文章编号: 1005-0523(2006)05-0027-04

昔格达岩层中灌注桩承载力计算方法探讨

赵春彦¹, 吴兴序², 庄卫林³

(1. 同济大学 道路与交通工程教育部国家重点实验室, 上海 201804; 2. 西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031; 3. 四川省交通厅公路规划勘察设计研究院, 四川 成都 610041)

摘要: 昔格达岩层属于极软岩类, 现行各规范对极软岩中的桩基未有明确完整的计算方法, 这给在昔格达岩层中桩基的设计带来了很大的困难. 本文分析了现行桩基承载力各种计算方法的特点, 在总结前人经验的基础上, 考虑昔格达岩层中灌注桩的承载特性, 结合室内试验及该岩层中灌注桩的现场静载试验资料, 提出了按土层中的摩擦桩来计算昔格达岩层中灌注桩承载力的计算模式, 并得出了相应的计算公式, 通过验证, 此计算方法可用于昔格达岩层中灌注桩承载力的计算.

关键词: 昔格达岩层; 软岩; 灌注桩; 承载力; 计算方法

中图分类号: TU473.12

文献标识码: A

1 引言

昔格达岩层原名“混旦层”, 1958 年, 根据昔格达村实际出露地点的研究而统称“昔格达层”, 改岩层为半成岩状, 灰黑色, 裂隙较发育, 遇水易软化, 具有弱膨胀性, 强度极低, 属于极软岩类^[1]. 对工程性质不利的有机质和可溶盐均大大低于设计规范所要求的允许值 2% 和 8%. 昔格达岩层膨胀、收缩均较小, 各项指标均未达到膨胀岩土标准, 不属于膨胀土. 在区域地质调查中, 昔格达组被广泛用来代表安宁河、金沙江、大渡河、雅砻江河谷覆盖在第三系之上的一套河湖相地层.

对于类似昔格达组这样工程性质的地层, 计算其中桩基承载力时, 是把该组地层视为软质岩石, 还是视为土? 探讨这个问题是很有现实意义的. 昔格达组的饱和单轴抗压强度介于 0.3~0.5 MPa, 当前岩石和土的分级一个无下限, 一个无上限, 若按岩石分级可定为极软岩, 若按土的软硬程度分就可以定为极硬土, 这充分说明这种岩土体性质比一般土和岩石都复杂, 目前对其认识还不成熟^[2,3], 而按

不同的分类结果, 所采用的计算模式及计算结果将有很大的差异. 现行规范对极软岩中的桩基未有明确完整的计算方法, 这给在昔格达岩层中桩基的设计带来了很大的困难. 本文在总结前人经验的基础上, 考虑昔格达岩层特殊的工程性质, 提出了该岩层中灌注桩承载力的计算公式, 期望对广大设计人员会有所裨益.

2 承载力计算方法分析

对于软岩中的嵌岩桩的承载力, 目前尚无适宜的成熟计算公式. 现行规范在计算嵌岩段的侧阻力和端阻力时, 均由嵌岩深径比 hr/d 和岩石单轴抗压强度确定^[4~7]. 对大部分的中风化及微风化岩石而言, 其岩石饱和单轴极限抗压强度值一般不会小于 10 MPa, 这使得规范中的嵌岩段的侧阻力计算值显得比较可观. 在嵌岩深度比适宜时, 嵌岩深度每增加 1.0 m, 其提供的摩阻力可相当于 20 m 左右的一般粘性土所能提供的摩阻力. 然而对于较坚硬的岩石, 已有的研究表明传递到桩端的应力随嵌岩深度增大而递减, 当嵌岩深度达到 5 d 时, 传递到桩端的

收稿日期: 2006-05-11

基金项目: 交通部西部交通建设科技项目(200331880055)

作者简介: 赵春彦(1980-), 男, 河南唐河人, 同济大学在读博士研究生, 从事桩基和土工技术的研究.

中国知网 <http://www.cnki.net>

应力接近于零,为此,引入端阻力修正系数,且规定 $h_r/d \geq 5$ 时取端阻为零.而对于类似昔格达岩层这样的极软岩,在天然状态下的单轴极限抗压强度低于 1MPa,饱和后的强度更低,用现行规范在计算该岩层嵌岩段的侧阻力和端阻力时,与实测值相差极大.另外,岩石单轴抗压强度是在无侧限条件试验出来的,这与处在三向受力的应力状态下不同.根据大量的实测资料、室内三轴试验结果的统计分析 & 理论计算,这类岩石在低围压下,地面 15 m 以下岩体所能承受的压力一般为天然单轴抗压强度的 1.5~2 倍^[8].对于大多数嵌岩桩而言,这样深度的岩石并不少见.说明围压对岩石强度影响十分明显,仅仅按岩石单轴抗压强度经过换算而得到嵌岩桩的端承力,对桩端岩体的受力状态考虑不足,得到的结果与实测值往往存在着较大的误差,因而这种方法实际上并不合理.再次,已有的研究表明,软岩嵌岩桩的端阻力当嵌岩比 $h_r/d \geq 5$ 后仍能发挥.如刘松玉^[9]等提出,泥质软岩地区嵌岩桩的嵌岩深度可适当加深至 7 d;黄绍铿^[10]等人指出:软岩强度较低时,其最大嵌岩深度为 10 d,强度较高时,最大嵌岩深度可降至 8 d,当强度与硬岩相当时,其最大嵌岩深度即为 5 d.昔格达岩层中的静载试验研究也表明,当嵌岩深度达 17.5 d 时,桩端阻力仍占总阻力的 14.4%,这说明对泥质软岩的嵌岩深度不能一概而论.

综上所述,用现行规范中计算嵌岩桩的公式来计算类似昔格达组泥质软岩中的嵌岩灌注桩单桩承载力与实测值存在着较大的误差.

蒋治和^[11]等人提出对嵌岩桩软岩的侧阻和端阻进行修正,建议在《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)嵌岩桩计算公式中,引入一项软岩的发挥系数 Ψ_r .并从工程试桩的分析对比,以及岩块的三轴试验、岩石原位强度试验和单轴抗压强度的比较及综合分析认为 Ψ_r 采用 1.4~2.2 比较合适.但对于昔格达岩层,这样的修正并不可行,一方面由于岩土体的时空变异性, Ψ_r 的取值不能照搬;另一方面是试验显示该岩层中的嵌岩深度大于 5 d 时,端阻力仍有发挥,规范中规定 $h_r/d \geq 5$ 时取端阻为零与该岩层的实际受力状况并不相符.

3 承载力计算模式探讨

本着为西攀地区公路建设服务的目的,采用《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ024-85)中的

方法对昔格达岩层中嵌岩灌注桩的承载力进行计算分析和比较,此规范中的计算方法如下:

(1) 摩擦桩中钻(挖)孔灌注桩单桩轴向受压容许承载力的公式为:

$$[P] = \frac{1}{2} (U l \tau_p + A \sigma_R) \quad (1)$$

式中 $[P]$ ——单桩轴向受压容许承载力(kN);

U ——桩的周长(m),按成孔直径计算,无试验资料时,成孔直径按下列规定采用:

- ① 旋转钻按钻头直径增大 3~5 cm;
- ② 冲击钻按钻头直径增大 5~10 cm;
- ③ 冲抓钻按钻头直径增大 10~20 cm;

——桩在局部冲刷线以下的有效长度(m);

A ——桩底横截面面积(m^2);用设计直径(钻头直径)计算;但当采用换浆法施工(即成孔后,钻头在孔底继续旋转换浆)时,则按成孔直径计算;

τ_p ——桩壁土的平均极限摩阻力(kPa),可按下式计算:

$$\tau_p = \frac{1}{l} \sum \tau_i l_i$$

n ——土层的层数;

l_i ——承台底面或局部冲刷线以下各土层的厚度(m);

τ_i ——与 l_i 对应的各土层与桩壁的极限摩阻力(kPa);

σ_R ——桩尖处土的极限承载力(kPa),可按下式计算:

$$\sigma_R = 2 m_0 \lambda \{ [\sigma_0] + k_2 \gamma_2 (h - 3) \}$$

$[\sigma_0]$ ——桩尖处土的容许承载力(kPa),

h ——桩尖的埋置深度(m),对于有冲刷的基础,埋深由一般冲刷线算起;对无冲刷的基桩,埋深由天然地面线或实际开挖后的地面线起算; h 的计算值不大于 40 m,当时大于 40 m,按 40 m 计算,或按试验确定其承载力;

k_2 ——地面土容许承载力随深度的修正系数;

γ_2 ——桩尖以上土的容重(kN/m^3);

λ ——修正系数;

m_0 ——清底系数.

(2) 支承在基岩上或嵌入基岩内的钻挖孔桩、沉桩和管柱的单桩轴向受压容许承载力 $[P]$,可按下式计算:

$$[P] = (c_1 A + c_2 U h) R_a \quad (2)$$

式中 $[P]$ ——单桩轴向受压容许承载力(kN);

R_a ——天然湿度的岩石单轴极限抗压强度

(kPa), 试件直径为 7~10 cm, 试件高度与试件直径相等;

U —桩嵌入基岩部分的横截面周长(m), 对于钻孔桩和管桩按设计直径采用;

h —桩嵌入基岩深度(m), 不包括风化层;

c_1, c_2 —根据清孔情况、岩石破碎程度等因素而定的系数.

本文采用安宁河流域浦坝桥位和攀枝花地区新九工点昔格达岩层中的灌注桩静载试验资料进行承载力计算和分析. 各试桩成桩情况如表 1 所示. 其中 1#、2# 桩为浦坝试验工地的试桩, 此场地处有覆盖层, 但对其做了良好的隔离, 并适当考虑了该覆盖层对承载力的影响, 其它各桩为新九试验工点的试桩, 此场地处昔格达岩层出露, 并无覆盖层. 计算结果如表 3 所示. 表中在求单桩轴向极限承载力时, 与容许承载力的换算关系如下式所示:

$$R = 2[P] \quad (3)$$

式中 R 为单桩轴向极限承载力, $[P]$ 为单桩轴向容许承载力.

表 1 各试桩成桩基本情况

桩号	成孔方式	实际桩径 (m)	实际嵌岩深度 (m)
1	冲击成孔	0.90	15.98
2	冲击成孔	0.90	17.70
3	人工挖孔	0.80	6.02
4	人工挖孔	0.80	8.99
5	人工挖孔	0.80	12.00

表 2 单桩轴向极限承载力计算值与试验建议值(单位:kN)

桩号	1	2	3	4	5
式(1)	4757.0	3273.9	1842.4	2020.8	4851.9
式(2)	2125.4	2781.0	1314.0	1002.2	1259.6
试验建议值	11800	9400	2400	3300	9800

由计算结果可知, 式(1)的计算值比式(2)更接近于试验建议值并随嵌岩深度的增加呈现出一定的规律性. 这说明按土层中的摩擦桩计算昔格达岩层中单桩承载力比按嵌岩灌注桩来计算更为合理, 其原因如前所述. 另外, 与硬质岩石不同, 软岩的抗剪强度既受控于内摩擦角 ϕ , 又受控于粘聚力 c , 因此, 从计算模式而言, 按摩擦桩单桩轴向受压承载力公式计算昔格达岩层中的嵌岩桩在理论上是可以接受的.

4 承载力计算公式的提出及其验证

中国知网 <https://www.cnki.net>
 本文在对昔格达岩层中嵌岩灌注桩承载特性

分析和总结前人经验的基础上, 结合昔格达岩层中桩基的静载荷试验及室内试验资料, 对《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ024-85)中计算摩擦桩单桩轴向受压承载力的公式为进行了修正, 提出昔格达岩层中单桩轴向容许承载力的计算公式如下:

$$[P] = \frac{1}{2} \Psi (Uh\tau_p + A\sigma_R) \quad (4)$$

式中 h —桩的嵌岩深度;

Ψ —单桩嵌岩深度修正系数, 其取值可按下式计算:

$$\Psi = 0.894 e^{0.0656h}$$

其它各参数含义同式(1).

采用式(4)对昔格达岩层中灌注桩进行承载力计算时, 安全系数仍取为 2, 即单桩极限承载力与容许承载力的换算关系仍按式(3)采用.

公式(4)既吸取了前人的研究成果, 又考虑了昔格达岩层中灌注桩承载特性的特殊性, 具有自己的特色.

表 3 昔格达岩层中桩基设计参数建议值

地层代号	分布地区	岩土名称	风化程度	天然密度 (g/cm ³)	桩尖处土的容许承载力 [σ ₀] (kPa)	平均极限侧阻力 τ _p (kPa)
NQ ₆	安宁河流域	泥质粉砂岩	强风化	19.5	900	50
			弱风化	20.0	1000	90
		泥岩	强风化	18.6	900	40
			弱风化	20.0	1000	80
攀枝花地区	泥质粉砂岩	强风化	20.0	800	140	
		泥岩	强风化	18.0	800	100

利用公式(4)对安宁河流域浦坝桥位及攀枝花地区新九工点的试桩进行单桩承载力的计算, 根据现场地质勘察及室内试验资料, 昔格达岩层中桩基的设计参数建议按表 3 取值. 计算结果及与试验建议结果的比值列于表 5 中. 从表中可以看出计算值与试验值符合较好.

表 4 试桩极限承载力计算结果与对比

桩号	极限承载力试验建议值(kN)	极限承载力计算值(kN)	试验值/计算值
1	11800	12132	0.97
2	9400	9334	1.01
3	2400	2444	0.98
4	3300	3259	1.01
5	9800	9532	1.03

5 结论

将昔格达岩层中的灌注桩按嵌岩桩进行设计会徒然造成浪费并增加施工难度,而按土层中的摩擦桩来计算昔格达岩层中灌注桩承载力的计算模式是比较合理的,建议采用式(4)来计算昔格达岩层中灌注桩的承载力,该方法在总结前人经验的基础上,充分考虑了该岩层特殊的工程性质以及灌注桩在该岩层中的承载性状,通过了理论分析和试验验证,能较好地反映工程的实际情况,因而能适用于昔格达岩层中的灌注桩基承载力的计算.此研究成果可推广应用到类似昔格达岩层中桩基础的设计.这对于广大土木设计工作者来说,无疑具有重要的意义.

参考文献:

[1] 张永治.攀西地区昔格达土综述[J].攀枝花大学学报.

1995,12(2):75~78.

- [2] 黄宇心.南宁盆地泥岩的工程性质及其承载力问题的探讨[J].广西土建筑.1996,21(3):114~117.
- [3] 张永双,曲永新.硬土~软岩的厘定及其判别分类[J].地质科技报.2000,19(1):77~80.
- [4] GB 50007-2002,建筑地基基础设计规范[S].
- [5] JTJ024-85 公路桥涵地基与基础设计规范[S].
- [6] TB10002.5-99 铁路桥涵地基和基础设计规范[S].
- [7] JGJ94-94,建筑桩基技术规范[S].
- [8] 刘利民,舒翔.桩基工程的理论进展与工程实践[M].北京:中国建筑工业出版社,2002.
- [9] 刘松玉,季鹏,韦杰,等.大直径泥质软岩嵌岩灌注桩的荷载传递性状.岩土工程学报[J].1998,20(4):58~61.
- [10] 黄绍铨,叶琼瑶.三轴应力状态下软岩嵌岩桩荷载传递及破坏模式的试验研究.桩基设计施工与检测[A].北京:中国建材工业出版社,2001.
- [11] 蒋治和,申利剑.嵌岩桩软岩侧阻与端阻的修正[J].工程勘察.2002(2):46~49.

Research on Calculating Methods of Cast-In-Situ Piles in Xigeda-Rock

ZHAO Chun-yan¹, WU Xing-xu², ZHUANG Wei-lin³

(1. Key Laboratory of Road and Traffic Engineering of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 201804; 2. School of Civil Eng., Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031; 3. Inst. of Highway Survey and Design, Department of Transportation of Sichuan Province, Chengdu 610041, China)

Abstract: The Xigeda-terrane is a kind of extreme soft rock. There are no specific and intact calculating methods among present regulations, which causes many difficulties for us to design piles in Xigeda-terrane. The paper analyzes the short-comings of present calculating methods of bearing capacity of pile foundation. On the grounds of summarizing the previous experience, considering bearing properties of cast-in-situ piles in Xigeda-terrane and combing materials of in-house experiment and static test of cast-in-situ piles in this kind of terrane, the author puts forward the calculating pattern of the bearing capacity of cast-in-situ piles in Xigeda-terrane according to the calculating mode of friction piles in soil and brings forward the corresponding calculating formula. By test, this calculating methods can be applied to the calculation of the bearing capacity of cast-in-situ piles.

Key words: Xigeda-terrane; soft rock; cast-in-situ piles; bearing capacity; calculating methods