

基于 $p-y$ 曲线确定饱和黏性土的地基比例系数

楼晓明, 吴昊, 黄江枫

(同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘要: 地基侧向抗力系数通常假定为沿深度线性增长, 这种增长的斜率被称作地基比例系数 m 。近 30 a 以来, 地基比例系数只能根据规范提供的经验范围查表取值, 经验表格过于简单粗糙, 一直未能更新, 迫切需要改进。在地表处相同的桩身容许位移条件下让 $p-y$ 曲线法与 m 法对接, 建立了地基不排水抗剪强度 c_u 沿深度线性增长和不随深度变化 2 种基本模式下饱和黏性土中地基比例系数 m 值与 c_u 、桩径 d 等指标的相关关系, 这些关系通过简单的公式与表格表达, 以方便查阅。 c_u 沿深度梯形分布时 m 值可以用上述两种基本模式的叠加计算。桩身结构刚度对上述关系影响很小。根据该方法确定 m 值计算得到的桩顶容许水平承载力或相应的桩顶水平位移与 2 个工程的测试结果吻合程度较好。

关键词: 地基比例系数 m ; $p-y$ 曲线; 不排水抗剪强度; 容许水平承载力

中图分类号: TU433

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2012)12-2206-07

作者简介: 楼晓明(1965-), 男, 浙江义乌人, 博士, 副教授, 主要从事地基基础的研究工作。E-mail: louhanliang45502@vip.sina.com。

Determination of slope coefficient of subgrade reaction of saturated clay based on $p-y$ curve

LOU Xiao-ming, WU Hao, HUANG Jiang-feng

(Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The distribution of the coefficient of subgrade lateral reaction is usually assumed to be a slope linear with depth. The slope coefficient of subgrade reaction is termed as m value. The m value can only be gained from the empirical range in the table of the codes which are too crude and have not been renewed for 30 years. Combining the $p-y$ curve with the m method, the relationships among undrained shear strength c_u , pile diameter and m value of saturated clay are established in the case of the same displacement of piles on the ground surface when the distribution model of c_u value increases or is constant with depth. The results can be expressed in the form of simple tables and formulae with convenience. If c_u value along depth is trapezoid, it can be considered as the super position of the above basic models. The stiffness of pile shaft has little influence on the above relationships. The allowable bearing capacity or relevant displacement of piles obtained by the suggested m value is in accordance with the test results of two practical cases. The proposed method provides a more comprehensive and reasonable way to determine the m value.

Key words: slope coefficient m of subgrade reaction; $p-y$ curve; undrained shear strength; allowable bearing capacity

0 引言

目前, 中国工程建设规范推荐的计算侧向受荷桩的方法主要是 m 法^[1-2], 该方法在桩顶允许位移较小的建筑、桥梁工程领域较合适, 加之具有计算简便的优点, 因此被广泛应用。 m 为桩侧土抗力系数 k 随深度线性递增的斜率, 亦称为非岩石地基土的地基比例系数。中国最初应用 m 法时, 引用了原苏联推荐的 m 值, 中国公路部门根据桩的水平静载资料于 1974 年提出了修订的 m 值, 并于 1985 年为《公路桥涵地基与基础的设计规范》采纳^[3], 2007 年的新版也采用了同样的取值方法^[2], 2008 年版的《建筑桩基技术规范》

根据收集到的较多试桩资料进行分析, 得到的 m 取值方法也是大同小异。并非是因为该取值方法足够成熟, 没有完善的空间。其实地基比例系数 m 的查用表只将各种复杂的土分 5 至 6 类取值, 过于粗糙; 土的性质仅仅参考软硬程度或密实程度这些定性的物理指标, 不能体现土体力学指标对 m 值的影响; 规范中给出的 m 值是一个较大范围的取值区间。因此, 工程应用有很大的局限性, 迫切需要完善。

已有的理论与实践经验表明: 地基比例系数 m 随

着土类及其性质、桩的材料强度与刚度、桩的水平位移大小和荷载作用方式及荷载水平等因素而变化, 一般说来, 很难规定一个包罗所有这些因素影响的 m 值^[3]。因此, 近十几年来, 虽然通过有限的试验结果进行统计或影响因素分析对 m 取值进行了研究^[1, 4-7], 但还没有较为系统的有足够说服力的新成果来完善规范中的取值方法。

$p-y$ 曲线法是国内外关于大位移情况下水平推力桩受力特性的常用计算方法, 其合理性得到国际公认, 也已进入中国的《港口工程桩基规范》^[8]。由于能合理反映桩土作用的非线性特征, $p-y$ 曲线法也被用于分析被动桩的受力特性^[9]。黏性土的 $p-y$ 曲线主要与土体不排水抗剪强度 c_u 有关, 本文通过将 $p-y$ 曲线法与 m 法的计算模型相对接, 建立了 m 值与 c_u 值及桩径 d 之间的相关性, 可为更全面、更合理地确定 m 值提供新途径。

1 根据 $p-y$ 曲线确定 m 值的计算方法

水平受荷桩的主要受力变形方程为

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + d \cdot p = 0. \quad (1)$$

式中 d 为桩径; p 为单位面积上的桩侧土抗力; E 为桩材料的弹性模量 (kPa); I 为桩截面的惯性矩 (m^4); y 为桩身水平位移; z 为地面以下深度。

如果把桩看作弹性地基梁, p 与 y 呈线性关系:

$$p = k(z) \cdot y, \quad (2)$$

式中, $k(z)$ 为深度 z 处单位面积上桩侧土的地基抗力系数, 与 y 无关, 在 m 法中假设 $k(z) = m \cdot z$, m 即为土的地基比例系数 (kN/m^4)。

实际上 p 与 y 呈非线性关系, 对于饱和和软黏土, $p-y$ 曲线的非线性关系为^[8, 10-11]:

$$\begin{cases} \text{当 } y/y_{50} < 8 \text{ 时: } p = 0.5 \cdot \left(\frac{y}{y_{50}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot p_u, \\ \text{当 } y/y_{50} \geq 8 \text{ 时: } p = p_u. \end{cases} \quad (3)$$

在黏性土的 $p-y$ 曲线模型中, 最重要的力学参数主要表现在两个方面:

(1) 桩侧极限水平土抗力 p_u 。 p_u 又与黏性土的不排水抗剪强度 c_u 相关:

$$\begin{cases} \text{当 } z < z_r \text{ 时: } p_u = 3c_u + \gamma \cdot z + \frac{\xi c_u z}{d}, \\ \text{当 } z \geq z_r \text{ 时: } p_u = 9c_u. \end{cases} \quad (4)$$

(2) 桩周土抗力达到极限抗力一半时相应的桩身侧向位移 y_{50} :

$$y_{50} = \rho \cdot \varepsilon_{50} \cdot d. \quad (5)$$

由式 (5) 知, 求 y_{50} 时, 需要确定黏性土的 ε_{50} (三

轴试验中最大主应力达到极限值一半时的应变值), ε_{50} 的取值与 c_u 有关: $c_u = 6 \sim 12$ kPa 时, $\varepsilon_{50} = 0.03$; $c_u = 12 \sim 24$ kPa 时, $\varepsilon_{50} = 0.02$; $c_u = 24 \sim 48$ kPa 时, $\varepsilon_{50} = 0.01$; $c_u = 48 \sim 96$ kPa 时, $\varepsilon_{50} = 0.007$ 。 c_u 在 $6 \sim 12$ kPa 时取为 0.03, 主要根据已有的 ε_{50} 取值规律推得。

将式 (2) 代入式 (1), 可以求得桩基受力变形的解析解; 将黏性土的 $p-y$ 曲线模型代入式 (1), 可以依据差分法编程求解桩的受力变形特性。在此基础上, 假定桩顶的荷载位移相同, 可以建立 m 值与 c_u 值及桩径 d 之间的相关性, 方法有以下两种。

1.1 基于 $p-y$ 曲线求地基抗力系数 k 的分布曲线及 m 值

先依据 $p-y$ 曲线法求解桩侧土体抗力 p 和位移 y 的分布曲线, 再计算出不同深度处的 p/y , 即为桩侧土体的地基抗力系数 $k(z)$ ^[12]。本文取某工程实例进行分析, 图 1 中曲线即为由 $p-y$ 曲线得到的地基抗力系数 k 随深度的变化曲线, 直线为由曲线 1 拟合出的直线, 它的斜率即为 m 值。

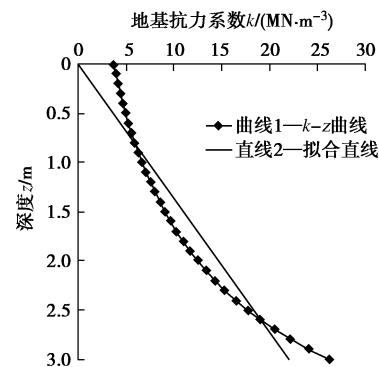


图 1 地基抗力系数随深度变化曲线

Fig. 1 Variation of lateral reaction coefficient with depth

由此可见, 这种根据地基抗力系数曲线进行直线拟合得到的 m 值与所取的地基深度有关, 影响了结果的准确性; 建立 m 值与 c_u 及 d 之间的关系需要各种情况下的大量计算, 这种方法效率不高, 因此并不是理想的实用方法。

1.2 用 $p-y$ 曲线法计算桩顶容许位移 $[y_0]$ 对应的水平力 H_0 与 m 值

一般情况下, 都是在桩顶处由已知的横向水平荷载求位移, 本文需要求桩顶容许位移 $[y_0]$ 对应的桩顶荷载。在用差分法求解时, 边界条件有所不同。

桩身单元节点划分如图 2 所示, 分成 n 段, 共 $n+1$ 个节点, 另外设有 -1 , -2 , $n+1$ 和 $n+2$ 四个虚拟节点, 则共有 $n+5$ 个未知量, 有 $n+1$ 个差分方程, 需要再加上 4 个边界条件^[10]。

桩端剪力和弯矩均为零和桩顶弯矩为零的边界条件不变。已知桩顶水平荷载的边界条件改为已知桩顶

容许水平位移 $[y_0]$ 。

不同的地基土、不同类型的桩,不宜采用一个固定的位移值来确定地基系数^[4],参考规范^[1]中对地面处桩顶容许位移的取值, $[y_0]$ 分别取 6, 10, 12 mm 进行计算,增加容许位移 12 mm 工况,有助于更直观地了解 m 值随水平位移增大而减小的趋势。则桩顶边界条件为

$$y_0 = [y_0] \quad (6)$$

通过差分法求解,可以得到在地面处对应的桩顶横向水平力 H_0 。

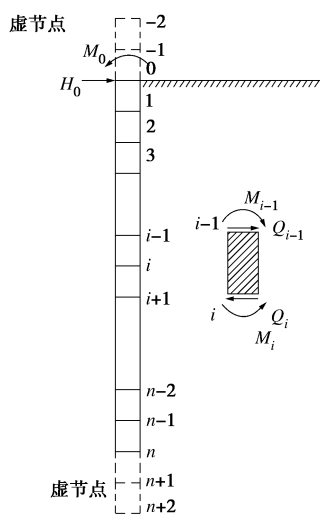


图2 桩身单元节点

Fig. 2 Nodes of the pile body

根据 m 法的有关公式^[13]:

$$y_0 = \frac{A_x}{EI} \cdot H_0 \cdot \frac{1}{\alpha^3},$$

式中, $\alpha = \left(\frac{md}{EI}\right)^{\frac{1}{5}}$, A_x 是可以查表得到的量纲为一的系数,对于弹性长桩的桩顶处为 2.44。重新整理得

$$m = \left(A_x \cdot \frac{H_0}{y_0}\right)^{\frac{5}{3}} \cdot EI^{-\frac{2}{3}} \cdot d^{-1}, \quad (7)$$

或

$$md = \left(A_x \cdot \frac{H_0}{y_0}\right)^{\frac{5}{3}} \cdot EI^{-\frac{2}{3}}. \quad (8)$$

将用 $p-y$ 曲线法计算的桩顶容许位移 $[y_0]$ 对应的水平力 H_0 代入公式 (7), 即得对应的 m 值。

2 $m - c_u$ 相关性的分析结果

不排水抗剪强度 c_u 沿深度方向的分布有两种典型情况。

2.1 随深度不变的 c_u 与 m 关系

c_u 为常数适用于超固结黏土。 c_u 为常数时,可直

接代入黏性土 $p-y$ 曲线模型中计算 p_u , 随着 c_u 的变化, 会得到不同的 p_u ; 由差分法计算得出的 $H_0-[y_0]$ 关系也就不同, 代入式 (7), 便会得到不同的 m 值, 从而就可以直接研究 m 值与 c_u 的关系。

按照桩顶容许位移为 6, 10, 12 mm, 桩径 0.4~1.8 m 的 15 种情况, 共计 45 种工况进行计算分析。

图 3 给出了桩顶位移 10 mm, 桩径 600 mm 的 $m - c_u$ 关系图。从图 3 中可以看出, 随着 c_u 的增加, m 值是近似线性增加, 所以可以近似以线性表达 m 与 c_u 的关系, 即

$$m = f_m \cdot c_u + f_0, \quad (9)$$

式中, f_0 为直线的截距, f_m 表示直线的斜率。

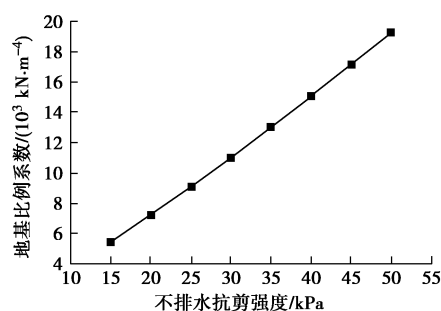


图3 $m - c_u$ 关系图

Fig. 3 $m - c_u$ curve

将桩顶位移为 6 mm 时的 15 种桩径的计算结果汇集如图 4 所示。从图 4 中看出, 随着桩径 d 的增大, m 值不断减小, 同时直线的斜率也不断变小, 即 f_m 不断减小, 这与工程实际的变化规律一致。

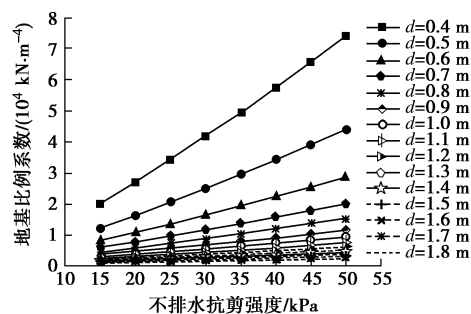


图4 15 种桩径的 $m - c_u$ 关系图

Fig. 4 $m - c_u$ curves of piles with 15 kinds of diameters

当桩顶位移分别为 6, 10, 12 mm 时, 计算出的 f_m 值与桩径 d 的关系如图 5 所示。从图 5 中可以看出, f_m 值随着 d 的增加, 近似呈双曲线变化。这可以用弹性半空间理论的位移公式解析^[14]:

$$k = \frac{p}{y} = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot \frac{1}{d \cdot \omega}, \quad (10)$$

式中, d 为桩径, ω 为荷载板的刚度和形状系数, ν 为土的泊松比, E 为土体变形模量。

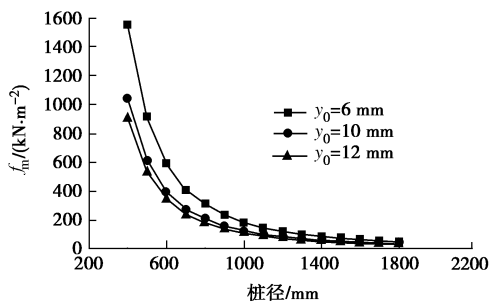


图 5 $f_m - d$ 关系图

Fig. 5 $f_m - d$ curves

由式 (10) 可知, k 与 d 应为反比关系, 与图 5 的曲线形态接近。这说明本文方法拟合出的 $f_m - d$ 关系曲线符合基本力学特性。

表 1 给出了 45 种工况对应的 f_m , f_0 计算结果。

表 1 计算参数 f_m , f_0 计算结果

Table 1 Calculated results of parameters of f_m and f_0

d/mm	$y_0=6\text{ mm}$		$y_0=10\text{ mm}$		$y_0=12\text{ mm}$	
	f_m	f_0	f_m	f_0	f_m	f_0
400	1555	-4215	1041	-2623	903	-2223
500	912	-2095	611	-1286	531	-1092
600	590	-1122	396	-673	343	-560
700	406	-495	272	-228	235	-124
800	310	-416	207	-236	180	-190
900	234	-229	157	-121	136	-93
1000	182	-114	122	-52	106	-28
1100	145	-29	97	14	84	17
1200	117	34	79	42	69	37
1300	97	62	66	35	57	35
1400	83	53	56	46	48	44
1500	70	66	47	54	41	48
1600	61	75	41	57	35	50
1700	53	80	36	55	31	49
1800	46	76	31	55	27	48

在实际应用中, 只要已知土的力学参数 c_u 、桩径 d 和桩顶容许位移 y_0 , 便可以在表中查找对应的系数, 再代入式 (9) 便可计算得 m 值。

2.2 随深度线性增加的 c_u 与 m 关系

c_u 线性增加的模型适用于正常固结土, 天然地基强度 c_u 的计算公式可用下式表示^[15]:

$$c_u = \lambda \cdot \gamma \cdot z, \tag{11}$$

式中, λ 的取值范围依据取为 0.14~0.26, γ 为土的重度, z 表示土的埋深。

λ 取值的不同, 会得到不同的 c_u , 最终同样会得到不同的 m 值。 m 与 c_u 的关系可以转变 m 与 λ 的关系。按同样的 45 种工况进行计算分析。

图 6 为桩顶位移为 10 mm, 桩径为 600 mm 的 $m - \lambda$ 关系图。从图 6 中可以看出, 随着 λ 的增加, m 值是呈近似线性增加, 所以可以近似以线性模拟 m 与

λ 的关系。即

$$m = f \cdot \lambda + m_0. \tag{12}$$

由式 (11) 可知 λ 量纲为 1, 而 f 与 m 同量纲。为了使规律更加明晰, 式 (12) 可改为

$$md = f_m \cdot \lambda \cdot \gamma + f_0, \tag{13}$$

式中, md 与 γ 量纲相同, 所以 f_m 的量纲也就为 1。

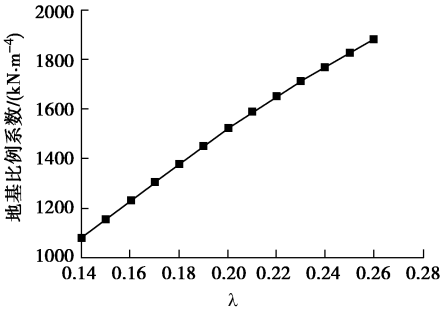


图 6 $m - \lambda$ 关系图

Fig. 6 $m - \lambda$ curve

桩顶位移为 6 mm 时的 15 种桩径的计算结果汇集如图 7 所示。从图 7 中看出, 其变化规律与图 4 类似。

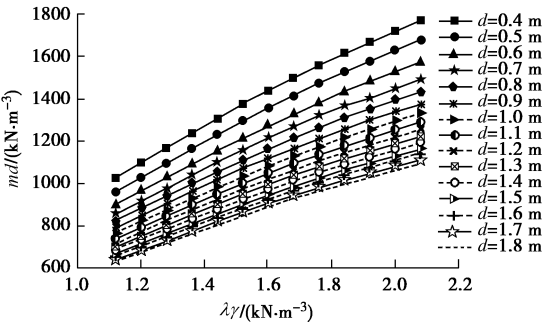


图 7 15 种桩径的 $md - \lambda\gamma$ 关系图

Fig. 7 $md - \lambda\gamma$ curves of piles with 15 kinds of diameters

当桩顶位移分别为 6, 10, 12 mm 时, 计算出的 f_m 值与桩径 d 的关系如图 8 所示。从图 8 中看出, f_m 值随着 d 的增加, 近似呈直线下降。这与图 5 的结果有所不同, 是因为在式 (13) 中已经引入 d , 故计算结果由近似双曲线改为直线趋势变化。

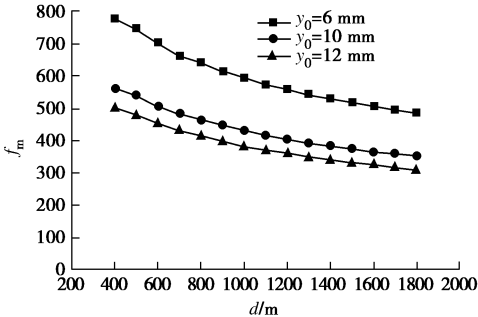


图 8 $f_m - d$ 关系图

Fig. 8 $f_m - d$ curves

45 种工况的 f_m , f_0 计算结果汇总于表 2。

表 2 f_m , f_0 计算结果统计
Table 2 Calculated results of parameters of f_m and f_0

d/mm	$y_0=6\text{ mm}$		$y_0=10\text{ mm}$		$y_0=12\text{ mm}$	
	f_m	f_0	f_m	f_0	f_m	f_0
400	776	181	558	138	501	117
500	748	142	539	99	479	88
600	702	135	505	94	449	82
700	660	142	483	86	429	76
800	643	121	462	82	411	71
900	613	125	446	77	397	66
1000	596	116	429	77	382	65
1100	575	116	416	74	371	63
1200	559	113	404	72	360	61
1300	544	110	393	70	350	60
1400	530	109	383	69	341	59
1500	518	106	374	69	333	58
1600	506	105	366	67	326	57
1700	496	104	359	64	319	56
1800	486	101	351	63	310	59

在实际应用中，只要已知桩径 d 和桩顶容许位移 y_0 、土的物理参数 γ 和 c_u 深度方向的增长斜率 λ ，便可以在表中查找对应的系数，再代入式（13）便可计算得到 m 值。

上述两种建立 m 与 c_u , d 之间关系的过程，避免了图 1 中依据抗力系数分布曲线直线拟合的不确定性。

2.3 c_u 梯形分布与 m 关系

当 c_u 随深度呈梯形分布时，可以理解为 c_u 是随深度不变和随深度线性增加的两种模型的叠加，对应的 m 能否用上述两种模型的计算结果相加得到，笔者将以桩顶容许位移 10 mm，桩径 0.6 m 的工况为例进行论述。

c_u 取梯形分布，随深度递增的斜率 λ 取为 0.22，初始值为从 15 kPa 到 45 kPa。则上述梯形分布模型可以看作 1.1 节中 c_u 为常数从 15 到 45，2.2 中 λ 为 0.22 时两种模型的叠加。通过编程直接计算出 c_u 呈梯形分布时对应不同初始值的 m 值。将梯形分布的直接计算结果和上述两种模型的计算结果叠加绘于图 9 中。

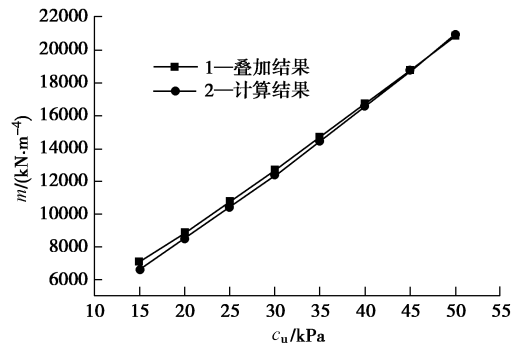


图 9 叠加结果与计算结果对比
Fig. 9 Comparison between superposition and calculated results
从图 9 可见，直接计算结果和叠加结果还是非常

接近的。所以在工程实践中，如果遇到 c_u 呈梯形分布的工况，根据 c_u 的初值和斜率在 2.1 节和 2.2 节中找到对应的工况叠加即可。

3 $m - EI$ 相关性的分析结果

前面分析了 m 与土性参数 c_u 的相关性，而所计算的都是实心桩。事实上，在工程实践中，很多情况下都是应用管桩，则对应的桩身刚度 EI 会因此产生很大变化，故有必要进行 m 值与桩身刚度 EI 的相关性研究。

管桩又分为钢管桩和 PHC 管桩，分别计算了 $[y_0]=10\text{ mm}$ 时 $d=1.7\text{ m}$ 的钢管桩和 $d=0.9\text{ m}$ 的 PHC 管桩 m 值随着壁厚 δ 的变化情况，如图 10, 11 所示，图中 m 为对应实心桩的 m 值， m' 为随着壁厚 δ 或 EI 变化的管桩 m 值。从中可见， m 值随着壁厚 δ 或 EI 的变化很小，这为 m 取值带来了方便。

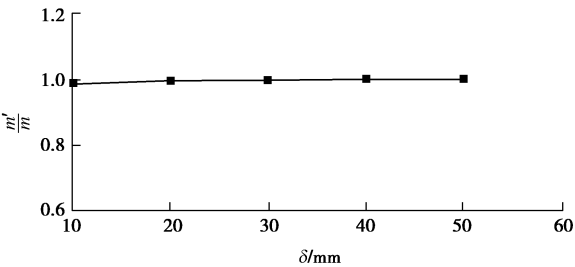


图 10 钢管桩 $m'/m - \delta$ 关系图
Fig. 10 Curve of $m'/m - \text{thickness } \delta$ for steel pipe piles

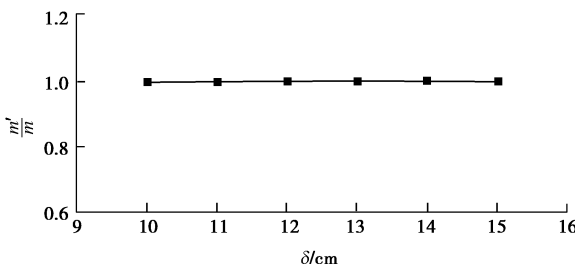


图 11 PHC 桩 $m'/m - \delta$ 关系图
Fig. 11 Curve of $m'/m - \text{thickness } \delta$ for PHC piles

4 应用实例

4.1 c_u 随深度不变实例

该实例位于印度尼西亚 LontarTangerang，地质条件为：在地表以下 5~6 m 深度内是淤泥质软黏土；6 m 以下土质逐渐变硬，为硬黏土。虽然为分层地基，但考虑到在水平荷载作用下，桩的变形与受力主要发生在上部，且上部软黏土层也具有一定的厚度，所以假设桩在均匀软黏土中承受水平荷载。

该软黏土经过真空预压为超固结土，十字板检测 c_u 约为 37 kPa，随深度变化不大。

对于 $d=0.6$ m, 壁厚 10 cm 的 PHC 桩, 当 $[y_0]=10$ mm 时, 可以从表 1 中查找得对应的参数 $f_m=396$ 和 $f_0=-673$, 再代入式 (9) 便可求得 $m=13979$ kN/m⁴。

将式 (7) 可变换为

$$H_0 = (md)^{\frac{3}{5}} \cdot (EI)^{\frac{2}{5}} \cdot y_0 / A_x, \quad (14)$$

将 m 和 y_0 代入式 (14) 得 $H_0=119.3$ kN。

对 PHC 试桩施加水平荷载, 最大加载达 210 kN, 同时记录荷载逐级增加时桩顶的水平位移, 并将所得结果绘制成曲线如图 12 所示。

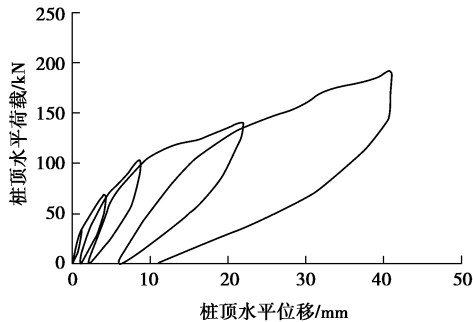


图 12 桩顶循环加载桩顶位移实测曲线

Fig. 12 Measured curve of displacement and cyclic load of pile head

从图 12 可见, 桩顶位移为 10 mm 时对应的桩顶测试荷载为 110.7 kN。由此可见, 计算出的 H_0 和实测的桩顶测试荷载较为吻合。

4.2 c_u 随深度线性增加实例

本案例的水平试桩为海上风电的钢管桩, 管材为 Q345C, 壁厚 $\delta=30$ mm, $d=1.7$ m, 桩身分段为悬臂段 18 m 和入土段 64 m, 泥面处标高为 -11 m。由于是深海软土, 故可以认为黏性土的 c_u 随深度线性增加, 符合式 (11), 其中 λ 可参照式 (15) 计算^[15]:

$$\lambda = \frac{c_u}{\gamma z} = \frac{1}{3} (1 + 2K_0) \frac{\sin \varphi_{cu}}{1 - \sin \varphi_{cu}}, \quad (15)$$

式中, φ_{cu} 为固结不排水剪强度, K_0 为静止土压力系数。根据工程资料已知 $\varphi_{cu}=19.2^\circ$, $K_0=0.48$, 代入式 (15) 得 $\lambda=0.227$ 。

对桩顶施加水平荷载, 并记录受力点处位移, 最大加载 300 kN。当桩顶荷载为 260 kN 时对应的桩顶位移为 163.3 mm, 通过对桩身的量测弯矩积分, 计算出泥面下桩身水平位移分布情况如图 13 所示, 此时泥面处的位移为 10 mm。

对于 $d=1.7$ m 的钢管桩, 当土的有效重度 $\gamma'=8$ kN/m³, 泥面处的 $[y_0]=10$ mm 时, 可以从表 2 中查找得对应的参数 $f_m=359$ 和 $f_0=64$, 再代入式 (13) 便可求得 $md=724.5$ kN/m³。

由 md 求出桩的变形系数 $\alpha=0.146$, 并考虑到是悬臂桩, 经计算得桩顶位移为 216.9 mm, 稍大于 163.3

mm 的实测值。其误差可能与泥面处的位移及参数 λ 不是直接的实测值有关。

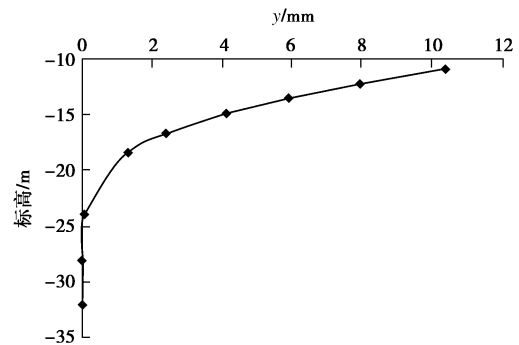


图 13 泥面下桩身水平位移沿深度方向的分布

Fig. 13 Lateral displacement of pile along depth below ground surface

5 结论与建议

(1) 本文提供了一种在给定的容许水平位移下根据桩径、地基不排水抗剪强度 c_u 及其沿深度的分布模式查表确定地基比例系数 m 值的方法, 根据该方法确定的 m 值计算桩顶水平受力变形特性与实测结果较为吻合。得到了 m 值与 c_u 呈线性关系, m 值与 d 呈双曲线关系减小, 上述关系受桩身结构刚度 EI 的影响很小等规律。

(2) 用本文方法确定的 m 值计算桩的水平受力变形特性时, 直径 d 不再需要象规范查表取 m 值那样, 乘以空间受力系数变为计算宽度^[2], 这也表明这两种方法得到的 m 值大小不具有直接可比性。对于分层土体, 可以分别求出规范建议深度范围内土体的 m 值, 然后参照规范建议的方法确定这个深度范围内的平均 m 值。

(3) 本文方法确定 m 值的准确性和适用范围显然取决于 $p-y$ 曲线法, 也可以随着 $p-y$ 曲线法的发展而发展。对于桩径过大或过小的情况, $p-y$ 曲线法的有效案例少, 应用本文方法应谨慎。在侧向循环荷载下, 需要考虑极限水平抗力 p_u 的退化作用, $p-y$ 曲线会有较大变化, 不能应用本文方法确定的 m 值进行桩基的受力变形计算。

(4) 本文方法确定 m 值的准确性还取决于不排水抗剪强度 c_u 的确定, c_u 值理论上可以根据无侧限抗压试验和不固结不排水三轴试验得到, 但容易受到取样和室内试验过程中扰动影响, 建议采用十字板剪切的原位试验方法确定。当然地基土是各向异性的, 上述试验方法与 $p-y$ 曲线法均只能用单一的 c_u 值, 会给计算带来误差。

鉴于 $p-y$ 曲线法、 c_u 的确定均有一定的局限性,

对于实际工程, m 值还是宜通过单桩水平载荷试验确定^[1]。当无静载试验资料却需要估算单桩容许水平承载力时, 可参照本文方法确定 m 值。

参考文献:

- [1] JGJ 94—2008 建筑桩基技术规范[S]. 2008. (JGJ 94—2008 Technical code for building pile foundation[S]. 2008. (in Chinese))
- [2] JTGD 63—2007 公路桥涵地基与基础设计规范[S]. 2007. (JTGD 63—2007 Code for design of ground base and foundation of highway bridge and culverts[S]. 2007. (in Chinese))
- [3] 桩基工程手册编写委员会. 桩基工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995. (Pile Foundation Handbook Compile Committee. Pile foundation handbook[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2008. (in Chinese))
- [4] 徐和, 徐敏若, 郑春生. 单桩横向承载力试验研究[J]. 岩土工程学报, 1982, 4(3): 28 - 42. (XU He, XU Min-ruo ZHENG Chun-sheng. Tests on single pile lateral capacity[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1982, 4(3): 28 - 42. (in Chinese))
- [5] 劳伟康, 周治国, 周立运. 水平推力桩在大位移情况下 m 值的确定[J]. 岩土力学, 2008, 29(1): 192 - 196. (LAO Wei-kang, ZHOU Zhi-guo, ZHOU Li-yun. Analysis of m value for lateral loaded pile under large deflection[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(1): 192 - 196. (in Chinese))
- [6] 王梅, 楼志刚, 李建乡, 等. 水平荷载作用下单桩非线性 m 法试验研究[J]. 岩土力学, 2002, 23(1): 23 - 30. (WANG Mei, LOU Zhi-gang, LI Jian-xiang, et al. Nonlinear analysis of m method for single pile under lateral loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2002, 23(1): 23 - 30. (in Chinese))
- [7] 贾庆山. 桩基水平承载力标准值与 m 值的确定[J]. 特种结构, 1995, 12(2): 23 - 24. (JIA qing-shan. Determination of standard value of pile's lateral bearing capacity and m value[J]. Special Structures, 1995, 12(2): 23 - 24. (in Chinese))
- [8] JTJ 254—98 港口工程桩基规范[S]. 1998. (JTJ 254—98 Code for pile foundation in port engineering[S]. 1998. (in Chinese))
- [9] 章荣军, 郑俊杰, 蒲诃夫, 等. 基于 $p-y$ 曲线分析隧道开挖对邻近单桩的影响. 岩土工程学报, 2010, 32(12): 1837 - 1845. (ZHANG Rong-jun, ZHENG Jun-jie, PU He-fu, et al. Response of adjacent single pile due to tunnelling based on $p-y$ curve. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(12): 1837 - 1845 (in Chinese))
- [10] 史佩栋. 桩与桩基工程手册[M]. 北京: 人民交通出版社, 2008: 139 - 158. (SHI Pei-dong. Pile and pile foundation handbook[M]. Beijing: China Communications Press, 2008: 139 - 158. (in Chinese))
- [11] MATLOCK H. Correlations for design of laterally piles in soft clay[C]// Proceedings of Offshore Technology Conference. Houston, 1970: 577 - 594.
- [12] GARASSINO A, JAMIOLKOWSKI M, PASQUALINI E. Soil modulus for laterally loaded piles in sands and N.C. clays[C]// Proc 6th European Conf Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vienna: 1976, Vol. 1.2: 429 - 434.
- [13] 袁聚云, 楼晓明, 姚笑青, 等. 基础工程设计原理[M]. 北京: 人民交通出版社, 2011. (YUAN Ju-yun, LOU Xiao-ming, YAO Xiao-qing, et al. Design principles of foundation engineering[M]. Beijing: China Communications Press, 2011. (in Chinese))
- [14] 袁聚云, 钱建固, 张宏鸣, 等. 土质学与土力学[M]. 北京: 人民交通出版社, 2009. (YUAN Ju-yun, QIAN Jian-gu, ZHANG Hong-ming, et al. Soil properties and soil mechanics [M]. Beijing: China Communications Press, 2009. (in Chinese))
- [15] 胡中雄. 土力学与环境土工学[M]. 上海: 同济大学出版社, 1997. (HU Zhong-xiong. Soil mechanics and geo environmental engineering[M]. Shanghai: Tongji University Press, 1997. (in Chinese))