولی در محاسبات با روابط نظری نشست رس عادی تحکیم یافته در حالت غیراشباع کمتر از حالت اشباع بهدست آمده ولی افزایش نسبت بیش تحکیمی نشست در حالت اشباع تقریبا برابر یا مقداری کمتر از نشست رس متناظر آن در حالت غیراشباع در حین مدت زمان ساخت بهدست آمده است.

۲-۵- پیشنهادات

۱ – همین رویه بهصورت آزمایشگاهی در مطالعات آتی بسط و مطالعه گردد.

۲- در مطالعات آتی بررسی خاکهای رسی اشباع با درنظر گرفتن یک لایه خاک ماسهای در زیر آن و اندازه گیری نشست تحکیم در حین ساخت میتواند انجام پذیرد.

۳– به کارگیری از خاک رس با خاصیت خمیری پایین در مدلسازی در تحقیق مشابه.
 ۴– استفاده از گروه شمع در مدلسازی و بررسی تاثیر آن در میزان نشست و ظرفیت باربری در حین ساخت.

مراجع

[1] Bowles, J. E., 1988. Foundation analysis and desig

McGraw-Hill Book Company, New York.

[7] Raymond K S Chan et al., 2006. foundation design and construction. Geotechnical Engineering Office, Hong Kong.

[r] abou farah, C. 2004. Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations on Layered Soils. thesis m The Department of Building, civil and environmental Engineering. Montreal, Quebec, CANADA

[*] Balla, A., "Bearing Capacity of Foundations," ASCE J Soil Mech Found. Div., vol. 88, no. SM⁵, Oct.1962

[a] Kotter, F., "Die bestimmung des druckes an gekrummten gleitflachen", Monatsber. Akad. Wiss, Brehn, 1903.

[8] Reissner, H., "Zurn Erddruck Problem", Proceeding of the First Int. Congress on Applied Mechanics, pp. 295-311, 1924.

[Y] Novotortsev, V. I., "Application of the theory of plasticity of problems of determining the bearing capacity of building foundations", lzv., VNIG22, 1938.

[A] Hansen, B. and Christensen, H. N., "Discussion of theoretical bearing capacity of very shallow footing by L. A. Larkin", J. Soil Mech. Found Div., Vol. 95, pp. 1568- 1572, 1969.

[9] Hill, R., The Mathematical Theory of Plasticity, Clarendon.press .Oxford, 1950.

[1.] Cox, A. D., "Axially symmetric plastic deformation in soil-II, international of Ponderable Soils", Int. J. Mech. Sci, pp. 371-380, 1962.

[11] Sokolovski, V. V., Statics of Granular Media, Pergamon Press, New York, 1965.

[17] Vesic, A., "Bearing capacity of shallow foundation", Foundation Engineering Hand book, Winterkam, H.

F. and Fang, H. Y., Van Nostrand Reinholdco, New York, N. Y., Edition.l, pp. 121-147, 1975

[17] Eden, vV., and M. Bozoz-tk, "Foundation Failure of a Silo on Vane Clay," Eng. J., Montreal, Canada, 1962

[14] Vesic, A. S. (1973). "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. SM1,

[1] Canadian Foundation Engineering Manual, CFEM, 2012. Canadian Geotechnical Society, Technical Committee on Foundations, BiTech Publishers, Richmond, B. C., 512 p.

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

[17] Holtz, R.D. (1991). Stress distribution and settlement of shallow foundations. Foundation Engineering Handbook, 2nd Edition, Chapman and Hall, New York, pp. 166-222.

[1A] Burland, J.B. & Burbidge, M.C. (1985). Settlement of foundations on sand and gravel. Proceedings of Institution of Civil Engineers, Part 1, vol. 78, pp 1325-1381.

[19] Briaud, J.L. & Gibbens, R. (1997). Large-scale Load Tests and Database of Spread Footings on Sand.
 United States Department of Transportation, Federal Highways Association, 228 p.

[τ ·] Poulos, H.G. (2000). Foundation Settlement Analysis – Practice versus Research. The Eighth Spencer J Buchanan Lecture, Texas, 34 p.

[7] Schmertmann, J. (1970). Static cone to compute static settlement over sand. Journal of Soil Mechanics

and Foundation Division, American Society for Civil Engineers, vol. 96, pp 1011-1043.

[17] European Committee for Standardization (1994b). Geotechnical Design, General Rules-

Part 1, Eurocode 7, Brussels, Belgium.

[YT] Duncan, J.M. & Poulos, H.G. (1981). Modern techniques for the analysis of engineering problems in soft clay. Soft Clay Engineering, Elsevier, New York, pp 367-414.

[Y⁺] Terzaghi, K., Peck, R.B. & Mesri, G. (1996) Soil Mechanics in Engineering Practice. (Third edition). John Wiley & Sons, New York, 549 p.

[Ya] Poulos, H.G., Carter, J.P. & Small, J.C. (2002). Foundations and retaining structures – research and practice. Proceedings of the Fifteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Istanbul, vol. 4, pp 2527-2606.

[Y9] Ladd, C.c., Foott, R., 1974, New design procedures for stability of soft clays, Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, 100(7): 763-786

[YY] Kempfert, H.G.; Soumaya, B.: "Settlement back-analysis of buildings on soft soil in southern Germany".
In: Fifth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering (proc.), New York, NY, April 13–17 2007, pp. 1–10 (2007)

[YA] Mohamed B.D.; Elsawy .Kamal M. Ismai, H.:(2013)" Influence of aging on bearing capacity of circular footing resting on soft soil". HBRC Journal Aswan, Egypt. February 2013

[Y3] SAVARIS, G.; HALLAK, P. H. MAIA, P. C. A (2010) "Influence of Foundation Settlements in Load Redistribution on Columns in a Monitoring Construction – Case Study". IBRACON Structures and Materials Journal, 2010, vol. 3

[".] Bunce, G. Poulos, H (2008) "FOUNDATION DESIGN FOR THE BURJ DUBAI – THE WORLD' TALLEST BUILDING". Jnl. Geot. Eng., ASCE, Vol. 114

[٣1] J.J.Chen. J. H. Wang (2005) "Long-term settlement behavior of multi-storybuildings on soft subsoil in Shanghai". LOWLAND TECHNOLOGY INTERNATIONAL Vol. 7, No. 1, 77-88, June 2005

[۳۲] هاشمی ، ح، محمدی ، م، ۱۳۹۰، بررسی ظرفیت باربری پیهای دایرهای در ماسه. ششمین کنـگره ملی مهنـدسی عمـران ۶ و ۷ اردیبهشت ۱۳۹۰ ،دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

[٣٢] Yean-Chin, T. Peir, L. (2013) "Instrumented Trial Embankment on Soft Ground at Tokai, State of Kedah, Malaysia" ., International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013
[٣٣] J. Saowapakpiboon. D. T. Bergado, J. C. Chai, N T. P. de Zwart (2008). "Vacuum-PVD Combination with Embankment Loading Consolidation in Soft Bangkok Clay": A Case Study of the Suvarnabhumi Airport

Project.Geosynthetics in Civil and Environmental Engineering pp. 440-449 [٣۴] L. Ma, S.L. Shen and X.W. Tang. "Strength increase of PVD-improved soft clay under staged embankment loading". Proc. of 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics. 456-459, (2008) (ISTP) [٣۵] SAS W., MALINOWSKA E. 2006: "Surcharging as a method of road embankment construction on

organic soils". The 10th IAEG Congress, Nottingham 2006.

[rv] Farnsworth, C.B., Bartlett, S.F., Negussey, D., and Stuedlein, A.W. (2008) "Rapid Construction and Settlement Behavior of Embankment Systems on Soft Foundation Soils, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering", ASCE, Vol. 134, No. 3. pp. 289-301

[rA] D.P. Liu, R.Wang & G.B. Liu (2009) .,"Research on the effect of buried channels to the differential settlement of building". Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground – Ng, Huang & Liu (eds)

[٣٩] L. Ran, T. H. Yi, X.W. Ye, and X. B. "Dong Long-TermDeformationMonitoring of Metro-Tunnel Airshaft Excavation during Construction Stage"., International Journal of Distributed Sensor Networks Volume 2012, Article ID 972893, 11 pages

[f.] Basuony M. El-Garhy (2013). "Load Settlement Behavior Of Footings On Weak Soil Improved By Floating Granular Piles"., Journal of Engineering And Technology Research, 2013, 1 (1):79-93

[⁶1] Duzcerr, R. (2003). "Ground Improvement of Oil Storage Tanks Using Granular piles." Proc.of 12th Pan-American Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Msachusetts Institutes of Technology, USA. [ft] Dehariya,S. Kumar,R. Jain. P.K., (2014) "LOAD-SETTLEMENT BEHAVIOR OF GRANULAR PILE IN UNSATURATED AND SATURATED EXPANSIVE SOIL"., International Journal of Advanced Engineering Research and Studies.

[fr] Arora,S. Kumar,R. Jain. P.K. (2014) "LOAD - SETTLEMENT BEHAVIOUR OF GRANULAR PILE IN BLACK COTTON SOIL". International Journal of Advances in Engineering & Technology, July,2014.
[ff] Abdel Galil.A., El-Garhy.B., Youssef.A.F.,(2013) "Behavior of raft on settlement reducing piles: Experimental model study" Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering
[fd] Prandtl, L. (1921). "Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden," Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik, Vol. 1, No. 1,pp. 15–20.
[ff] Taylor, D. W., 1948. Fundamentals of soil mechanics. John Wiley and Sons, New York, pp. 700.

[^fY] Terzaghi, K., 1943. Theoretical soil mechanics. John Wiley and Sons, New York, pp. .510

[۴٨] Meyerhof, G. G. (1953). "The Bearing Capacity of Foundations Under Eccentric and Inclined Loads,"
 Proceedings, Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich, Vol. 1, pp. 440–445.

[f9] Krizek, R J.(1965) " APPROXIMATION FOR TERZAGHI'S BEARING CAPACITY FACTORS". Journal of Soil Mechanics & Foundations Div., Geotechnology; Highways

[Δ ·] Chen, W.F. (1975). Limit Analysis and Soil Plasticity. Elsevier, Amsterdam, 638 pages.

[Δ] French, S.E. (1999). Design of Shallow Foundations. ASCE Press, Reston, Virginia, 374 pages.

[Δ Y] Foldin, N., and Broms, B. (1981). Historical development of Civil Engineering in soft clay. Soft Clay

Engineering. Developments in Geotechnical Engineering 20, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, pp. 27-156.

[av] Atkinson, J.H. (1981). Foundations and Slopes: An Introduction to Applications of

Critical State Soil Mechanics. John Wiley and Sons, New York, 382 pages.

 $[\Delta \ensuremath{\mathfrak{F}}]$ Lambe, T.W., and Whitman, R. (1969). Soil Mechanics. John Wiley and Sons, New

York, 553 pages.

[ΔΔ] Senneset, K. and Janbu, N. (1985). Shear strength parameters obtained from static cone penetration tests. Strength Testing of Marine Sediments: Laboratory and In situ

Measurements, STP 883, ASTM, Philadelphia, pp. 41-54.

[ΔF] Caquot, A. and Kerisel, J. (1953). Sur la terme de surface dans le calcul des fondations en milieu

pulverulent. Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, Zurich, pp. 336-337 (in French).

[ΔY] Steenfelt, J.S. (1977). Scale effect on bearing capacity factor N_. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 1, pp. 749-752.

[$\Delta\lambda$] Spangler, M. G., and R. L. Handy, Soil Engineering, 3rd ed., Intext Educational, New York, 1982.

[Δ] Ingra, T.S. and Baecher, G. (1983). Uncertainty in bearing capacity of sands. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 7, pp. 899-914.

[*F*·] Bolton, M.D. and Lau, C.K. (1993). Vertical bearing capacity factors for circular and strip footings on Mohr-Coulomb soil. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 3, No. 6, pp. 1024-1033.

[*P*1] Michalowski, R.L. (1997). An estimate of the influence of soil weight on bearing capacity using limit analysis. Soils and Foundations, Vol. 37, No. 4, pp. 57-64.

[97] Hjiaj, M., Lyamin, A. V., and Sloan, S. W. (2005). "Numerical Limit Analysis Solutions for the Bearing Capacity Factor Ng," International Journal of Solids and Structures, Vol. 42, No. 5–6, pp. 1681–1804.

[97] Martin, C. M. (2005). "Exact Bearing Capacity Calculations Using the Method of Characteristics,"

Proceedings, 11th International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, Turin, Italy, Vol. 4, pp. 441–450.

[۶۴] Salgado, R. Lyamin, A.V., Sloan, S.W., and Yu, H.S. (2004). Two- and threedimensional bearing capacity of foundations in clay. Geotechnique, Vol. 54, No. 5, pp. 297-306.

[۶۵] De Beer, E.E. (1970). Experimental determination on the shape factors and the bearing capacity factors of sand. Geotechnique, Vol. 2, No. 4, pp. 387-411.

[99] Zhu, M. and Michalowski, R. L. (2005). "Shape Factors for Limit Loads on Square and Rectangular Footings," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineering, Vol. 131, No. 2, pp. 223–231.

[۶۷] Das, Braja (1988), Principles of Foundation Engineering, Eighth Edition 2016.

[۶٨] Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1967). Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley and Sons, New York, 729 pages.

[۶٩] Schulze WE(1943). Grundbau, Deutsche Forschungsgesellschaft f
ür Bodenmechanik, vth ed., B.G. Taubner Publishers, Leipzig, Germany. Also available: Technical University of Istanbul, Issue 48, No DK624-15, Uçler Printing House, Istanbul, Turkiye,.

[Y.] Coates DF (1970). Rock Mechanics Principles, Mines Branch Monographs, No. 874.

[Y1] Ohkubo T, Terasaki A (1976). Physical property and seismic wave velocity of Rocks, OYO Corporation, Japan.

[YY] Imai T, Yoshimura M (1976). The relation of mechanical properties of soils to P and S- Wave velocities for soil ground in Japan, Urana Research Institue, OYO Corporation.

[YT] Tatham RH (1982). Vp / Vs and lithology, Geophysics, 47:336-344.

[Y[¢]] Willkens R, Simmons G, Caruso L (1984). The Ration Vp / Vs as a discriminant of composition for siliceous limestones, Geophysics, 49(11): 1850-1860.

[Ya] Phillips DE, Han DH, Zoback MD (1989). Empirical relationships among seismic velocity, effective pressure, porosity, and clay content in sandstone, Geophysics, 54(1):82-89.

[ν۶] Keceli AD (2000). Bearing capacity determination by seismic methods, Geophysical Journal, Ankara, Turkey (in Turkish), 14: 1-2.

[YY] Jongmans D (1992). The application of seismic methods for dynamic characterization of soils. Bull. Int. Assoc. Eng. Geol., 46:63-69.

[YA] Sully JP, Campanella RG (1995). Evaluation of in situ anisotropy from crosshole and downhole shear wave velocities measurements. Geotechnique, 45(2):267-282.

[Y٩] Pyrak-Nolte LJ, Roy S, Mullenbach Bl (1996). Interface waves propagated along a fracture. J. Appl. Geophys., 35:79-87.

[\wedge] Tezcan SS, Ozdemir Z, Keceli AD(2006). Allowable bearing capacity of shallow foundations based on shear wave velocity, J. Geotechnical Geol. Eng., 24:203-218, DOI 10.1007/s.10706-004-1748-4, Netherlands

[A1] Keceli AD (2009). Applied Geophysics, UCTEA Chamber of Geophysical Engineers, Ankara, Turkey, July 2009

[AT] Tezcan S (2009). Particular data base of case studies, Tezokan - 20 March 2009

[AT] Atat.J.G., Akpabi.O.I., George.J.N. (2013) "Allowable Bearing Capacity for Shallow Foundation in Eket Local Government Area, Akwa Ibom State, Southern Nigeria" International Journal of Geosciences, 2013, 4, 1491-1500 $[\Lambda F]$ Mayne, P. W. and Poulos, H. G. (1999). "Approximate Displacement Influence Factors for Elastic Shallow Foundations," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 125, No. 6, pp. 453–460.

[Ad] Borowicka, H., 1936. Influence of Rigidity of a Circular Foundation Slab on the

Distribution of Pressures Over the Contact Surface. Germany, ASCE, p. 144.

[λ۶] Brown, P., 1969. Numerical Analyses of Uniformly Loaded Circular Rafts on Deep Elastic Foundations. Geotechnique, 19(3), pp. 399-404.

[AV] Meyerhof, G.G. 1965. Shallow foundations. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 91(2): 21-31.

[AA] DeBeer, E. & Martens, A. 1957. Method of computation of an upper limit for the influence of

heterogeneity of sand layers in the settlement of bridges. Proceedings, *f*th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, 1: 275-281.

[A9] Peck, R.B. & Bazaraa, A.R.S.S. 1969. Discussion of paper by D'Appolonia et al, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 95(3): 305-309.

[$\{\cdot\}$] Schmertmann, J. H., J. P. Hartman, and P. R. Brown, Improved Strain Influence Factor Diagrams, J. Geotech. Eng. Div., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 101, no. 1, pp.1131–1131, 1891.

[91] Briaud, J.L. 2007. Spread footing on sand: load settlement curve approach. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 133(8): 905-920.

[97] Akbas, S.O. & Kulhawy, F.H. 2009. Axial compression of footings in cohesionless soils. 1: Load settlement behavior. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 123(11): 1562-1574.

[97] Timoshenko, S. and Goodier, J.N. (1951). Theory of Elasticity. McGraw Hill Book Co., New York, 506 pages.

[٩۴] Harr, M.E. (1966). Foundations of Theoretical Soil Mechanics. McGraw-Hill Book Company, New York, 381 pages.

[96] Boswell, L.F., and Scott, C.R. (1975). A flexible circular plate on a heterogeneous elastic half-space: influence coefficients for contact stress and settlement.Geotechnique,

Vol. 25, No. 3, pp. 604-610.

[97] Salgado, R. (2008). The engineering of foundations, McGraw-Hill, New York

[97] Lee, J., Eun, J., Prezzi, M., and Salgado, R. (2008). "Strain influence diagrams for settlement estimation of both isolated and multiple footings in sand." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental

[1] Christian, J. T. and W. D. Carrier III, Janbu, Bjerrum and Kjaernsli's Chart Reinterpreted,

Can. Geotech. J., vol. 15, no. 1, pp. 124-128, 1978.

[٩٩] D'Appolonia, D. J., H. G. Poulos, and C. C. Ladd, Initial Settlement of Structures on Clay, J. Soil Mech. Found. Div., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 97, no. SM10, pp. 1359–1378, 1971.

[1...] Foye, K., Basu, P. and Prezzi, M., 2008. Immediate Settlement of Shallow Foundations Bearing on Clay. International Journal of Geomechanics, 8(5), pp. 300-310.

[1.1] Lopez-Caballero F,ModaressiA,ModaressiH.Nonlinearnumericalmethodfor earthquakesiteresponseanalysisI – elastoplastic cyclicmodelandparameter identification

strategy.BullEarthqEng 2007;5:303–23.

[\.\] Jâky J, 1944. A nyugalmi nyomâs tényezöje (The coefficient of earth pressure at rest). Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers, (October): 355–35

[1.7] Brooker EW, Ireland HO, 1965. Earth pressures at rest related to stress history. Canadian Geotechnical Journal, 2(1): 1–15

[1, f] Alpan I, 1967. The empirical evaluation of the coefficient K₀ and K_{0R}. Journal of Soils and Foundations, 7(1): 31–40

[1.4] Holtz, R.D. and Kovacs, W.D. (1981). An Introduction to Geotechnical Engineering, Prentice Hall, New Jersey, 733 page

 $[1 \cdot \beta]$ Lee, Y.N. & Jin, B.J. (1979), 'Measurement and prediction of K₀', Journal of the Korean Society of Civil Engineers, vol. 27, no. 2, pp. 57-66

[1.7] Sherif, M. A., and Koch, D. E. (1970), 'Coefficient of Earth Pressure at Rest as Related to Soil
 Precompression Ratio and Liquid Limit', Highway Research Record No. 323, Highway Research Board, 39-48

[1.1] Bishop, A. W. (1959) "The principle of effective stress," Teknisk Ukeblad, 106(39), 859-863

[1.1] Hendron, A.J. (1963), 'Behaviour of sand in one dimensional compression', University of Illinois

[11.] Mayne, P.W. & Kulhawy, F.H. (1982), 'Ko-OCR Relationships in Soil', Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 108, no. GT6, pp. 851-87

[111] Das, Braja (1995), Advanced Soil Mechanics, Third editionEdition 2008

[117] Boussinesq, J. (1883). Application des Potentials à L'Étude de L'Équilibre et du Mouvement des Solides Élastiques, Gauthier-Villars, Paris.

[117] Rendon-Herrero, O. (1980). "Universal Compression Index Equation," Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 106, No. GT11,pp. 1178–1200
 [117] Kulhawy, F. H. and Mayne, P. W. (1990). Manual of Estimating Soil Properties for Foundation Design, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.

[116] Nagaraj TS, Murthy BRS (1985). A critical reappraisal of compression index equations. Geotechnique 36(1): 27-32.

[119] Park, J. H. and Koumoto, T. (2004). "New Compression Index Equation," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 2, pp. 223–226.

[117] Nagaraj.T. S.,(1983) "Rationalization of Skempton's compressibility equation" geotechnical engineering., Volume 33 Issue 4, December 1983, pp. 433-443

[11A] Tekinsoy, M. and Haktanir, T. (1990). "One-Dimensional Consolidation of Unsaturated Fine-Grained Soils." J. Geotech.

[119] Andersen, K. and Schjetne, K. (2013). "Database of Friction Angles of Sand and Consolidation Characteristics of Sand, Silt, and Clay." J. Geotech. Geoenviron. Eng

[17] Raju, P. S. R. N., N. S. Pandian, and T. S. Nagaraj, Analysis and Estimation of Coefficient of Consolidation, Geotech. Test. J., vol. 18, no. 2, pp. 252–258, 1995

[171] Fox, E. N., The Mean Elastic Settlement of a Uniformly Loaded Area at a Depth below the Ground Surface, Proc., 2nd Int. Conf. Soil Mech. Found Eng., Rotterdam, vol. 1, pp. 129–132, 1948

[177] Sivaram, B. and P. Swamee, A Computational Method for Consolidation Coefficient, Soils Found. Tokyo, vol. 17, no. 2, pp. 48–52, 1977.

[177] Skempton, A. W. and L. Bjerrum, A Contribution to Settlement Analysis of Foundations in Clay, Geotechnique, vol. 7, p. 168, 1957.

[177] Leonards, G. A. (1976). Estimating Consolidation Settlement of Shallow Foundations on

Overconsolidated Clay, Special Report No. 163, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 13–16

[176] Duncan, J. and Buchignani, A., 1987. An Engineering Manual for Settlement Studies, Berkeley: University of California.

[179] Wroth, C.P., and Houlsby, G.T. (1985). Soil mechanics-property characterization and analysis procedures. Proceedings 11th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 1, pp.1-55.

[177] "Plaxis Computer Program", Plaxis 3D Foundation manual (Version 1.6, PLAXIS BV Netherlands, 2006)

[17A] Oh, W.T., Vanapalli, S.K. and Puppala, A.J. 2009. Semi-empirical model for the prediction of modulus of elasticity for unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, 46(8): 903-914.

[173] Wroth, C. P. In Situ Measurement of Initial Stresses and Deformation Characteristics, in Proc. Specialty Conf. In Situ Meas. Soil Prop., vol. 2, Am. Soc. of Civ. Eng., pp. 180–230, 1975.

[\r.] Biarez J,HicherP-Y.Elementarymechanicsofsoilbehaviour,saturatedand remolded soils.Amsterdam .(TheNetherlands) :Balkema;1994

[\rv] Stark, T.D. and H. T. Eid. 1997. Slope stability analysis in stiff fissured clays. JGGE, pp 335-343.

[\rr] Sivadass, T., Lee, C.Y. & Karim M.S.A, 2003, "Behavior of a tropical residual soil", ISBN 905809 604

[177] Sorensen K.K. Okkels N.(2013)" Correlation between drained shear strength and plasticity index of undisturbed overconsolidated clays" Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and

Geotechnical Engineering, Paris 2013

[177] Knudsen B. (1981). Plastisk ler – Geoteknisk design. Unpublished Internal report (in Danish). The Danish Geotechnical Institute.

[1٣۵] Jamiolkowski, M., C. C. Ladd, J. T. Germaine, and R. Lancellotta, New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils, in Proc. XI Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., vol. 1, pp. 57–153, 1985.

[\٣۶] Mesri, G., A Re-evaluation of su_mob_≈ 0_22+p Using Laboratory Shear Tests, Can.Geotech. J., vol. 26, no. 1, pp. 162–164, 1989.

[١٣٧] Muir Wood D (1983) Index properties and critical state soil mechanics. In Proceedings of the Symposium on Recent Developments in Laboratory and Field Tests and Analysis of Geotechnical Problems, Bangkok, 6–9 December 1983.

[\٣٨] Hara, A., Ohata, T., and Niwa, M. (1971). "Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils," Soils and Foundations, Vol. 14, No. 3, pp. 1–12.

[183] Stroud, M.A. (1974). The SPT in insensitive clays and soft rocks. Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, Vol. 2,2, Stockholm, pp. 367-375.

[14.] Jacobsen M. 1970. Strength and deformation properties of preconsolidated moraine clay. The Danish Geotechnical Institute. Bulletin 27. pp 21-45.

[171] Sheikhtaheri.M.,(2014) "EXPERIMENTAL AND NUMERICAL MODELING STUDIES FOR INTERPRETING AND ESTIMATING THE $p-\delta$ BEHAVIOR OF SINGLE MODEL PILES IN UNSATURATED SANDS"

Thesis., Department of Civil Engineering University of Ottawa, Ontario., March 2014

[۱۴۲] "سایت اینترنتی شرکت مهندسی خدماتی مجریان طرح امیر"

[147] Rahgozar M.A (1993). Seismic soil-structure interaction analysis of structural base shear amplification.M .Eng. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Carleton University, Ottawa, Ontario, Canada.

[۱۴۴] صفرپور،م ۱۳۹۱، بررسی تاثیر عمق و ضخامت لایه روانگرا بر ظرفیت باربری پیهای سطحی، پایان نامه، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکز دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، تابستان ۱۳۹۱

Abstract

Bearing capacity and settlement of soil beneath the foundation have been received a significant attention of many researchers and geotechnical engineers over the last century and various relations have been proposed during these years for the estimation of settlement, ultimate and allowable bearing capacity of soil. The differences in bearing capacity is mainly attributed to the type of soil, shape of foundation and the depth of foundation embedment. Recently, raft and strip foundations are most often used in construction projects. Therefore, in the present study the finite element analysis method was performed to investigate the estimation of the settlement and bearing capacity of the raft and strip foundations on saturated and unsaturated fine grained (clay) and granular (sand) soils under drained and undrained conditions, using PLAXIS 3D Foundation software. In order to evaluate the overconsolidation ratio (OCR) of saturated and unsaturated clays in estimating the bearing capacity and settlement of the soil beneath the foundation 3 over-consolidation ratio (OCR=1, OCR=3 and OCR=8) were applied. In terms of constructing on saturated clay, with regarding to the presence of 2 types of settlements, namely: elastic settlement and consolidation settlement, the ultimate dead-load was applied within 1 day to evaluate the elastic settlement; and results were further compared with the classical theories. A good correlation was observed between all the settlement results obtained from the software and the classical theories. In all cases, the settlement values in strip foundations are lower than raft foundations. For unsaturated clays, with increasing the over-consolidation ratio a lower settlement differences is observed between these two types of foundations. In addition, increasing the over-consolidation ratio in saturated clays shows a lower construction settlement comparing to the unsaturated clays.

Keywords: bearing capacity; elastic settlement; consolidation settlement; over-consolidation ratio



Faculty of Civil Engineering M.Sc. Thesis in Geotechnical Engineering

Effect of staged construction on Bearing Capacity and Settlement of mat footing and strip foundations on saturated and non-saturated granular and Fine-grained soils

By: Saeed Bordbar

Supervisor: Dr.Amir Bazr Afshan Moghaddam

September 2016