

沿海桩基黏性土地层压缩层厚度的确定 ——土层结构性的考虑

高彦斌, 杨云戈

同济大学土木工程学院, 上海

收稿日期: 2025年8月23日; 录用日期: 2025年9月13日; 发布日期: 2025年9月24日

摘要

桩基压缩层厚度的确定对桩基沉降计算结果有重要的影响, 现行规范中通常采用应力比法确定压缩层厚度, 其中应力比 α 的取值单一且缺乏理论指导。以沿海某桩基工程深厚黏性土土层的桩基沉降计算为例, 表明采用规范规定的两个不同的应力比 α 取值(0.1或0.2)计算得到的压缩层厚度以及沉降差异较大, 无法考虑现场黏土结构性对压缩层厚度的影响。提出了一种根据土的结构性确定压缩层厚度的方法: 以视超固结比 OCR 来表征黏性土地层结构性大小, 该参数可通过静力触探试验CPT获得, 采用 OCR 确定黏性土地层应力比 α 的取值。这种方法能考虑不同地质成因的黏性土结构性对压缩层厚度的影响, 可用于沿海深厚黏性土地区的桩基沉降计算。

关键词

土层结构性, 桩基沉降, 压缩层厚度, 静力触探

Determination of the Compression Layer Thickness of Pile Foundations in Coastal Clayey Soils —How to Consider Soil Structures

Yanbin Gao, Yunge Yang

College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai

Received: Aug. 23rd, 2025; accepted: Sep. 13th, 2025; published: Sep. 24th, 2025

Abstract

The determination of the compression layer thickness of pile foundations has a significant impact

文章引用: 高彦斌, 杨云戈. 沿海桩基黏性土地层压缩层厚度的确定[J]. 土木工程, 2025, 14(9): 2291-2302.
DOI: 10.12677/hjce.2025.149246

on the calculation results of pile settlement. Current design codes typically adopt the stress ratio method to determine the compression thickness, where the selection of the stress ratio α is singular and lacks theoretical guidance. Taking the settlement calculation of a pile foundation in deep clayey soil layers in a coastal site as an example, this study demonstrates that using two different stress ratio α values of 0.1 or 0.2 specified in the codes leads to considerable discrepancies in the compression layer thickness and settlement, failing to account for the influence of *in-situ* clay structures. A new method for determining the compression thickness based on clayey soil structures is proposed: the over consolidation ratio (OCR) is used to characterize the structural strength of clayey soil stratum, which can be obtained through cone penetration tests (CPT). The OCR is then employed to determine the stress ratio α for clayey soil stratum. This approach can effectively consider the influence of structural characteristics of clayey soils with different geological origins on the compression layer thickness, making it applicable for pile settlement calculations in coastal areas with deep clayey soil stratum.

Keywords

Soil Structures, Pile Foundation Settlement, Compression Layer Thickness, Cone Penetration Test

Copyright © 2025 by author(s) and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY 4.0).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

1. 引言

我国东部沿海地区广泛分布着深厚的第四纪泻湖相、溺谷相与滨海相等海相沉积软土。软土一般具有含水量大、强度低、压缩性大、透水性差等特点[1], 因而常采用桩基来控制建筑物沉降。国内规范通常采用基于单向压缩理论的分层总和法来计算桩基最终沉降 s , 其中压缩层厚度 ΔZ_n 是影响沉降计算精度的重要参数。对于压缩层厚度的确定, 我国规范主要采用“变形比法”或“应力比法”。其中“应力比法”以地基附加应力对自重应力之比(应力比 α)作为计算压缩层厚度的标准。应力比法的基本原理源于上世纪 70 年代, 崔托维奇发现土的压缩性在结构强度 p_{str} 前后有明显的差异, 表现为当土中总有效应力低于结构强度时, 土的压缩性较小, 压缩量可忽略不计, 而当超过结构强度时, 土的压缩性显著增大。于是建议对于结构性黏土地基, 有效压缩层厚度应考虑土的结构强度由下式确定:

$$\sigma' \leq p_{str} \quad (1)$$

$$\sigma' = \Delta\sigma + \sigma'_{v0} \quad (2)$$

式中: σ' ——土层竖向有效应力/kPa;

p_{str} ——土的结构强度/kPa;

根据土的结构性确定压缩层厚度有严谨的理论依据, 但难点在土的结构强度 p_{str} 的确定。可以看出, 应力比 α 和结构强度 p_{str} 的关系为:

$$p_{str} = (1 + \alpha) \sigma'_{v0} \quad (3)$$

我国大部分规范建议的应力比 α 取值为 0.1 或 0.2 (见表 1)。针对 α 的取值问题, 学者们进行了大量讨论。崔维孝等[2]将津保铁路桩基沉降监测数据和计算值对比, 认为 α 取值与沉降计算方法相关, 实体深基础法宜采用 0.2。赵明志等[3]将京津城际和京沪高铁试验段分层沉降监测数据与 α 取 0.05~0.2 时的压缩层厚度计算值进行对比, 认为对于深厚黏土地区 α 取 0.1 或 0.15 较为合适。在沿海深厚黏性土地区,

由于地质成因和物质组成的差异，桩基压缩层内各层黏性土的力学性质存在明显差异。一两个特定的 α 取值很难客观考虑不同类型黏性土力学性质对压缩层厚度的影响。

Table 1. Values of stress ratio α in different codes
表 1. 不同规范中应力比 α 取值

规范	取值
上海《地基基础设计规范》[4]	$\alpha = 0.1$
《建筑桩基技术规范》[5]	$\alpha = 0.2$
《铁路工程地基处理技术规程》[6]	高铁/软土地区 $\alpha = 0.1$ 其他铁路 $\alpha = 0.2$

本文结合沿海地区某小区桩基沉降计算，分析应力比取值 α 对压缩层厚度及最终沉降量计算结果的影响，并结合国内外研究成果提出一种通过静力触探试验(CPT)确定各类黏性土结构强度以及压缩层厚度的新方法，为沿海地区桩基设计中黏性土地层压缩层厚度的确定提供理论支撑。

2. 应力比 α 取值对沉降计算的影响——一个算例

2.1. 工程概况

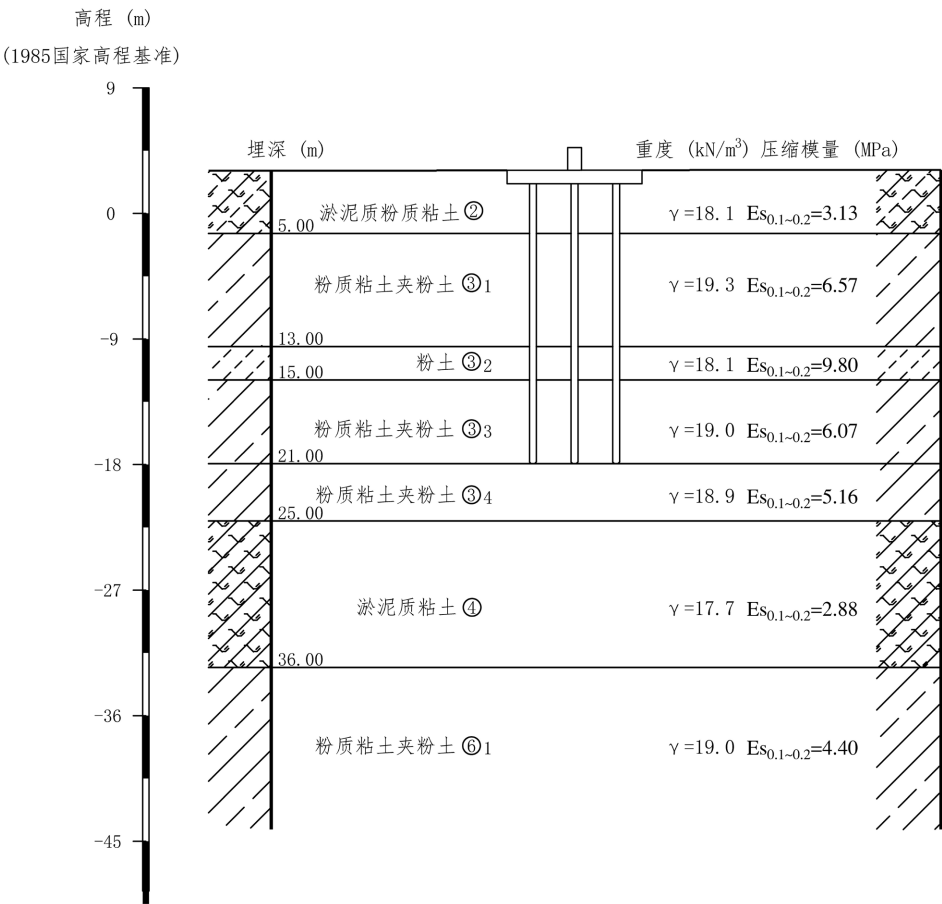


Figure 1. Engineering geological profile
图 1. 工程地质剖面图

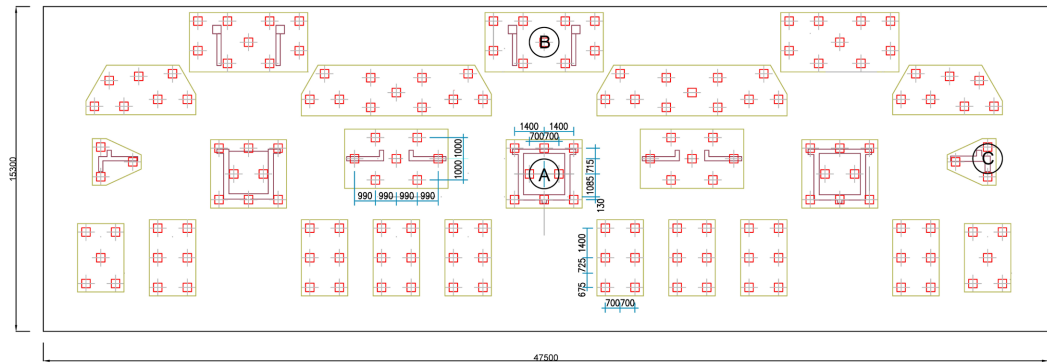


Figure 2. Pile foundation layout schematic (Unit: cm)
图 2. 桩基平面布置示意图(单位: cm)

沿海地区的某住宅楼工程, 场地深度 60 m 内地基土主要由黏性土、粉性土组成。拟建场地地貌上属滨海冲海积平原, 慈溪地区的沉积演化主要受晚第四纪以来海平面波动控制, 其地质历史清晰地记录了从陆到海再成陆的完整海进 - 海退旋回, 其垂向地层序列呈现出“下粗、中软、上细”的三元结构。按其沉积年代、成因类型及其物理力学性质的差异划分为 5 个土层。典型地质剖面及土层物理参数如图 1 所示。该工程中某住宅楼的桩基平面布置图见图 2。基础长为 475 m, 宽为 153 m, 共布置 166 根桩, 附加总荷载为 80,583 kN, 平均单桩荷载为 485 kN。工程桩采用预应力离心混凝土空心预制方桩, 桩型号为 PS-A400 (220), 有效桩长为 21~23 m, 桩顶标高 3.12 m。选择代表性勘探孔, 根据《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2011)和《建筑桩基技术规范》(JGJ94-2008)进行单桩竖向承载力特征值估算, 得到单桩设计承载力特征值为 700 kN。

可以看出, 桩底第④层淤泥质黏土平均厚度为 12.39 m, 最大厚度达到 19.6 m。根据勘察结果, 第④层淤泥质黏土几个重要统计指标为: 含水量为 30.3%~51.5%, 平均 41.5%; 压缩模量 $E_{s0.1 \sim 0.2}$ 为 2.26~6.61 MPa, 平均 2.88 MPa; 锥尖阻力 q_c 为 0.43~1.24 MPa, 平均 0.9 MPa; 地基土承载力特征值 $f_{ak} = 65$ kPa。第④层土为典型软弱下卧, 易产生较大的压缩变形。

2.2. 沉降计算

国内规范通常采用基于单向压缩理论的分层总和法来计算桩基最终沉降 s , 计算公式见式(4):

$$s = \psi_m s' = \psi_m \sum_{i=1}^T \frac{1}{E_{s,t}} \sum_{i=1}^{n_t} \Delta \sigma_{z,t,i} \Delta H_{t,i} \quad (4)$$

式中: ψ_m ——沉降计算经验系数;

s ——最终沉降值/mm;

T ——在沉降计算点处压缩层范围内自桩端平面往下的层数;

$E_{s,t}$ ——桩端平面下第 t 层土压缩模量/MPa;

n_t ——桩端平面下第 t 层土的单向压缩计算分层总数;

$\Delta \sigma_{z,t,i}$ ——桩端平面下第 t 层土的第 i 个分层处土体的竖向附加应力/kPa;

$\Delta H_{t,i}$ ——桩端平面下第 t 层土的第 i 个分层的厚度/cm。

应力比法确定压缩层厚度的具体计算公式如下:

$$\Delta \sigma \leq \alpha \cdot \sigma'_{v0} \quad (5)$$

式中: $\Delta\sigma$ ——计算深度处土层竖向附加应力/kPa;

σ_{v0}' ——土层竖向有效自重应力/kPa;

α ——应力比。

为了分析应力比取值对压缩层厚度及最终沉降量计算结果的影响, 采用不同应力比 α 取值分别计算了图 2 所示的 A、B、C 三点压缩层厚度及最终沉降量。A 点位于桩基平面中心点, 同一深度该点附加应力 $\Delta\sigma$ 最大; B、C 点分别为桩基平面长边和短边中心点, 同一深度这两个点附加应力 $\Delta\sigma$ 较小。

采用上海规范中推荐的 Mindlin 法计算桩基附加应力 $\Delta\sigma$, 计算公式见式(6), 其中桩顶荷载为 485.4 kN, 荷载端阻比取 0.18, 桩侧摩阻力沿桩身线性增长分布, 计算得到 A、B、C 三点附加应力 $\Delta\sigma$ 随深度变化图见图 3。图中附加应力曲线与 0.1 或 0.2 倍有效自重应力 p_0' 曲线交点到桩端平面竖直方向上的距离即为应力比取 0.1 或 0.2 时的压缩层厚度 ΔZ_n 。A、B、C 三点压缩层厚度 ΔZ_n 见表 2。按式(4)计算 A、B、C 点沉降计算值 s , 结果见表 2。

$$\sigma_z = \frac{Q}{L^2} \sum_{i=1}^k [\alpha I_{p,i} + (1-\alpha) I_{s,i}] \quad (6)$$

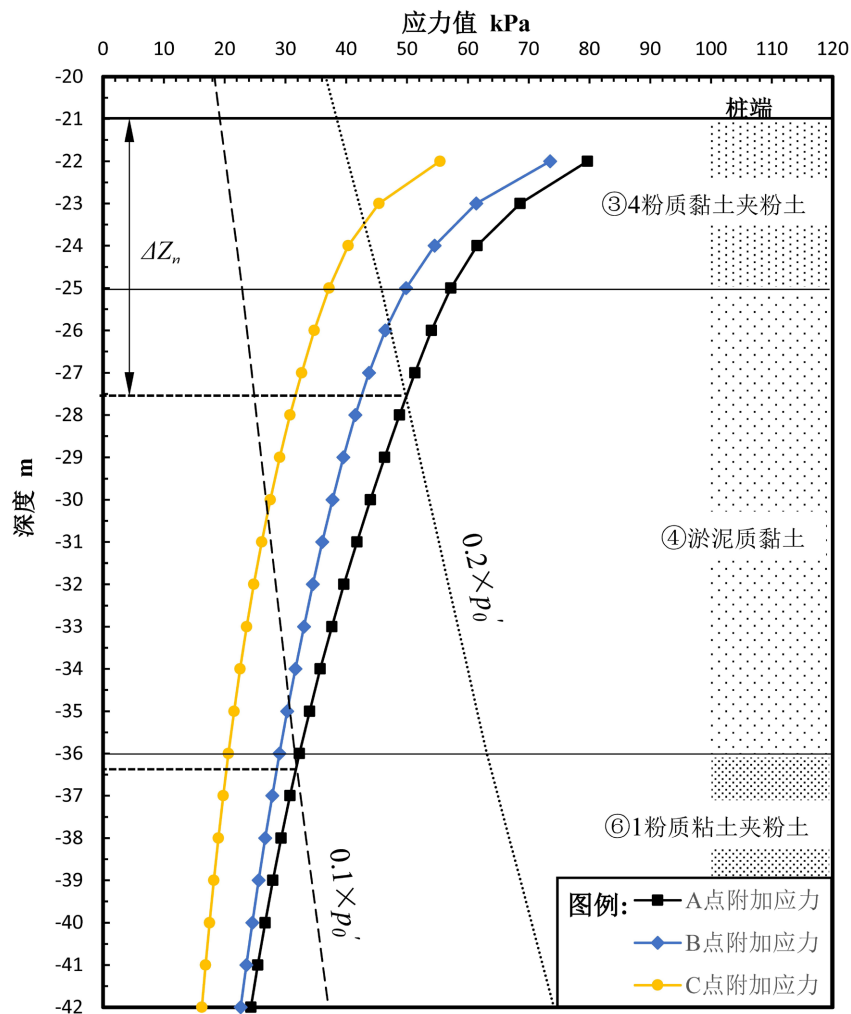


Figure 3. Stress vs. depth diagram

图 3. 应力随深度变化图

Table 2. Compression layer thickness & settlement under two different stress ratio values
表 2. 两个应力比 α 取值下的压缩层厚度 ΔZ_n 和沉降 s

计算位置	应力比 $\alpha = 0.1$		应力比 $\alpha = 0.2$	
	$\Delta Z_n/\text{m}$	s/mm	$\Delta Z_n/\text{m}$	s/mm
A 点	15	130.2	7	63.9
B 点	14	107.8	5	38.1
C 点	10	59.5	2	11.4

根据计算结果, 应力比 α 取值对压缩层厚度 ΔZ_n 和沉降 s 计算结果影响显著。当 α 取 0.1 时, A 点的压缩层厚度 ΔZ_n 为 15 m, 刚好能考虑整个第④层土, B 点压缩层厚度为 14 m (第④层中厚度为 10 m), C 点压缩层厚度为 10 m (第④层中厚度为 6 m), 沉降值分别为 130 mm、108 mm 和 60 mm。当 α 取 0.2 时, 这三个位置处的压缩层厚度大幅减小, 分别为 7 m、5 m 和 2 m; 沉降分别为 64 mm、38 mm 和 11 mm。与 α 取 0.1 相比, α 取 0.2 时 A 点沉降减少了 50.9%, B 点减少了 64.7%, C 点减少了 80.8%。

可以看出, 应力比 α 的取值对压缩层厚度 ΔZ_n 和沉降 s 影响显著。规范中不考虑土层的性质, 采用固定的应力比取值, 显然会在工程应用中造成较大的误差。

3. 应力比 α 及压缩层厚度确定

3.1. 结构强度 p_{str} 及应力比 α 的确定

沿海黏土大多具有一定的结构性, 土的结构性是指土颗粒和孔隙的性状和排列型式(或称组构)及颗粒之间力的相互作用。对于黏土结构性的成因, 学术界进行了广泛的讨论。G. Mesri [7]认为黏土在地质老化过程中有三种导致结构性的机制: 1) 次压缩, 次压缩过程中会导致孔隙比减小, 增强颗粒间相互作用。2) 触变性, 在受到扰动后, 软黏土体内土粒、离子、水分子会重新排布, 增加土体结构强度。3) 化学作用, 包括阳离子交换以及硅酸盐、碳酸盐、氧化物、有机物的相互结合, 这些作用会在分子间产生强度较大但易受扰动的连结。

实际上, 天然沉积黏土的 $OCR > 1$ 的现象是土的结构性引起的, 与由应力历史引起的超固结比有本质上的区别, 表现为一种“视固结比”现象。土的结构性可通过结构强度 p_{str} 和视超固结比 OCR 来反映:

$$OCR = p_{\text{str}} / \sigma'_{v0} \quad (7)$$

将式(7)做简单变形即可得到:

$$\Delta \sigma_z / \sigma'_{v0} \leq (OCR - 1) \quad (8)$$

$$\alpha = OCR - 1 \quad (9)$$

室内试验获得 p_{str} 方法主要是压缩试验法。该方法通过 $e \sim \lg p$ 曲线曲率最大点的角平分线与初始段延长线的交点确定 p_{str} , 最常用的方法是卡萨格兰德法(“C”法)(如图 4(a))。实际上, 饱和黏性土(尤其是软土)具有灵敏性, 试样在取样、运输、制备及测试环节受到的扰动效应会导致实测结构强度(p_{str})和超固结比(OCR)数值偏低, 进而影响对软黏土结构性态的客观评价[8]-[10]。高彦斌等[11]采用原位测试方法研究了天津、上海等 6 个沿海地区的黏土的 OCR , 结果表明, 室内压缩试验得到的 OCR 普遍小于原位测试得到的 OCR , 由于土样扰动, 室内压缩试验会显著低估沿海饱和黏土的 OCR 。图 4(b)是前面的工程案例勘察报告中给出的第④层黏性土的 $e \sim \lg p$ 曲线, 可以看出由于土样扰动明显, 室内压缩试验得到的压缩曲线难以找到明显的拐点, 因此很难给出该土层的 p_{str} 。这也是为什么勘察报告中不会提供土层 OCR 的原因。

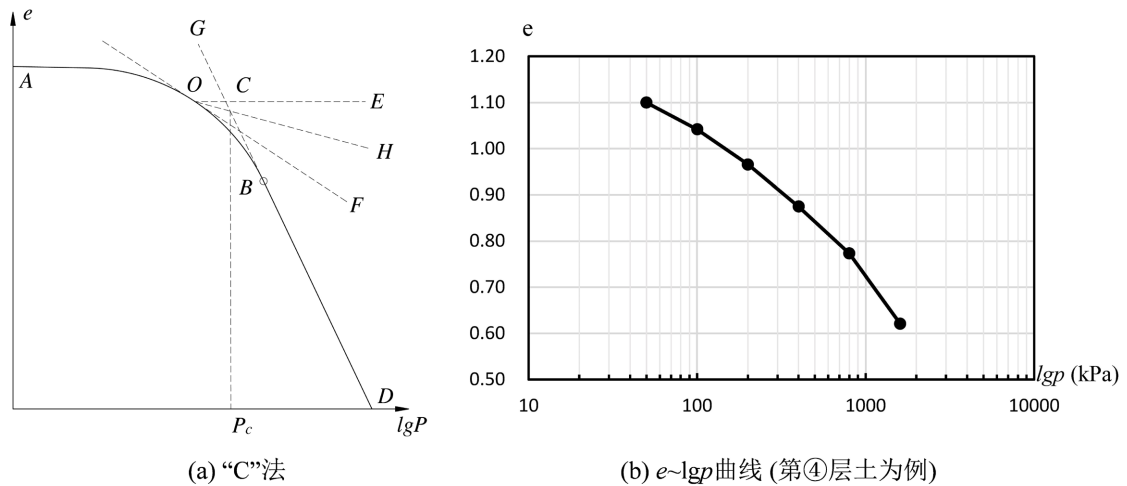


Figure 4. Determination of p_{str} by compression tests and the test data

图 4. 压缩试验确定 p_{str} 的方法与实测数据

3.2. 静力触探 CPT 确定 OCR 的方法

根据 M. Jamiolkowski [10]-[13]等的研究, 软黏土的不排水抗剪强度 S_u 与 OCR 之间的关系如下:

$$OCR = \left[\left(S_u / \sigma'_{v0} \right) / \left(S_u / \sigma'_{v0} \right)_{NC} \right]^{\frac{1}{m}} \quad (10)$$

式中: S_u ——不排水抗剪强度/kPa;

(S_u / σ'_{v0}) ——天然土的归一化强度;

$(S_u / \sigma'_{v0})_{NC}$ ——正常固结土(即 $OCR = 1$)的归一化强度;

m ——经验参数。学者们普遍建议的 m 取值范围为 0.80~1.0。

正常固结土归一化强度 $(S_u / \sigma'_{v0})_{NC}$ 的确定方法主要有三种, 分别为: 1) Hansbo-Larsson 公式, 2) Skempton 公式和 3) Bjerrum 强度曲线, 如图 5 [14]所示。可以看出, 对于塑性指数 I_p 不大于 35 的软黏土, 三种方法给出的结果较为接近。

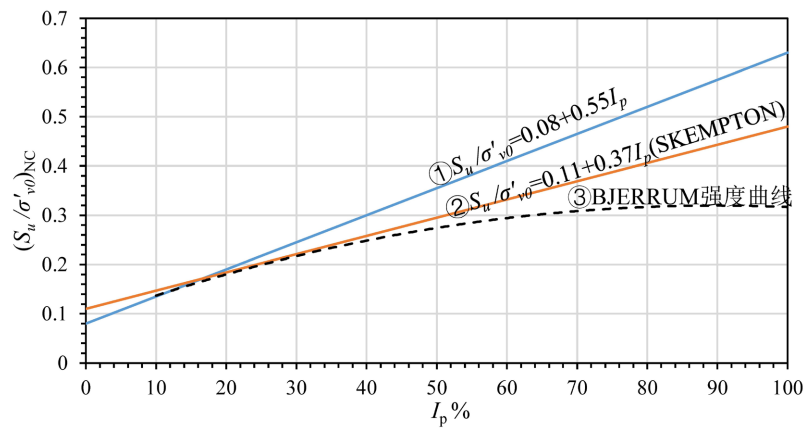


Figure 5. Relationship between $(S_u / \sigma'_{v0})_{NC}$ and I_p [14]

图 5. $(S_u / \sigma'_{v0})_{NC}$ 和 I_p 的关系图[14]

确定土体 S_u 的原位测试方法主要有静力触探试验(CPT)、十字板剪切试验(VST)、扁铲侧胀试验(DMT)。其中, CPT 可连续贯入, 测量深度比 VST 大, 相较于 DMT 可提供更高分辨率的土层剖面。根据 CPT 试验比贯入阻力(单桥探头) p_s 和锥尖阻力 q_c (双桥探头)推算 S_u 的常用公式有以下两种:

$$S_u = ap_s + b \tag{11}$$

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_c} \tag{12}$$

式中: p_s ——单桥 CPT 试验比贯入阻力/Mpa;
 q_c ——双桥 CPT 试验锥尖阻力 q_c /Mpa;
 a 、 b ——线性回归方程的斜率和截距;
 σ_{v0} ——土层竖向总应力/kPa;
 N_c ——锥头阻力系数。

式(11)是基于原位测试数据与室内试验结果, 结合土体实际物理力学参数, 通过统计学回归分析建立的经验关系式, 国内早期针对沿海地区浅层黏土建立的经验关系式见表 3。式(12)是由承载力理论推导得到的半理论半经验公式, 关于系数 N_c 的取值, 许多学者进行了研究, 建议取值和试验场地见表 4。该公式能考虑正常固结黏土锥尖强度 q_c 随深度逐渐增大的特性, 在国际上应用广泛。

Table 3. Summary of correlation equations between undrained shear strength (S_u) and penetration resistance (p_s)
表 3. 不排水抗剪强度 S_u 和比贯入阻力 p_s 关系式汇总表

经验公式 S_u /Mpa	p_s 区间/Mpa	适用地区	公式来源
$S_u = 0.0308 p_s + 0.004$	0.1~1.5	天津	交通部一航院[15]
$S_u = 0.0537 p_s + 0.002$	0.1~1.0	上海、广州、天津	四川建研院[16]
$S_u = 0.0696 p_s + 0.0027$	0.3~1.2	武汉、宁波软土	武汉联合试验组[17]
$S_u = 0.0344 p_s + 0.009$	0.192~0.761	泉州地区	铁四院[18]
$S_u = 0.0433 p_s + 0.0014$	0.2~0.6	深圳湾近岸软土	深圳市水利规划设计院[19]

Table 4. Recommended values of N_c and applicable soil types
表 4. N_c 取值及其适用土体

锥头阻力系数 N_c	试验场地和土体类型	文献
12	美国芝加哥, (低塑性粉质黏土)	Stark 等[20]
17	欧洲北海海域, (黏土)	Kjekstad 等[21]
11~19	欧洲北海海域, (黏土)	Lunne 等[22]
15	江苏连云港, (海洋黏土)	Cai 等[23]

根据 CPT 试验确定沿海黏性土地区桩基压缩层厚度的具体步骤如下:

- 1) 根据各土层塑性指数 I_p 计算正常固结土归一化强度 $(S_u/\sigma'_{v0})_{NC}$;
- 2) 根据 CPT 试验按式(12)计算各土层不排水抗剪强度 S_u , 计算天然土归一化强度 (S_u/σ'_{v0}) ;
- 3) 将 $(S_u/\sigma'_{v0})_{NC}$ 和 (S_u/σ'_{v0}) 代入式(10)计算各土层 OCR;

4) 根据土层 OCR 确定应力比 α 以及压缩层厚度, 若 $OCR > 1$ (结构性土), 按应力比法取 $\alpha = OCR - 1$; 若 $OCR = 1$ (正常固结土), 计算到该层土底部; 若 $OCR < 1$ (欠固结土), 沉降计算时不仅计算到该层土的底部, 同时还要考虑自重固结导致的沉降。

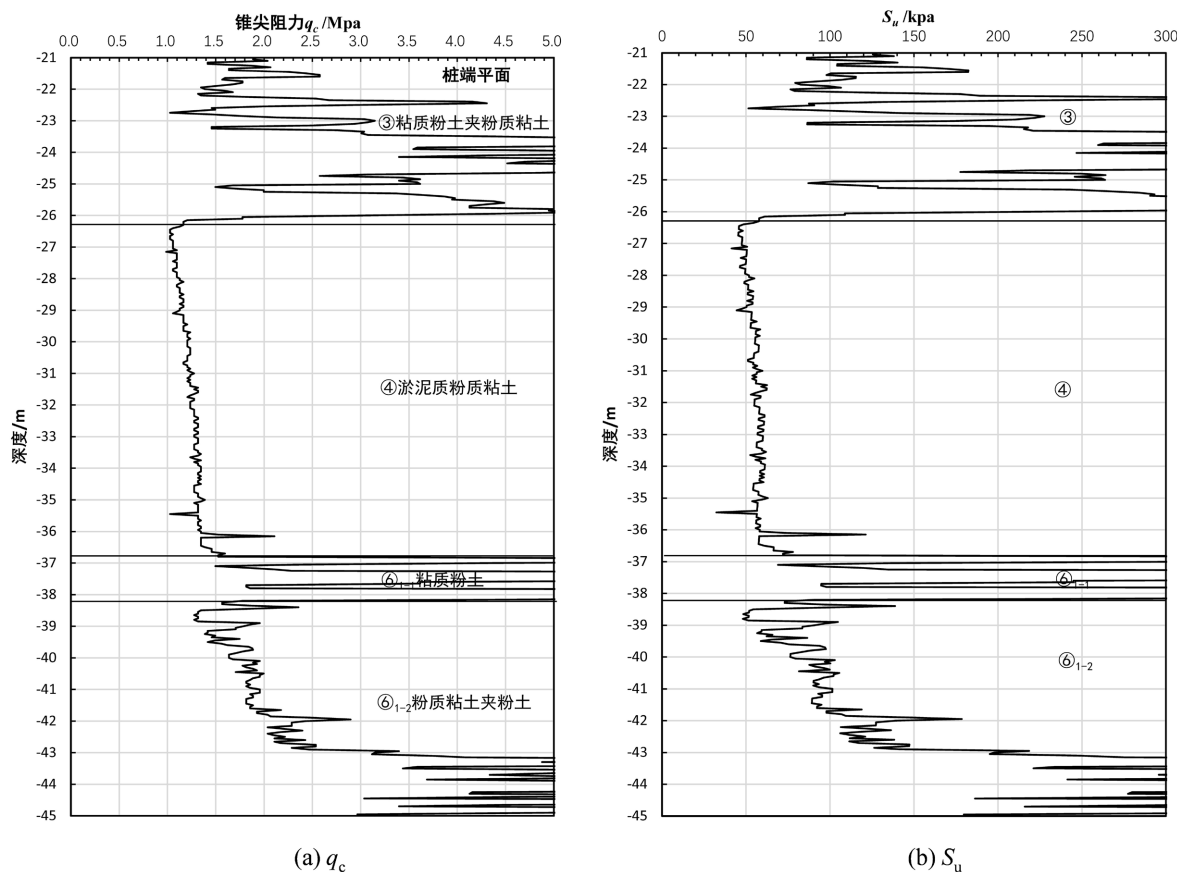
需要注意的是, CPT 数据解译存在诸多不确定性, 例如: CPT 设备本身和测试条件, 相较传统设备 CPTU 通过测量贯入过程中孔隙水压力能极大提高土层分类的精度和用于归一化分析的参数的准确度; 经验公式的区域性也会影响推算土层 OCR 的精度, 大多数经验公式是基于特定地区/特定土类的数据库建立, 在应用之前需评估其适用性; 土体的空间变异性与各向异性, 我国东部沿海地区沉积环境复杂, 海相、潮相沉积交互, 导致土层在垂直和水平方向上存在显著空间变异性, 薄夹层、透镜体、贝壳碎片等常见局部异常体可能使 CPT 响应产生局部波动, 这些“噪声”可能被误读为土界面的变化。上述种种原因都可能影响压缩层厚度确定的准确性。

4. 新方法的应用

采用新的压缩层厚度的确定方法来计算前面算例的桩基中心(A 点)沉降。我国沿海地区黏性土的塑性指数 I_p 大多在 30 以内, $(S_u/\sigma'_{v0})_{NC}$ 的计算可采用 Skempton 公式, 即

$$(S_u/\sigma'_{v0})_{NC} = 0.11 + 0.37I_p \quad (13)$$

需要注意的是, 国际上通用的 I_p 为采用落皿法液限计算得到的塑性指数, 而我国勘察报告中大多采用 76 g 平衡锥落锥深度 10 mm 来确定液限, 需要采用经验公式进行转换。根据式(13)得到第③层土、第④层土、第⑥₁₋₁、第⑥₁₋₂ 层土的 $(S_u/\sigma'_{v0})_{NC}$ 分别为 0.161、0.214、0.173、0.158。



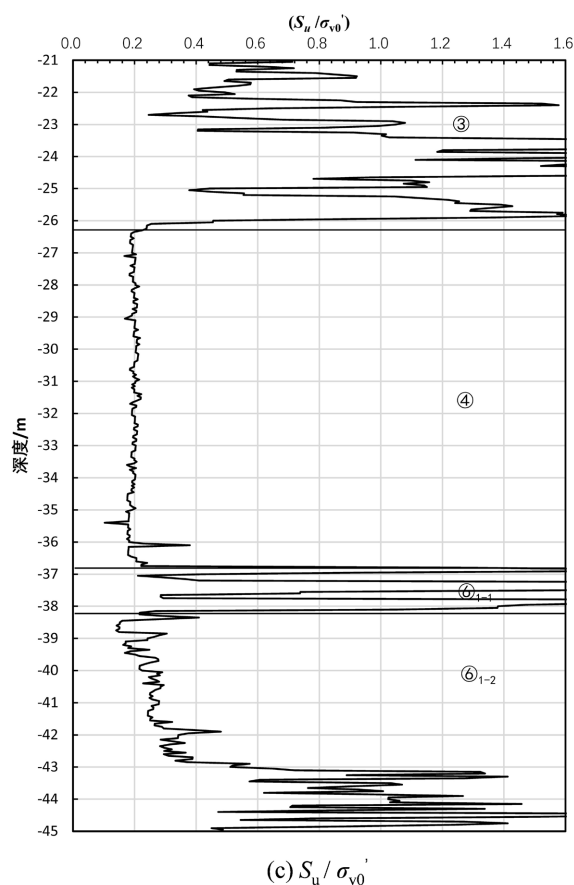


Figure 6. Representative q_c , S_u and (S_u/σ'_{v0}) curves

图 6. 典型锥尖阻力 q_c 、 S_u 及 (S_u/σ'_{v0}) 曲线

场地土层的典型静力触探曲线如图 6(a)所示。根据式(12)可计算各土层 S_u ，式中 N_c 取 12，得到的计算结果见图 6(b)所示。进一步计算得到的 (S_u/σ'_{v0}) 见图 6(c)所示。

采用式(10)计算桩端以下各土层 OCR ，其中取 $m = 1.0$ ，是国外学者建议值的上限，得到的 OCR 为下限，这样得到的压缩层厚度偏于安全，计算结果见 7(a)。结果表明：第③层土的 OCR 在 3.0 左右，结构强度较好，但厚度仅有 5 m 左右；第④层土的 OCR 在 1.0 左右，属于正常固结土；第⑥层土为软塑的粉质黏土夹粉土， OCR 与深度 Z 的关系经拟合可得到 $OCR = -0.25Z - 8.575$ ($Z \leq -38.3$ m)。这些结果与该场地各层土的沉积历史与地质成因一致。

图 7(b)给出了根据 OCR 得到的应力比 α 的曲线，其中 $\alpha = (OCR - 1)$ 。另外，还给出了附加应力与有效自重应力比值 $\Delta\sigma/\sigma'_{v0}$ 随深度的变化曲线， $\Delta\sigma/\sigma'_{v0} < \alpha$ 的土层计入沉降计算的压缩层。这样确定的压缩层最大深度为 39.5 m，压缩层厚度为 18.5 m。沉降值 s 按式(4)计算为 140 mm。现场监测结果表明，该静力触探孔周边三栋住宅楼的沉降分别为 157 mm (#18 楼)、122 mm (#23 楼)、140 mm (#24 楼)，平均值为 139.7 mm，与计算值相近。

我国沿海地区有些土层属于欠固结土($OCR < 1$)。高彦斌等[11]利用珠海和中山深层次(>10 m)黏土十字板强度计算得到珠海地区深层次黏土 OCR 为 0.6，中山地区深层次黏土 OCR 为 0.93，均为欠固结土。按本文提出的方法，该地区在计算桩基沉降时除了计算附加应力引起的沉降还需要考虑自重固结导致的沉降。

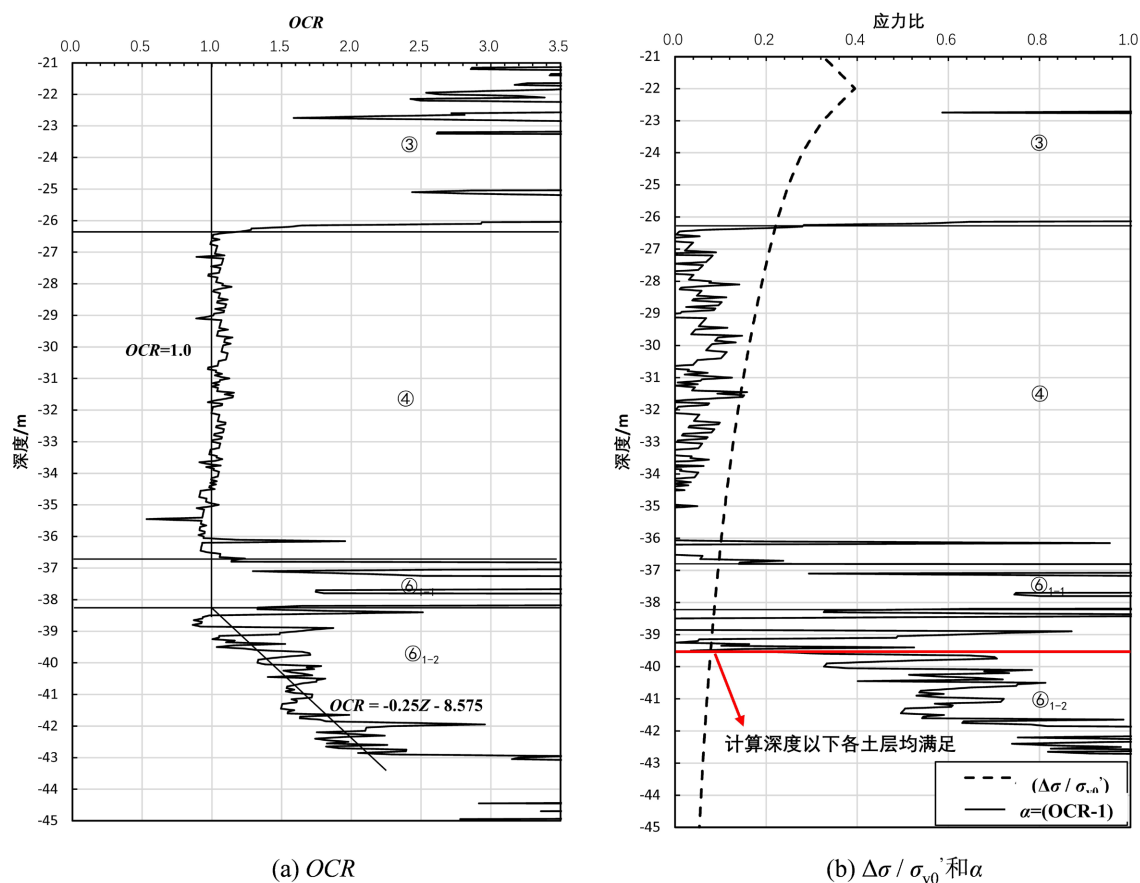


Figure 7. The OCR, α and determination of the compression layer thickness

图 7. OCR、 α 以及压缩层深度确定

5. 结论与展望

1) 沿海深厚黏性土地区桩基工程采用分层总和法计算桩基沉降时, 压缩层厚度 ΔZ_n 是影响沉降计算精度的重要因素。本研究通过一个沿海地区桩基工程案例, 说明了应力比 α 取值对压缩层厚度和沉降计算结果影响显著, 规范推荐的固定的应力比无法考虑土层的复杂地质条件以及结构性。

2) 本文提出了一个确定黏性土地层压缩层厚度的新方法。在桩基工程勘察中可根据 CPT 试验给出土层 OCR, 在设计阶段根据式(8)采用 OCR 确定应力比 α 和压缩层厚度。这种方法原理清晰, 可以考虑沿海地区不同土层结构性对桩基沉降的影响。

3) 目前国内工程界关于各类黏性土的归一化强度 $(S_u/\sigma'_{v0})_{NC}$ 以及根据 CPT 确定不排水抗剪强度 S_u 研究还不够充分, 建议对我国沿海各类黏性土开展相关研究工作。另外, 新方法对应的沉降经验系数 ψ_m 取值也需要在更多的工程实践中进行总结。

参考文献

- [1] 梁国钱, 张民强, 俞炯奇, 等. 浙江沿海地区软土工程特性[J]. 中国矿业大学学报, 2002(5): 98-100, 104.
- [2] 崔维孝. 津保铁路试验段路基沉降特性研究[J]. 铁道工程学报, 2016, 33(10): 33-38, 89.
- [3] 赵明志, 罗强, 崔维孝, 等. 高速铁路深厚地层 CFG 桩复合地基变形计算经验系数分析[J]. 铁道学报, 2015, 37(1): 69-76.
- [4] 华东建筑设计研究院. DGJ08-11-2018 上海市地基基础设计规范[S]. 上海: 同济大学出版社, 2019.

- [5] 中华人民共和国建设部. JGJ94-2008 建筑桩基技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- [6] 中铁二院工程集团有限责任公司. TB10106-2023 铁路工程地基处理技术规程[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2023.
- [7] Mesri, G. and Castro, A. (1987) *Ca/Cc* Concept and *K₀* during Secondary Compression. *Journal of Geotechnical Engineering*, **113**, 230-247. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9410\(1987\)113:3\(230\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9410(1987)113:3(230))
- [8] Bjerrum, L. (1967) Engineering Geology of Norwegian Normally-Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings. *Géotechnique*, **17**, 83-118. <https://doi.org/10.1680/geot.1967.17.2.83>
- [9] Chang, M.F. (1991) Interpretation of Overconsolidation Ratio from *in Situ* Tests in Recent Clay Deposits in Singapore and Malaysia. *Canadian Geotechnical Journal*, **28**, 210-225. <https://doi.org/10.1139/t91-028>
- [10] Jamiolkowski, M., Ladd, C., Germaine, J., et al. (1987) New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils. *Proceeding of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, 12-16 August 1985, 13-44.
- [11] 高彦斌, 陈忠清. 基于原位十字板强度的沿海地区软黏土超固结比分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(10): 2572-2579.
- [12] Ladd, C.C. and Foott, R. (1974) New Design Procedure for Stability of Soft Clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, **100**, 763-786. <https://doi.org/10.1061/ajgeb6.0000066>
- [13] Wroth, C.P. (1984) The Interpretation of *in Situ* Soil Tests. *Géotechnique*, **34**, 449-489. <https://doi.org/10.1680/geot.1984.34.4.449>
- [14] Larsson, R. (1980) Undrained Shear Strength in Stability Calculation of Embankments and Foundations on Soft Clays. *Canadian Geotechnical Journal*, **17**, 591-602. <https://doi.org/10.1139/t80-066>
- [15] 《工程地质手册》编委会. 工程地质手册[M]. 第4版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007: 205-216.
- [16] 孟高头. 土体原位测试机理方法及其工程应用[M]. 北京: 中国地质出版社, 1997: 68-69.
- [17] 储团结, 黄俊杰, 王中华. 静力触探试验确定软粘性土不排水抗剪强度研究[J]. 路基工程, 2005(6): 1-4.
- [18] 谢树彬. 用 CPT 测定不排水抗剪强度的经验归纳[J]. 土工基础, 1992(1): 27-33.
- [19] 吴占寿, 刘琼铃. 深圳湾近岸软土静力触探与十字板剪切试验成果相关分析[J]. 岩土工程技术, 1998(3): 48-50.
- [20] Stark, T. and Juhrend, J. (1990) Undrained Shear Strength from Cone Penetration Tests. *Journal of Environmental Sciences (China)*, **1**, 327-330.
- [21] Kjekstad, O., Lunne, T. and Clausen, C.J.F. (1978) Comparison between *in Situ* Cone Resistance and Laboratory Strength for Overconsolidated North Sea Clays. *Marine Geotechnology*, **3**, 23-36. <https://doi.org/10.1080/10641197809379792>
- [22] Lunne, T. and Kleven, A. (1981) Role of CPT in North Sea Foundation Engineering. *Proceedings of the Symposium on Cone Penetration Testing and Experience*, Amsterdam, 24 May 1981, 49-75.
- [23] Cai, G.J., Liu, S.Y., Tong, L.Y. and Du, G.Y. (2010) Field Evaluation of Undrained Shear Strength from Piezocone Penetration Tests in Soft Marine Clay. *Marine Georesources & Geotechnology*, **28**, 143-153. <https://doi.org/10.1080/10641191003780906>