

高应变测试法中弹限取值的研究及工程应用

赵春风^{1,2}, 李尚飞^{1,2}, 张志勇³, 金政⁴, 鲁嘉^{1,2}

(1. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 200092 上海, tjzhchf@sohu.com; 2. 同济大学 地下建筑与工程系, 200092 上海; 3. 上海城建集团公司, 200122 上海; 4. 上海景瑞地产股份有限公司, 200041 上海)

摘 要: 为了掌握高应变动力测试单桩极限承载力中波形拟合法的应用, 对波形拟合法中桩土模型参数弹限的取值进行研究. 通过某地区现场动、静力试验, 获得了桩侧土摩阻力和桩土相对位移数据, 并对数据进行回归分析. 结果表明, 用双曲线拟合桩土间摩阻力与桩土间的相对位移关系是合适的, 在此基础上, 提出分层取弹限的方法, 用此方法获得的弹限值应用在实际工程测试计算中, 有效提高了高应变测试单桩极限承载力的精度.

关键词: 高应变动力测试法; 单桩极限承载力; 弹限; 波形拟合法

中图分类号: TU 443

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2011)02-0119-06

Study and engineering application of quake in high-strain dynamic test

ZHAO Chun-feng^{1,2}, LI Shang-fei^{1,2}, ZHANG Zhi-yong³, JIN Zheng⁴, LU Jia^{1,2}

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of the Ministry of Education, Tongji University, 200092 Shanghai, China, tjzhchf@sohu.com; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, 200092 Shanghai, China; 3. Shanghai Urban Construction Group Co., 200122 Shanghai, China; 4. Shanghai Jingrui Corporation Limited, 200041 Shanghai, China)

Abstract: In order to study application of waveform fitting method of high strain dynamic testing methods in testing vertical bearing capacity of single-egress analysising of the data of pile shaft resistance and corresponding pile-soil relative displacement. The analysis indicates that hyperbola can fit the relation of pile shaft resistance and the corresponding pile-soil relative displacement well. So a new method to gaining quake limit for stratified soil is designed. Applying the method to actual engineering, and achieved more reasonable results.

Key words: high strain dynamic testing method; ultimate bearing capacity of a single pile; quake; waveform fitting method

高应变实测曲线拟合法中, 桩侧弹性极限 S_q 和桩底弹性极限 S_b 两个参数对拟合桩的极限承载力有较大影响, 需要经常根据地质情况进行调整. 本文对它们的取值进行讨论, 并设计了现场足尺试验, 对各土层弹限值取法进行研究, 首先用双曲线对各层土桩侧摩阻力和桩土间的相对位移进行拟合, 在此基础上提出了依据各土层桩土相互作用, 按实际性状分层取弹限的方法, 通过实际工程实例验证了此法优于传统取弹限方法, 本文

对以后高应变检测技术的理论研究和实际应用都有着积极的意义.

1 高弹限的分析

弹限, 即弹性极限, 事实上是假定桩土耦合关系被简化为理想的弹塑性体时, 土对桩产生最大静阻力 R_0 时, 桩、土之间产生的可恢复相对位移, 也叫临塑位移^[1], 它是判定永久变形的依据, 因此也是能否得到精确的桩的极限承载力的重要参数. 而桩侧弹限与桩端弹限两者有所不同, 桩侧弹限以剪切变形为主, 桩端弹限以压缩变形为主. 一般情况下桩底弹限 S_b 要大于桩侧弹限 S_q . 目前,

收稿日期: 2009-05-02.

基金项目: 上海市重点学科建设资助项目(B308).

作者简介: 赵春风(1964—), 男, 教授, 博士生导师.

国内外流行的波动方程拟合程序所取土反力模型普遍是 60 年代初提出的 Smith 模型及其改进模型,为便于计算,假定桩周土为不动的理想刚体,桩身质点位移即是桩土间的相对变形;桩土作用关系也被简化为理想的弹塑性模型。

Smith 建议不分土层桩侧土和桩端土,弹限都取 2.54 mm,但土体在各种应力状态下都有塑性变形,可见弹限取 2.54 mm 不能与实际土性相吻合.大量试验也证明土的弹限值离散性很大,受土性、土类等诸多因素影响.如 Forehand 和 Reese^[2]建议对砂土取 1.3 ~ 5.1 mm;对粘土取 1.3 ~ 7.6 mm.由数据可看出,弹限取值的差异性明显的.拟合计算中往往没有考虑这种差异性,而是对所有桩侧土层取同一弹限值或者只是为了拟合质量数的要求而人为调整某些土单元的弹限值,这样取的弹限值并不能如实反映土体的性质,同时也给动测结果带来了随意性。

2 试 验

2.1 静载试验

为研究弹限的取值,笔者针对某工程,设计了足尺预制桩竖向静载荷试验.试桩桩号为 S1,为预制混凝土打入方桩,总桩长 14.0 m,入土桩长 13.5 m,桩截面为 500 m×500 m,桩端持力层为 ⑤-2 粉砂层.根据勘察资料,在桩齐平地位置 and 桩端及各主要土层分界面处桩身截面分别布置 4 个 YBJ50B 型振弦式应变计,且在较厚土层中加布,各布置断面埋深从地表面向下依次是 0、2.5、4.7、6.9、8.6、10.3、12 和 13.4 m,其目的除了得到桩的竖向承载力以外,同时对不同土层桩侧摩阻力和桩端阻力进行研究.桩位于土中的具体位置为:地面以下 0 ~ 2.5 m 为填土层①;2.5 ~ 6.9 m 为粘土层③;6.9 ~ 8.6 m 为亚粘土夹亚砂土层④;8.6 ~ 12.0 m 为粉砂土夹亚砂土层⑤-1;12.0 ~ 20.5 m 为粉砂层⑤-2.试验结果见图 1 ~ 4.

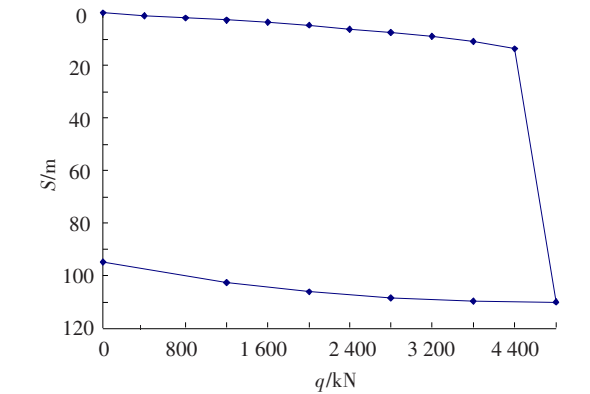


图 1 S1 试桩 $q-S$ 曲线

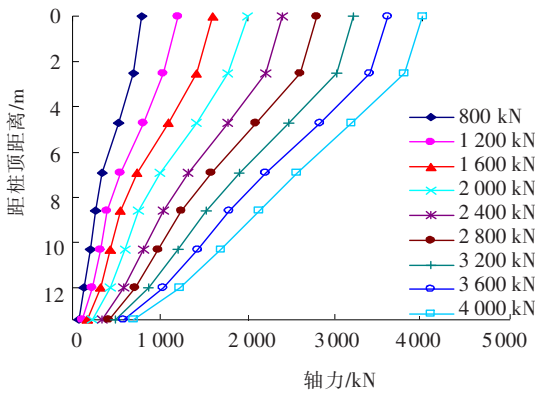


图 2 S1 试桩桩身轴力

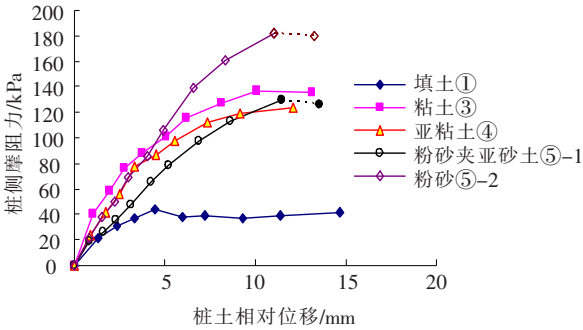


图 3 S1 试桩各层土中桩侧摩阻力与桩土相对位移关系

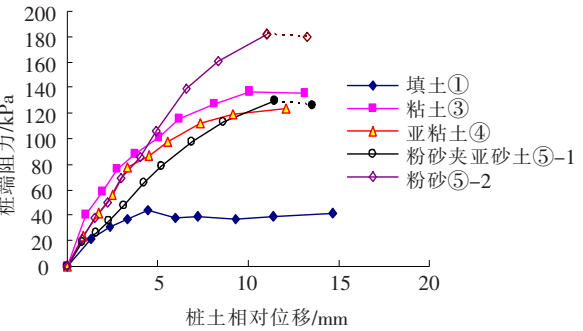


图 4 S1 试桩桩端阻力与桩土相对位移关系

由图 3、4 可以看出不同土层中桩侧摩阻力和桩端阻力与相应的桩土相对位移关系呈现明显的非线性关系.1971 年,Clough 等^[3]在盒式直剪仪上研究了砂与光滑混凝土接触面的剪应力-位移关系,提出了拟合接触面剪应力与切向位移 $\tau-\omega_s$ 之间关系的双曲线模式.本文对实测的桩侧土摩阻力 q 与桩土相对位移值 S 进行分析,并对各土层的 $S/q \sim S$ 做线性回归,得到如表 1 所示的相关系数。

由表 1 可以看出 $S/q \sim S$ 线性回归相关系数除桩端外,其余均大于 0.97,远大于置信水平为 95% 时相关系数的临界值 0.666.表明各层 $q-S$ 曲线比较接近于双曲线,可用双曲线进行拟合:

$$q = \frac{S}{a + bS} \quad (1)$$

式中: a, b 为常数参数,各层不一样,可通过实测

数据经最小二乘法统计得出.

表1 不同土层的 S/q 与 S 线性回归相关系数

土层编号	土层名称	线性回归相关系数
①	填土	0.994 5
③	粘土	0.996 1
④	亚粘土夹亚砂土	0.994 3
⑤-1	粉砂夹亚砂土	0.970 2
⑤-2	粉砂	0.975 2
桩端	粉砂	0.860 9

2.2 弹限研究

取弹限的通常做法,是对于土层均匀或较为简单的摩擦型短桩,根据静载荷试验 $q-S$ 曲线的陡降起始点所对应的沉降确定^[4]. 通过试验可看出,对于分土层来说这种方法并不适用. 文献[5]通过大量基桩的静载荷试验,得出桩的曲线可以近似地用双曲线拟合为

$$P = K_{\max}s/(1 + K_{\max}s/P_{\text{ult}}). \tag{2}$$

式中: $K_{\max}$ 为最大模量; P_{ult} 为桩顶沉降趋于无限大时的桩顶荷载,如图5所示.

令 $F_r = P_u/P_{\text{ult}}$, 由式(2)得

$$K_{\max} = P_u/[S_u(1 - F_r)]. \tag{3}$$

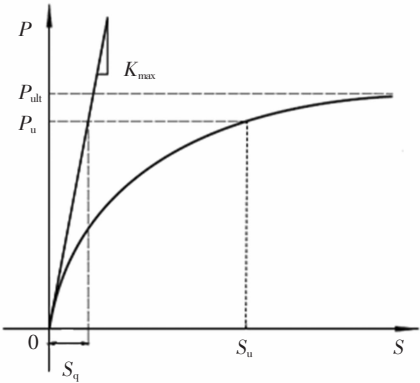


图5 桩静载试验的 $p-S$ 曲线

由弹限公式可知:

$$S_q = R_u/K'. \tag{4}$$

其中 R_u 为最大静反力, K' 为土的刚度系数^[6]. 取 $R_u = P_u, K' = K_{\max}$, 由式(3)、(4)求得弹限取值

$$S_q = S_u(1 - F_r). \tag{5}$$

式中 $K_{\max}$ 作为土的加载刚度系数, 按此刚度系数加载到破坏荷载 P_u 时对应的位移作为土的弹限, 文献[7]通过对大量桩的动静对比认为按此方法取值时, 离散小, 平均准确度也较好. 弹限的这种取法考虑了土阻力发挥的整个过程, 更接近土体实际性状, 但对不同土层弹限变化考虑不足.

在本试验中, 桩身穿越5层土, 考虑到各个土

层土壤性质不同, 进行分层研究^[8]. 由表1知, 除桩端外, 桩周各土层侧摩阻力-桩土相对位移关系可以用式(1)进行拟合. 对式(1)求导, 知拟合曲线的最大斜率为经过原点的初始斜率为

$$K_{\max} = 1/a. \tag{6}$$

当相对位移趋于无穷大时, 拟合曲线的渐进线, 即是极限摩阻力

$$q_{\text{ult}} = 1/b. \tag{7}$$

把式(6)、(7)代入式(1)可得

$$q = K_{\max}S/(1 + K_{\max}S/q_{\text{ult}}). \tag{8}$$

可见式(8)与式(2)相似, 不同之处在于式(2)表达的是静载试验的桩顶荷载-位移关系, 而(8)式表达的是各土层的摩阻力-桩土相对位移关系.

从图3中发现填土层①、粘土层③、粉砂夹亚砂土层⑤-1、粉砂⑤-2随摩阻力增大, 桩土相对位移有陡降段, 这里的破坏摩阻力 q_u 可按陡降段的起点取值, 由于式(8)与式(2)的相似性, 知上述4层土的弹限取值可按式(5)计算. 其中 a, b 根据每层土所测得摩擦阻力和桩土相对位移数据统计所得, 各层互不相同; S_u 为 q_u 所对应的桩土间的相对位移; 破坏比 $F_r = q_u/q_{\text{ult}}$; q_{ult} 按式(7)式取值. 而亚粘土夹亚砂土层④的摩阻力-桩土相对位移关系看不到陡降段, 无法用上述方法判定破坏摩阻力; 因此这里参照静载试验确定极限荷载荷载的方法, 取式(1)最大曲率点所对应的点为破坏摩阻力 q_u 和破坏位移 S_u , 则

$$q_u = (1 - \sqrt{a})/b, S_u = (\sqrt{a} - a)/b. \tag{9}$$

取按斜率 $K_{\max} = 1/a$ 增长到 $q = q_u$ 时, 所对应的桩土相对位移作为该层土高应变分析的弹限, 即

$$S_q = q_u/K_{\max} = a(1 - \sqrt{a})/b. \tag{10}$$

对于桩端土弹限, 目前尚未有明确的确定方法. 它主要由桩端的压缩变形产生, 而压缩破坏经历的变形远比桩侧剪切破坏产生的变形要大. S1试桩所得到的端阻力-桩土位移之间的关系如图6所示. 分析试桩S1桩身轴力, 发现试验荷载达到静载极限承载力时, 端阻力为2 668.4 kPa, 此时对应的桩端弹限 S_b 为8.37 mm. 从图6中可以看出, 桩端阻力与桩土相对位移在第7级荷载之前可近似拟合为直线, 因此可以取按此直线段斜率加载到最大土阻力时的桩土相对位移作为桩端土弹限.

按上述取弹限方法, 对S1试桩所测得桩土参数按图5、6进行整理, 得到弹限值如表2所示.

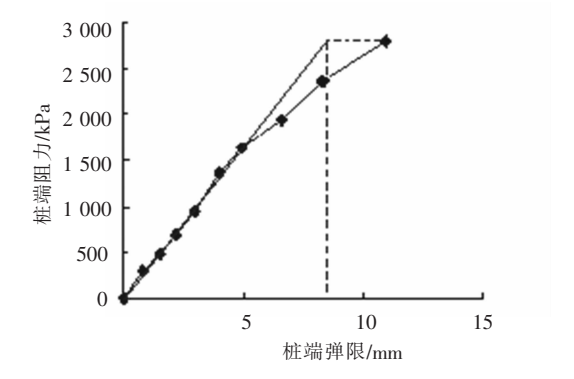


图 6 S1 桩端弹限取法示意图

表 2 不同土层的弹限

土层编号	土层名称	弹限/mm
①	填土	1.14
③	粘土	2.09
④	亚粘土夹亚砂土	2.72
⑤-1	粉砂夹亚砂土	5.01
⑤-2	粉砂	5.13
桩尖	粉砂	8.37

表 3 S1 桩 CCWAPC1 计算土参数

单元号	深度/m	弹限/mm	单元桩侧阻力/kN	阻力/kN	阻力总和/kN
1	1.0	2.54	31.24	62.5	3 561.4
2	2.0	2.54	34.48	69.0	3 498.9
3	3.0	2.54	67.80	135.6	3 430.0
4	4.0	2.54	97.50	195.0	3 294.4
5	5.0	2.54	121.50	243.0	3 099.4
6	6.0	2.54	125.43	250.9	2 856.4
7	7.0	2.54	127.80	255.6	2 605.5
8	8.0	2.54	123.91	247.8	2 349.9
9	9.0	2.54	132.65	265.3	2 102.1
10	10.0	2.54	136.58	273.2	1 836.8
11	11.0	2.54	143.72	287.4	1 563.6
12	12.0	2.54	167.20	334.4	1 276.2
13	13.0	2.54	177.00	354.0	941.8
桩尖		5.00	2 351.21	587.8	587.8

注:单元桩侧阻力指高应变动测中采用 1 m 的桩身长度所受的桩侧摩阻力。

表 4 S1 桩 CCWAPC2 计算土参数

单元号	深度/m	弹限/mm	单元桩侧阻力/kN	阻力/kN	阻力总和/kN
1	1.0	1.14	40.70	81.4	3 689.1
2	2.0	1.14	42.40	84.8	3 607.7
3	3.0	2.09	68.40	136.8	3 522.9
4	4.0	2.09	87.20	174.4	3 386.1
5	5.0	2.09	115.30	230.6	3 211.7
6	6.0	2.09	129.50	259.0	2 981.1
7	7.0	2.72	122.90	245.8	2 722.1
8	8.0	2.72	120.50	241.0	2 476.3
9	9.0	2.72	127.10	254.2	2 235.3
10	10.0	5.01	142.63	285.3	1 981.1
11	11.0	5.01	158.11	316.2	1 695.8
12	12.0	5.01	176.51	353.0	1 379.6
13	13.0	5.13	200.65	401.3	1 026.6
桩尖		8.37	2 501.10	625.3	625.3

3 工程实例验证

为了验证上节提出的分层取弹限的正确性,同时对试桩 S1 进行了高应变动测,测点以下桩长 13 m. 拟合计算采用 CCWAPC 程序,其弹限取值分别采用 Smith 土模型经验方法和按照本文的实测值拟和方法,具体取值结果见表 2,为方便表述,分别称之为 CCWAPC1 和 CCWAPC2.

3.1 试桩 S1 高应变测试结果

由传统取弹限方法和本文提出的取弹限方法进行拟合,拟合结果如表 3、4. 可以看出,CCWAPC2 计算结果为 3 689.1 kN,更接近于静载实测值 4 000 kN.

3.2 试桩 S2 静载荷试验和高应变动测结果

为了进一步验证本文弹限确定方法的可靠性,对邻桩 S2 也进行了高应变和静载荷试验,试桩 S2 长 13 m,入土桩长为 12.5 m,高应变动测时测点以下桩长为 12 m. 桩截面为 500 mm × 500 mm 方桩,试桩 S2 静载荷试验也是加载至地基破坏,为动静对比提供了可靠的对比依据. 测试结果如表 5、6 和图 7.

表5 S2桩CCWAPC1计算土参数

单元号	深度/m	弹限/mm	单元桩侧阻力/kN	阻力/kN	总阻力/kN
1	1.0	2.54	18.92	37.8	3 034.2
2	2.0	2.54	24.92	49.8	2 996.4
3	3.0	2.54	35.09	70.2	2 946.6
4	4.0	2.54	76.12	152.2	2 876.4
5	5.0	2.54	72.58	145.2	2 724.1
6	6.0	2.54	94.31	188.6	2 579.0
7	7.0	2.54	82.51	165.0	2 390.4
8	8.0	2.54	124.38	248.8	2 225.3
9	9.0	2.54	146.89	293.8	1 976.6
10	10.0	2.54	155.68	311.4	1 682.8
11	11.0	2.54	165.52	331.0	1 371.4
12	12.0	2.54	210.68	421.4	1 040.4
桩尖		6.58	2 476.15	619.0	619.0

表6 S2桩CCWAPC2计算土参数

单元号	深度/m	弹限/mm	单元桩侧阻力/kN	阻力/kN	总阻力/kN
1	1.0	1.14	16.98	34.0	3 219.0
2	2.0	1.14	22.32	44.6	3 185.0
3	3.0	2.09	35.87	71.7	3 140.4
4	4.0	2.09	68.12	136.2	3 068.6
5	5.0	2.09	86.28	172.6	2 932.4
6	6.0	2.09	135.61	271.2	2 759.8
7	7.0	2.72	128.36	256.7	2 488.6
8	8.0	2.72	120.91	241.8	2 231.9
9	9.0	2.72	146.35	292.7	1 990.1
10	10.0	5.01	158.21	316.4	1 697.4
11	11.0	5.01	173.21	346.4	1 381.0
12	12.0	5.13	200.49	401.0	1 034.5
桩尖		8.37	2 534.21	633.6	633.6

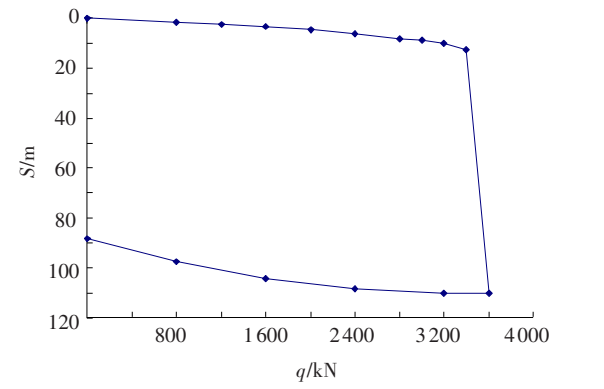


图7 S2桩q-S曲线

4 结果比较

将上述工程实例的计算结果列于表7。通过在该地区进行的现场试验及工程实例计算的

CCWAPC1、CCWAPC2 参数表可以得出以下结论：
1) 桩侧摩阻力与桩土相对位移的关系可用双曲线拟合；各土层摩阻力的充分发挥所需要的桩土相对位移变化很大，即各层土弹限值差异明显；桩侧土中，土层①与土层③弹限比 Smith 建议的 2.54 mm 要小，土层④、⑤-1、⑤-2 比 2.54 mm 大。桩端土阻力的充分发挥需要的桩土相对位移更大。
2) 通过 S1 桩身埋设元件所测得的桩土参数，计算得到的弹限，用于计算其附近 S2 桩极限承载力时，误差较小为 5.3%，小于 Smith 土模型经验方法产生的误差 10.8%，说明通过 S1 桩所得弹限能应用于相同地质条件下其他桩的动测计算。
3) 通过桩的动静试验对比结果可以看出，在拟合质量数都比较低的情况下，CCWAPC2 的分

析结果比 CCWAPC1 的分析结果更接近静载荷试验结果,说明本文分土层取弹限取法具有很好的实用价值.

表 7 S1 桩和 S2 桩计算结果比较表

桩号	测点下桩长/ m	静载极限承载力/ kN	拟合质量数 MQ		R_u/kN		误差/%	
			CCWAPC1	CCWAPC2	CCWAPC1	CCWAPC2	CCWAPC1	CCWAPC2
S1	13	4 000	1. 86	3 561	11. 0	1. 68	3 689	7. 8
S2	12	3 400	1. 40	3 034	10. 8	1. 21	3 219	5. 3

5 结论与展望

1)对各土层的桩侧摩阻力－桩土相对位移关系进行了研究,认为采用双曲线函数拟合桩的侧摩阻力－位移关系是合适的.

2)取破坏侧摩阻力所对应的桩土相对位移为动测计算时的弹限,优于 Smith 经验方法,可有效降低波形拟合法的不确定性和参数选取的主观性. 实际动测时,桩端阻力发挥不够充分,端阻－位移曲线较符合直线,建议桩端按线弹性取弹限.

3)通过对 S1 桩身埋设应变计,获得各层土的弹限,把此弹限值应用于同地质条件下的 S2 桩,可有效地减少误差,说明可用于相同地质条件下桩的动测计算.

4)影响土弹限的因素很多,本文对 2 个试桩所做的研究工作有待进一步完善,下一步工作,建议运用本文弹限取值法,参考勘察单位提供的各层摩阻植,通过大量的现场动静对比试验建立起地区经验参数,将有效提高应变动力测试的精度.

参考文献:

[1]王雪峰,吴世明. 基桩动测技术[M]. 北京:科学出版

社,2001.

[2]FOREHAND P W, REESE J L. Prediction of pile capacity by the wave equation[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, 1964,90:1－25.

[3]CLOUGH G W,DUNCAN J M. Finite element analysis of retaining wall behavior[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundation,1971,99:347－349.

[4]陈凡,徐天平,陈久照,等. 基桩质量检测技术[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2003.

[5]王幼青,张克绪. 桩波动分析土反力模型研究[J]. 岩土工程学报,1994,16(2):92－96.

[6]XIAO Z R,WANG L M,LEE K W. Nonlinear behavior of a single pile[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,2002,24(5):640－644.

[7]XIAO Z R,AN H N,LEE K W. Nonlinear analysis of a single pile behavior[J]. Journal of Yantai University: Natural Science and Engineering Edition,2002,15(3):201－206.

[8]JGJ 106—2003. 基桩高应变动力检测规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2003.

(编辑 魏希柱)