

两阶段变刚度桩筏基础承载力可靠度分析 及其在高层建筑基础的应用

林树枝¹ 郭天祥² 冯新建³ 汪亚建²

(1. 厦门市建设与管理局 福建厦门 361003) (2: 厦门新区建筑设计院 福建厦门 361012;
3. 厦门大学建筑与土木工程学院 福建厦门 361005)

[摘要] 通过建立承载力计算的极限状态方程,结合工程实例,运用可靠度理论,对两阶段变刚度桩筏基础的承载力进行了可靠度分析与验证,对其安全系数指标和可靠度指标的关系进行了研究分析,得到了基于概率极限状态设计方法即现行规范《建筑结构可靠度设计统一标准》的可靠度指标,验证了采用安全系数法作为两阶段变刚度桩筏基础承载力验(计)算方法的合理性。

[关键词] 两阶段变刚度 桩筏基础 安全度 可靠度

The Reliability Analysis for the two Phase Varying Stiffness Composite End - bearing Pile Foundation and its Application on High - rise Buildings

Abstract: In this paper the reliability for the bearing capacity of the two phases varying stiffness pile - raft foundation was analyzed by means of the establishment of limit state formula. The relationship between the safety and reliability was studied in details. The reliability index based on the probability limit state design method was obtained. It was verified that using the safety coefficient method as a computing method for the two phases varying stiffness pile - raft foundation is reasonable. This research is with great value to the pile foundation design for buildings.

Key words: Two phase varying stiffness; Pile - raft foundation; Safety; Reliability

1 引言

两阶段变刚度桩筏基础的设计方法是在沉降控制基础上,采用安全系数法对其承载力进行验算以最终评估其承载能力的主要方法。该方法已在厦门地区多个高层建筑的基础工程中有成功实践。安全系数法是基于传统工作应力的经验方法,对于按概率极限状态设计准则而言,该法不能反映具体工程的失效概率。安全系数取值 $K > 2.0$ 时,对应的可靠度指标是否在规范允许的范围内,尚有进一步探论的必要。

在建立承载力极限状态方程时,本文采用汉森魏锡克公式计算天然地基极限承载力。工程实践表明,汉森魏锡克公式计算得到天然地基极限承载力与实际相比偏大较多,本文提出修正系数 η 用以修正汉森魏锡克公式得到的天然地基极限承载力,使其可靠度指标更符合实际。

2 两阶段变刚度桩筏基础承载力的计算方法简介^[1-3]

常规意义上的复合桩基中通常先由桩承担上部结构荷载,当上部结构荷载超过桩的极限承载力时,桩随即发生向下刺入,与此同时桩基始终承担相当于单桩极限承载力的荷载,其余的荷载由桩间土来承担。但是对于端承桩,由于桩自身的刚度极大(刺入变形很小),桩与桩间土的变形难以协调,难以形成端承桩与地基土共同承载的复合桩基机制。为解决

此问题,林树枝教授、郭天祥总工提出了两阶段变刚度复合桩基的设计概念。其思路就是通过桩基础顶部安装刚度调节器,解决端承桩和地基土的变形协调问题,将复合桩基的应用范围拓展到端承桩领域,形成桩土共同作用的承载机制,进而提出两阶段变刚度桩筏基础的设计方法。

两阶段变刚度桩筏基础的工作状态分为两个阶段。第一阶段为桩基础“小刚度”阶段,通过在桩顶安装变形调节器,将桩的支承刚度调节到一个合适的量值,桩基础和地基土可以协调变形共同工作,形成广义的复合桩基受力机制。该阶段上部荷载主要由地基土承担,桩筏基础的沉降量较大。第二阶段为桩基础“大刚度”阶段。该阶段地基土承担的荷载已经接近或达到设计允许值,或者桩筏基础的变形量已不允许地基土继续承载,这时将变形调节器的空腔采用高强材料填充密实,变形调节器退出工作,桩基础的支承刚度达到大刚度水平,后续增加的荷载主要由桩来承担,该阶段为桩基础主要承载阶段。

两阶段变刚度桩筏基础的整体安全度可以采用文献[2]、[4]得到如下:

$$K = \frac{Q_u}{Q} = \frac{1}{\zeta} + 2.5 \times \left(1 - \frac{\xi}{\zeta}\right) \Psi \geq 2.0 \quad (1)$$

式中 ζ 、 ξ 分别为单桩极限承载力和天然地基极限承载力的利用系数; Ψ 为天然地基承载力的满足率,应当注意到,一般把 $\Psi \geq 0.5$ 作为两阶段变刚度桩筏基础的适用条件;

作者简介:林树枝,男,1963.5出生,工学博士,教授级高工、教授、博士生导师, shuzhilin@hotmail.com

亦即在满足式(1)的情况下,可以认为其承载力极限状态满足要求,该方法称为两阶段变刚度桩筏基础承载力验(计)算的安全系数法。

3 基于规范的以概率理论为基础的极限状态设计方法和可靠度指标^[5]

以往采用的半概率极限状态设计方法,仅在荷载和材料强度的设计取值上分别考虑了各自的统计变异性,没有对结构构件的可靠度给出科学的定量描述。这种方法常常使人误认为只要设计中采用了某一种给定安全系数,结构就能百分之百的可靠,将设计安全系数与结构可靠度简单地等同了起来。而以概率理论为基础的极限状态设计方法则是以结构失效概率来定义结构可靠度,并以与结构失效概率相对应的可靠指标 β 来度量结构可靠度,从而能较好地反映结构可靠度的实质,使设计概念更为科学和明确。

根据《建筑结构可靠度设计统一标准》第 3.0.8 条和第 3.0.9 条可知:

结构按极限状态设计应符合下列要求: $g(X_1, X_2, \dots, X_n) \geq 0$ 。

结构构件的可靠度宜采用可靠指标度量。结构构件的可靠指标宜采用考虑基本变量概率分布类型的一次二阶矩方法进行计算。结构构件的失效概率与可靠指标具有下列关系: $p_f = \Phi(-\beta)$ 。

对于一般高层建筑的基础,根据规范,为其承载力极限状态的可靠指标 $\beta \geq 3.2$ 。

4 两阶段变刚度桩筏基础承载力的可靠度分析^[6-8]

4.1 天然地基极限承载力计算

对天然地基极限承载力计算有普朗德尔公式、赖斯纳公式、太沙基公式以及汉森魏锡克公式,本文采用汉森魏锡克公式进行计算天然地基极限承载力。

$$f_{cu} = cN_c S_c i_c d_c g_c b_c + qN_q S_q i_q d_q g_q b_q + 0.5\gamma b N_\gamma S_\gamma i_\gamma d_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (2)$$

式中 N_c, N_q, N_γ ——与 φ 有关的承载力系数

S_c, S_q, S_γ ——基础形状修正系数

i_c, i_q, i_γ ——荷载倾斜修正系数

d_c, d_q, d_γ ——基础埋深修正系数

g_c, g_q, g_γ ——地面倾斜修正系数

b_c, b_q, b_γ ——基底倾斜修正系数

当仅考虑竖向中心荷载时,且不考虑基础形状修正,式(2)变为:

$$f_{cu} = cN_c d_c + qN_q d_q + 0.5\gamma b N_\gamma \quad (3)$$

4.2 单桩极限承载力计算

对单桩极限承载力计算可用公式

$$Q_{pu} u \sum q_{sik} l_i + q_{pk} A_p \quad (4)$$

式中 u_p ——桩身周长

q_{sik} ——桩周第 i 层土的极限侧阻力标准值

l_i ——桩穿越第 i 层土的厚度

q_{pk} ——桩端土的极限端阻力标准值

A_p ——桩端面积

4.3 桩筏基础承载力计算

以该设计方法为计算基础,设置变形调节装置桩筏基础的承载力可由下式表示:

$$R = f_{cu} A + n Q_{pu} \quad (5)$$

式中 f_{cu} ——承台底地基土极限承载力

Q_{pk} ——单桩极限承载力

4.4 桩筏基础承载力极限状态方程

将(3)、(4)式代入(5)式,可得极限状态方程为:

$$(cN_c d_c + qN_q d_q + 0.5\gamma b N_\gamma) A + n(u \sum q_{sik} l_i + q_{pk} A_p) - S_G - S_L = 0 \quad (6)$$

式中 S_G, S_L ——分别为恒载和活载标准值

根据《建筑桩基技术规范》JGJ94-2008 第 5.3.6 条,大直径桩单桩极限承载力标准值按下式计算:

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u \sum \varphi_{si} q_{sik} l_i + \varphi_p q_{pk} A_p \quad (7)$$

其中 $\varphi_{si} = (0.8/d)^{1/5}$, $\varphi_p = (0.8/D)^{1/4}$

将经过大直径修正的单桩极限承载力代入到极限状态方程(6)中,得到大直径桩的极限状态方程:

$$(cN_c d_c + qN_q d_q + 0.5\gamma N_\gamma) A + n(u \varphi_{si} \sum q_{sik} l_i + \varphi_p q_{pk} A_p) - S_G - S_L = 0 \quad (8)$$

式(8)中桩身几何参数、土层厚度、土层容重及承台尺寸等参数统计后的变异性很小,可视为确定的参数,则基本变量有: $c, \varphi, q_{sik}, q_{pk}, S_G, S_L$, 且各基本变量之间相互独立。根据《建筑结构统一标准》,恒载 S_G 服从 $N(1.060G_k, 0.074G_k)$, 变异系数 $\delta_c = 0.07$, 活载 S_L 服从极值 I 型分布,其均值 $\mu_L = 0.406L_k$, 变异系数取 $\delta_L = 0.29$ 。其中除活载 S_L 服从极值 I 型分布,其余变量都服从正态分布。可利用(8)式求解复合桩基可靠度指标,分析可靠度指标与安全系数 K 之间的关系。

4.5 桩筏基础承载力可靠度分析

为了与定值分析方法比较,建立如下模型:某工程采用设置变形调节装置的桩筏基础,采用 9 根冲孔灌注桩基础,桩距径比 $S_d/d = 5$, 筏板尺寸为 $15d \times 15d$, 如图 1 所示。水文地质条件采用厦门新景·七星公馆项目的水文地质条件。上部恒载 $G_k = 173995\text{kN}$, 活载 $L_k = 19330\text{kN}$ 。桩长及桩端持力层如图 2 所示。

为了研究在安全系数满足 $K \geq 2.0$ 时,复合桩基的可靠度指标是否自动 $\beta \geq 3.2$, 所以模型采用的桩径从 $0.6\text{m} \sim 1.3\text{m}$ 变化,得到不同的安全系数和不同的可靠度,结果如下所示:

表 1 不同桩径、筏板面积下的安全度和可靠度

桩径 d	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.1	1.2	1.3
筏板面积 A	81	110	144	182	225	272	324	380
安全系数 K	1.15	1.54	2.00	2.52	3.13	3.81	4.57	5.43
可靠度指标 β	0.84	2.55	3.99	5.13	6.07	6.84	7.50	8.07

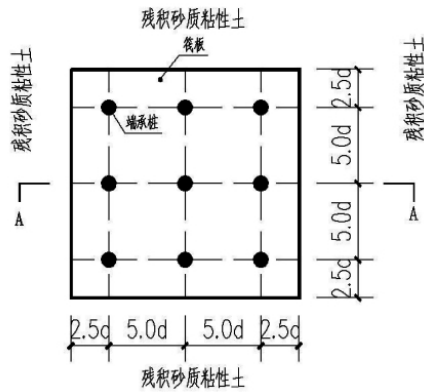


图1 筏板尺寸示意图

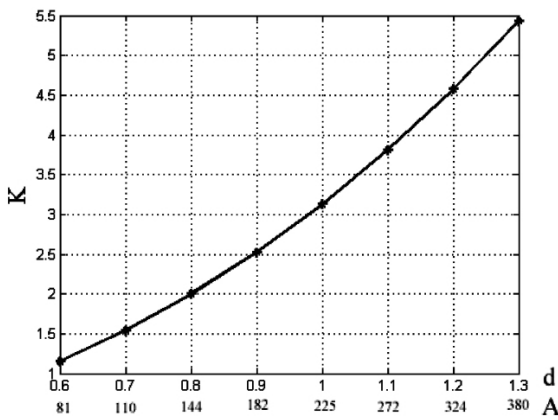


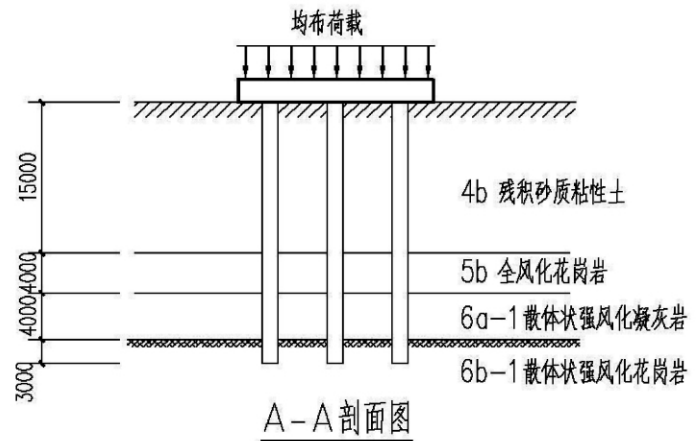
图3 不同桩径d、承台面积A对安全度的影响

由图3和表1中可以得到,随着桩径d和承台面积A的增大即随着安全系数K的增大,可靠度指标也不断增大。由图4可以得到安全系数K与可靠度指标β的关系。两者成单调递增关系,当安全系数满足 $K \geq 1.73$ 时,可靠度指标 $\beta \geq 3.2$ 。由此可以定性得到,两阶段变刚度桩筏基础承载力设计时,只要保证安全系数满足设计要求 $K \geq 2.0$ 时,桩筏基础的可靠度自动满足设计要求 $\beta \geq 3.2$ 。即两阶段变刚度桩筏基础承载力设计时,只需要按安全系数法设计,无须另行考虑可靠度设计。

5 工程实例可靠度分析

5.1 工程概况与水文地质条件

新景·七星公馆项目位于厦门市七星路西侧,体育路北



A-A剖面图

图2 桩筏基础剖面图

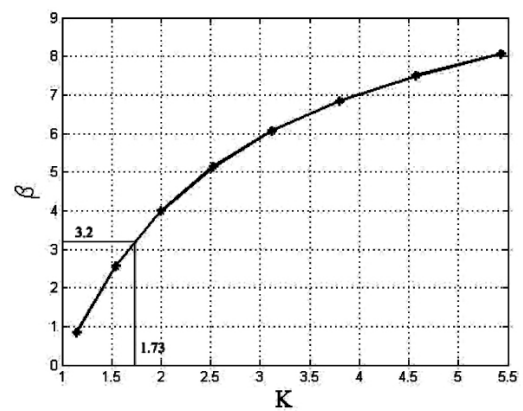


图4 安全度与可靠度之间的关系

侧。总建筑面积为148439m²,本工程设两层地下室,地上由1#~5#楼高层住宅及部分商业组成。其中1#楼地上32层,建筑高度99.50米,采用剪力墙结构;

5.2 基础设计

原设计1#楼采用的基础型式为常规冲孔灌注桩基础,桩径为1100、1200mm,共布桩89根,桩端持力层为中风化花岗岩,有效桩长约35米。桩基的布置基本上沿剪力墙下布置,承台按照墙下梁式承台布置;该项目于2011年3月开始施工,在基坑开挖过程中,1#、2#楼位置揭露了大量的孤石。建设单位考虑到施工周期的原因,建议对1#楼基础进行优化设计,并于2011年3月委托检测单位进行了1#、2#范围基底持力层-残积砂质粘性土层的浅层载荷板试验。

表2 七星公馆岩土的物理力学性质指标

岩土层名称	地层代号	γ (kN/m ³)	E_0 (MPa)	f_{ak} (kPa)	μ_c (kPa)	φ_k (kPa)	μ_{qsik} (kPa)	δ_{qsik}	μ_{qpk} (kPa)	δ_{qpk}
杂填土	1-1	18.5			0	35	25			
素填土	1-2	17.5		90	15	12	30			
淤泥	2	16		90	10	1.3	15			
粉质粘土	3	19	15	50	27	21	35			
凝灰岩残积粘性土	4a	19	13	210	22	15	35			
残积砂质粘性土	4b	19	17	210	25	22	40	0.219	1500	
全风化凝灰岩	5a	19.5	32	230	28	23	80	0.161	2300	
全风化花岗岩	5b	20	35	300	26	28	90	0.177	2700	
散体状强风化凝灰岩	6a-1	20.5	60	350			95	0.147	2900	
散体状强风化花岗岩	6b-1	21	70	450			110	0.205	3200	0.154
碎块状强风化凝灰岩	6a-2	22.5	90	500			120	0.133	6000	0.187
碎块状强风化花岗岩	6b-2	22.5	90	700			130		6500	

注: $\delta_c = 0.51$; $\delta_\varphi = 0.33$;

根据上述情况,设计对1#楼基础方案进行了调整,1#楼采用两阶段变刚度复合桩基桩筏基础,桩顶设置变形协调器,由桩和筏板下地基土共同承担上部荷载。桩体采用冲孔灌注桩,桩径900mm,桩端持力层为散体桩强风化花岗岩,共布桩68根。承台底持力层为残积砂质粘土层,其承载力特征值根据载荷试验取350kPa。筏板尺寸为52m×24m,厚度1800mm。

5.3 可靠度校核

按调整后的方案,桩筏基础可以满足承载力和沉降的要求,桩与土分担的荷载分别为30%和70%,相关的参数代入公式(1)得到承载力安全系数为6.3。

本文采用《建筑结构可靠度设计统一标准》建议的一次二阶矩JC验算点法进行编程,将上述统计值按不同的概率分布类型编制相应的Matlab计算程序。将各参数代入极限状态方程(8)式进行求解,可算出可靠度指标 $\beta=9.57$ 。显然该例中可靠度验算值远大于目标可靠度指标值 $\beta=3.2$ 。

5.4 天然地基极限承载力修正

在进行可靠度计算时,采用了汉森魏锡克公式来计算得到天然地基极限承载力 $f_{u1}=2769\text{kPa}$;而本工程于2011年3月委托检测单位进行了1#楼范围基底持力层—残积砂质粘性土层的浅层载荷板试验,得到基底持力层残积砂质粘性土层的地基承载力特征值为350kPa,经过宽深修正后的地基承载力特征值 $f_a=470\text{kPa}$ 。从而得到天然地基极限承载力 $f_{u2}=2.5f_a=2.5\times 470=1175\text{kPa}$ 。

可以看出,采用汉森魏锡克公式和采用浅层载荷板试验得到的天然地基极限承载力相差很大,采用汉森魏锡克公式得到的天然地基极限承载力偏大,不准确。因此按采用汉森魏锡克公式的极限状态方程所得到的可靠度指标比实际值偏大。对于这个问题,本文提出修正系数 η 对汉森魏锡克公式进行修正,得到基于浅层载荷板试验而又包涵土体 c, φ 信息的修正汉森魏锡克公式:

$$f_{cu} = \eta (cN_c d_c + qN_q d_q + 0.5\gamma b N_\gamma) \quad (9)$$

式中 $\eta = f_{u2}/f_{u1}$, f_{u2} 为浅层载荷板试验得到的天然地基极限承载力, f_{u1} 为汉森魏锡克公式得到的天然地基极限承载力。

将修正的汉森魏锡克公式(9)代入极限状态方程(8),得到 $\eta (cN_c d_c + qN_q d_q + 0.5\gamma b N_\gamma) A + n (u\varphi_{si} \sum q_{sik} l_i + \varphi_p q_{pk} A_p) - S_c - S_L = 0$

对本工程按极限状态方程(10)重新计算,得到的桩筏基础的可靠度指标为 $\beta=8.13$ 仍然远大于规范要求的3.2,显

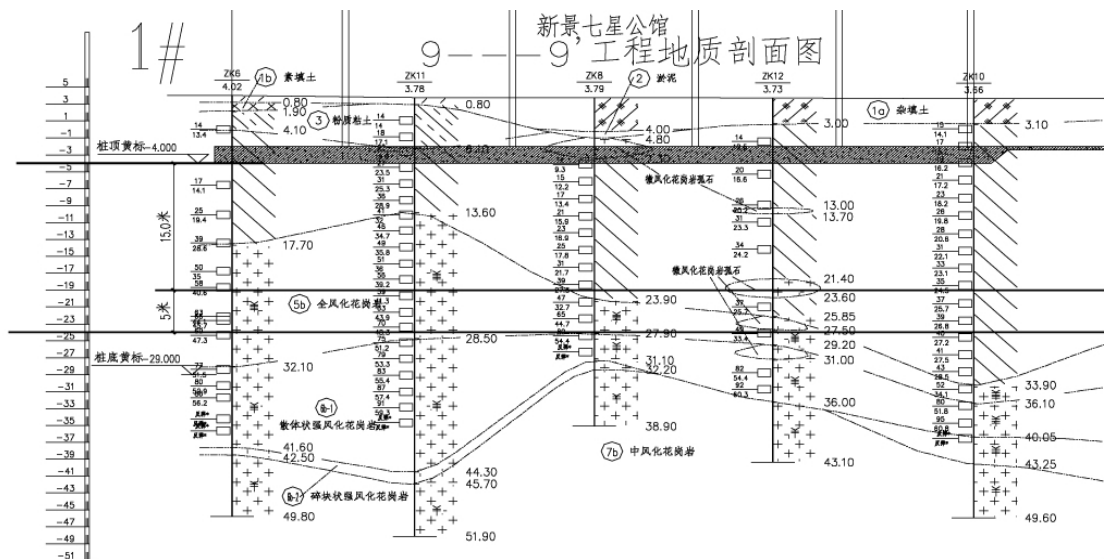


图5 1#楼工程地质剖面图

然该桩筏基础的承载力具有较大的可靠度。

6 结论

本文从桩顶设置变形调节装置的两阶段变刚度设计复合桩基新方法出发,结合工程实例对该设计方法应用承载力的极限状态方程进行可靠度的校核和分析,得出结论如下:

(1) 采用传统的安全系数法设计的两阶段变刚度桩筏基础,只要满足安全系数,就可以保证桩筏基础的承载力可靠度满足规范要求,无须另行对桩筏基础的可靠度进行验证。

(2) 采用汉森魏锡克公式得到的天然地基极限承载力比浅层载荷板试验得到的天然地基极限承载力大很多,因此按采用汉森魏锡克公式的极限状态方程所得到的可靠度指标比实际值偏大。对于这个问题,本文提出修正系数,对汉森魏锡克公式进行折减,得到基于浅层载荷板试验而又包涵土体信息的修正汉森魏锡克公式,应用该公式进行桩筏基础承载力可靠度计算与实际更相符。

应当注意到,两阶段变刚度桩筏基础的设计,其承载力可靠度满足规范要求的条件下,同样要求其沉降计算满足规范要求,即两阶段变刚度桩筏基础的设计必须满足承载力和沉降双控条件。

参考文献

- [1] 郭天祥,林树枝. 桩顶设置弹性支座的端承桩复合桩基的设计及应用[J],福建建设科技,2010;(1):11-14.
- [2] 宰金珉. 复合桩基理论与应用. 北京:知识产权出版社[M],中国水利水电出版社,2004.
- [3] 林树枝,郭天祥,何波. 两阶段变刚度端承桩复合桩基的设计及应用[J],福建建筑,2010;(5):1-4.
- [4] 高大钊. 21世纪高层建筑基础工程——高层建筑桩基础的安全度与可靠度评价[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2000.
- [5] 中国建筑科学研究院. GB 50068-2001 建筑结构可靠度设计统一标准[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2001.
- [6] 宰金珉,陆舟,黄广龙. 按单桩极限承载力设计复合桩基方法的可靠度分析[J]岩土力学,2004,25(9):1483-1486.
- [7] 陆舟,宰金珉,朱骏. 复合桩基承载力可靠度分析与工程应用[J],工程建设与设计,2003,(11):3-6.
- [8] 陆舟. 复合桩基可靠度研究[D]. 南京工业大学,2004.