

堆载引起某厂房坍塌事故的初步分析

Pilot study on collapse of an industrial building due to adjacent surcharge loads

杨 敏, 朱碧堂, 陈福全
(同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘 要: 通过对超载作用下地基软土性状的研究, 指出由长期堆载甚至超载引起邻近桩基较大的侧向位移和位移累积是上海某工业厂房屋顶坍塌的主要原因。文中采用改进弹性地基梁法对堆载邻近的桩基进行理论分析, 并通过桩基沉降和侧向位移对桥梁等上部结构影响的统计分析, 提出了堆载大小和桩基变位的控制标准。

关键词: 超载; 桩基; 侧向位移; 工业厂房

中图分类号: TU 473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2002)04-0446-05

作者简介: 杨 敏(1960-), 男, 江西南昌人, 同济大学岩土工程教授、博导, 主要从事桩基础、深基坑支护、土与结构相互作用、土木工程信息技术的研究。

YANG Min, ZHU Bi-tang, CHEN Fu-quan

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

Abstract: Based on the research of soft soils under overloading, this paper draws a conclusion that lateral displacement of pile foundation caused by soil movement due to surcharge load is the main cause for the collapse of an industrial building. A modified elastic foundation beam method is herein employed to study the single pile adjacent to the surcharge load. Furthermore, by statistically investigating the effect of settlement and lateral displacement of pile foundation on bridge abutments etc., the control criteria of surcharge load and lateral displacement for pile foundation subjected to soil movement are proposed.

Key words: overloading/surcharge; pile foundation; lateral displacement; industrial building

1 工程事故实录*

在工业厂房、公路路堤、道桥、港口码头经常出现堆载甚至超载的情况。堆载对其邻近的桩基常常产生两方面的影响: 其一, 在桩身产生负摩阻力, 增加桩的竖向荷载并产生不均匀沉降; 其二, 土体发生水平侧移, 使桩挠曲、水平变形, 产生较大的弯矩, 从而使上部结构功能失效甚至发生坍塌。

在以往的研究及工程设计中, 对桩基受邻近堆载的影响考虑不周, 在生产运营过程中对地面堆载问题也重视不够, 引发了不少工程事故。1998年上海某工业厂房屋顶系统的坍塌就是目前发生的又一重大工程事故。该厂房由日本设计, 多以日本厂房为样板, 对特殊的软土地基在设计选型和局部构造处理未进行较为完善的考虑。经过10多年来的生产运作和生产负荷一再扩大, 在地基处理和厂房结构设计方面的缺陷日益突现, 部分厂房行车频繁啃轨。1998年1月建造10多年的该厂房屋盖系统发生突然坍塌^[1](图1)。

从该厂房破坏特征看, ①~③轴线之间的屋盖系统全部坍塌, 塌落中心位于②~③轴线的中间地带(图2中矩形区域)。①~③轴线之间的屋架全部变形, 扭曲、撕裂、拉断或压屈, 塌落在地面, 屋架上部的天窗架也随之砸落在屋架上。支承屋架的上柱一致向坍塌中



图1 某厂房屋顶的坍塌

Fig. 1 Collapse of an industrial building

心弯扭, 屋架及天窗的檩条因连接固定螺栓的崩断而脱落, 屋面板和墙皮板被撕落交错在一起, 从而造成全线停产。

在坍塌事故发生后, 由于抢修和事故现场清理同时进行, 事故现场的保护较差, 给工程事故的分析造成了一定的困难。为了查清事故发生的原因, 对破坏厂房附近另一座受力和运行条件相似的厂房进行了检测, 发现柱子发生了较大的侧移(图3)。

2 事故分析

2.1 厂区地质条件

破坏厂房所在地的地层主要由三种土层组成, 即

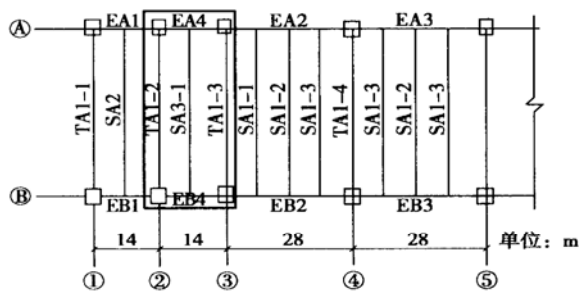


图 3 邻近厂房柱脚的侧移

Fig. 3 Lateral displacements of the pillar toes

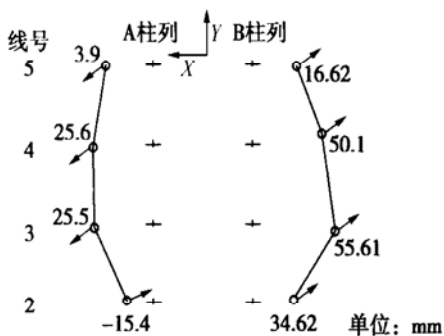


图 2 厂房破坏区域及塌落中心位置

Fig. 2 Location and center of collapse

上部粘土层、下部粉砂层以及粘土层与粉砂层之间的过渡层。在这三个土层中,上部粘土层(表 1 为上部粘土层物理力学性质指标)性质较差,特别是 2.5~22.5 m 之间的淤泥质粉质粘土和淤泥质粘土,孔隙比大,含水量高,压缩性高,强度低,在超载作用下容易发生塑性破坏。

表 1 上部粘土层物理力学性质

Table 1 Physical and mechanical properties of soil

土层	h /m	w / %	γ /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	e	I_p	E_s /kPa	c /kPa	φ /($^\circ$)
①	2.5	28.4	1.90	0.84	13.5	6100	13.0	18.5
②	5.0	39.2	1.75	1.18	14.3	3600	5.0	19.2
③	15.0	50.0	1.73	1.37	24.1	2400	12.0	10.9
④	37.5	32.2	1.81	0.99	14.2	10400	13.9	17.3

注: ①粉质粘土; ②淤泥质粉质粘土; ③淤泥质粘土; ④粉质粘土。

2.2 超载作用下土体和桩基的变形性状

研究表明,在堆载作用下土体表现出明显的弹塑性性质。在堆载较小时(图 4),土体表现为近似弹性性质,土体最大侧向位移随荷载增加以较小的幅度线性增长;当荷载较大时,土体最大侧向位移以较大的幅度增长,表明土体塑性破坏不断发展。受土体位移作用,相邻桩基的最大弯矩也表现出与土体位移相似的性状(图 5)。Poulos 和 Davis(1974)用弹性方法 Stewart 等^[2]根据离心模型试验也都证实了堆载作用下土体和桩基的这种变形性质,并给出了临塑荷载近似为 $3S_u$ 。

其中 S_u 为土体不排水抗剪强度。因此,可以认为,在较小荷载水平下,土体以竖向沉降为主,但在超载作用下土体则发生显著的侧向挤出^[3]。

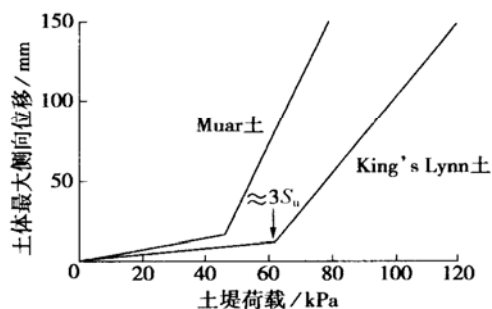


图 4 土体侧向位移—堆载大小关系(Tavenas, 1979)

Fig. 4 Lateral displacement of soils versus surcharge loads

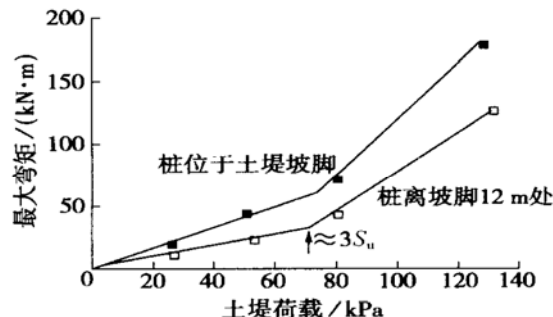


图 5 桩身最大弯矩—堆载大小关系(Heyman, 1965)

Fig. 5 Maximum moment of piles versus surcharge loads

前文所述事故厂房设计堆载(钢渣、钢锭等)约为 3 m,但由于生产不断扩大,致使堆载常常超负荷运行,有时达到 6 m 以上。因此该厂区淤泥质粉质粘土和淤泥质粘土在超载作用下会有较大的侧向挤出,从而引起桩基较大的位移。除土体塑性变形引起桩基侧移外,在长期堆载作用下,软土流变引起土体位移的不断积累也不容忽视。

图 6, 7 为该厂区 ②层淤泥质粉质粘土和 ③层淤泥质粘土典型的三轴蠕变试验轴向应变与时间关系。可知,该厂区淤泥质软土具有如下流变特性:在较小偏应力作用下,淤泥质粘土和淤泥质粉质粘土表现为衰减蠕变;当偏应力较大时,表现为定常蠕变甚至加速蠕变,且应变速率随偏应力水平的增大而增大。因此在超载条件下,土体侧向位移以及由土体位移引起的桩基变形也随时间而增长。

桩基的偏移常常会引起厂房等上部结构的偏斜、弯扭甚至撕裂^[1]。根据上述分析和研究,桩基变形又是地基软土在长期超载作用下发生侧向挤出和不断蠕变的结果。可见,长期堆载引起土体和桩基较大的侧移和变形累积是该厂房坍塌的主要原因。因此,在厂房的基础设计和运行管理中,有必要对堆载大小和桩基的位移进行监控。

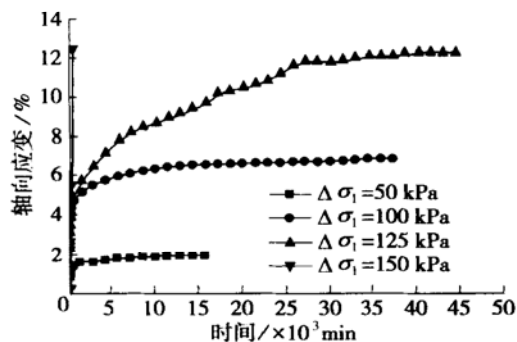


图6 轴向应变—时间关系(淤泥质粘土)

Fig. 6 Relationship of axial strain with time(muddy clay)

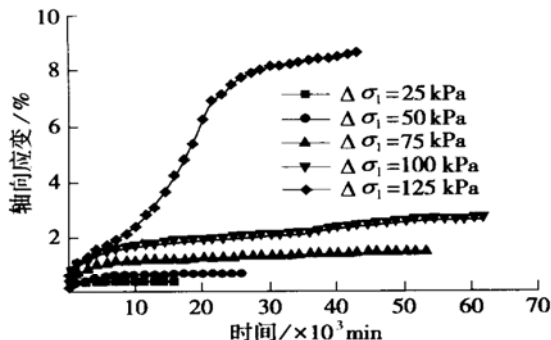


图7 轴向应变—时间关系(淤泥质粉质粘土)

Fig. 7 Relationship of axial strain with time(muddy silty clay)

3 堆载与位移监控

3.1 改进弹性地基梁法分析桩基的变位

弹性地基梁法是求解水平受荷桩、支护桩的实用方法,不仅计算简便,而且积累了大量的参数选取经验。为考虑堆载对邻近桩基的影响,笔者对常规的弹性地基梁法(m 法)作如下改进:①堆载引起的土体位移挤压邻近桩基,同时桩基对土体的运动具有遮拦作用,两者相互作用力假设满足

$$p = k_a(\delta_0 - y) \quad (1)$$

式中 k_a 为假定运动土体对桩施加的水平推力与桩土相对位移的比例系数; δ_0 为无桩时(自由场)堆载引起的土体位移; y 为桩身变位。②由式(1)和 Winkler 模型,土体可简化为沿桩身前后连续分布的弹簧。

根据上述改进,编制了相应的弹性地基梁有限杆系分析程序 PPILE。在 PPILE 程序中,桩简化为旋转 90° 的弹性地基梁,沿深度桩被离散为 N 个单元,单元形函数采用三次 Hermite 插值函数,则每个单元的平衡方程为

$$[\bar{K}]^e \{\delta\} = \{F\}^e \quad (2)$$

式中单元刚度矩阵 $[\bar{K}]^e$ 由结构刚度矩阵 $[K]^e$ 和地基附加刚度矩阵 $[K_d]^e$ 两部分组成,即

$$[\bar{K}]^e = [K]^e + [K_d]^e \quad (3)$$

其中

$$[K]^e = \frac{EI}{l^3} \begin{bmatrix} 12 & 6l & -12 & 6l \\ 6l & 4l^2 & -6l & 2l^2 \\ -12 & -6l & 12 & -6l \\ 6l & 2l^2 & -6l & 4l^2 \end{bmatrix}$$

$$[K_d]^e = (k_a + k_d) l \times \begin{bmatrix} 0.371 & 0.0524l & 0.129 & -0.0310l \\ 0.0524l & 0.00952l^2 & 0.0310l & -0.00134l^2 \\ 0.129 & 0.0310l & 0.371 & -0.0524l \\ -0.0310l & -0.00134l^2 & -0.0524l & 0.00952l^2 \end{bmatrix}$$

式中 l 为桩单元长度; k_a 为假定运动土体对桩施加水平推力与桩土相对位移的比例系数,可反分析求得,本文取 $k_a = 0.5k_d$; k_d 为弹性地基梁基床系数,采用 m 法求解; $\{F\}^e$ 由 $k_a \delta_0$ 等效至单元节点的力。目前由于 δ_0 很难精确确定, k_a 也没有足够的实测资料,可假定 $k_a \delta_0$ 为作用于桩身的极限土压力,此时式(1)中的 $k_a y$ 项相当于桩身变位引起极限土压力的降低。

不同于一般的挡土结构,受土体位移作用的桩基土压力有明显的绕流特性和空间效应。考虑桩土绕流特性的极限土压力计算方法有沈氏绕流压力公式^[4]和 Ito 提出的桩间土体塑性变形土压力公式^[5]。笔者采用 PPILE 程序对被动桩足尺试验^[6]中的单桩分别采用库仑土压力、Ito 土压力、沈氏绕流土压力进行了分析计算(图8)。计算采用的土层参数如表1,弹性地基梁计算参数列于表2和表3。

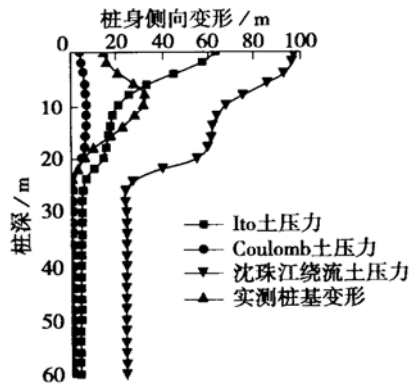


图8 不同土压力理论的被动桩变形

Fig. 8 Pile displacements with different earth pressure theories

表2 被动桩足尺试验钢管桩计算参数

Table 2 Parameters for pile

桩长/m	桩径/m	桩距/m	壁厚/m	弹性模量 E / kPa
60	0.609	4.0	0.011	2.1×10^8

注:图8的计算条件为堆载 120 kPa, 桩头允许移动不允许转动。

由理论计算与实测资料的对比分析发现,在上部软土层,采用 Ito 土压力公式得到的桩基变位无论在变形趋势还是大小上与实测资料都比较一致,但在下部

硬土层处两者相差较大。这可能是由于堆载影响深度有限以及下部土体强度较高,使 Ito 土压力公式不再适用的缘故。因此,在分析受堆载作用的邻近桩基时上部土层采用 Ito 塑性变形土压力,下部土层采用 Coulomb 土压力比较合适。图 8 中桩基顶部实测值与 Ito 土压力公式计算结果相差较远,主要是桩顶约束条件很难准确选定的原因,如果将桩顶实测位移作为约束条件,则整个桩身变形与实测值更吻合。计算结果还显示,沈氏绕流压力公式似乎更适合较大变位的抗滑桩分析。

表 3 被动桩足尺试验侧向抗力比例系数

Table 3 Proportional coefficient of lateral resistance

土层	侧向抗力比例系数 $m / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-4})$
粉质粘土 ①	2500
淤泥质粉质粘土 ②	2000
淤泥质粘土 ③	1500
粉质粘土 ④	6000

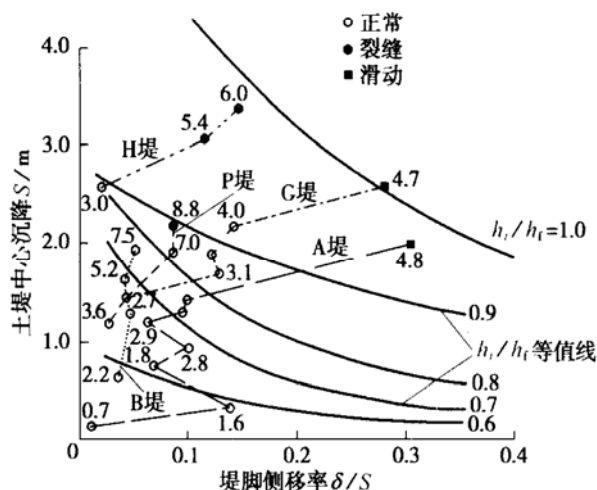
3.2 荷载控制

在堆载作用下,土体具有明显的弹塑性性质。对应于弹性和塑性状态,土体的侧向位移以不同的速率随堆载增加而增长。若将土体水平位移 δ 与堆载中心沉降 S 的比值定义为侧移率,则侧移率的变化可反映堆载作用下土体所处的状态。由 2.2 节的论述表明,将 $3S_u$ 作为土体出现塑性破坏的临塑荷载是可取的。

对于软土地基,若取土体内摩擦角 $\varphi = 0^\circ$,根据 Terzaghi 极限承载力理论,堆载的极限荷载为 $5.14S_u$ 。由文献[6],平均填土容重 $\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$,平均 $S_u = 16 \text{ kPa}$,软基上 A、G 堤滑动时的实际填土高 $h_f \approx (5.14 \sim 5.25)S_u/\gamma$,与理论计算十分吻合。

很明显,在堆载或填筑过程中,荷载的控制标准不是临塑荷载或极限荷载而是设计荷载。对于工业厂房中的堆载问题,设计荷载的确定应取决于上部结构或桩基对土体位移的容忍程度。图 9 为 5 个土堤实测的堆载中心沉降与堆载坡脚侧向位移关系以及 h_i/h_f (h_i 为填土高, h_f 为破坏时填土高)等值线图^[6],可以看出,当 $S-\delta/S$ 点接近 $h_i/h_f = 0.9$ 等值线时 P 堤开始出现裂缝; $S-\delta/S$ 点接近 $h_i/h_f = 1.0$ 时,堤 H、G、A 发生严重裂缝或滑动破坏; $S-\delta/S$ 点低于 $h_i/h_f = 0.8$ 等值线时, B 堤未发生异常现象。因此 $S-\delta/S$ 关系图中 h_i/h_f 等值线可以较准确地判别地基稳定性,并以 $h_i/h_f = 0.8$ 等值线作为堆载安全控制线是可取的,当 $S-\delta/S$ 点达到 $h_i/h_f = 0.8$ 等值线时,应停止堆载或减缓填土速度。林孔镗^[8]根据 8 项填土工程在破坏荷重前的总沉降量与总位移统计分析,也认为以 h_i/h_f

$= 0.8$ 等值线作为最小安全度是合适的。因此,对于软土地基 $h_f = 5.14S_u/\gamma$,由 $h_i/h_f = 0.8$,则控制填土高度 $h_i \approx (4.1 \sim 4.2)S_u/\gamma$ 。综上所述,可把 $3S_u$ 、 $4.1S_u$ 、 $5.14S_u$ 作为软土地基堆载的临塑荷载、设计荷载和极限荷载。



h_i —填土高; h_f —破坏时填土高; 图中数字为该点对应填土厚(m); h_i/h_f 等值线方程: $S = ae^{(b(\delta/S)^2 + c(\delta/S))}$

图 9 $S-\delta/S-h_i/h_f$ 关系图

Fig. 9 $S-\delta/S-h_i/h_f$ diagram

3.3 桩基位移量控制

工业厂房桩基的设计应包括强度和变形两个方面,关于强度方面相应的设计规范已有所描述,但桩基侧向变位的控制尚未引起足够的重视,监测结果较少。目前有关堆载引起桩基侧移的监测结果大都集中于桥梁和港口码头方面。Bozozuk^[9]对美国 and 加拿大部分端承桩桥台和码头变位的调查统计,绘制了基础沉降(S_v)和水平变位(S_h)对桥台和码头的影响(图 10),图中空心点表示桥台或码头能够承受的基础变位,而实心点表示桥台或码头不能忍受的基础变位。根据桥台和码头受损情况,Bozozuk 将变位对上部结构的影响分为: A 区,即图中虚线与坐标轴包围的区域,能够承受的变位, $S_v \leq 50 \text{ mm}$ 并且 $S_h < 25 \text{ mm}$; B 区,即图中虚线、实线和坐标轴包围的区域,上部结构有损坏但不影响使用, $50 \text{ mm} < S_v \leq 100 \text{ mm}$ 或 $25 \text{ mm} \leq S_h \leq 50 \text{ mm}$; C 区,即图中实线以外的区域,上部结构严重受损, $S_v > 100 \text{ mm}$ 或 $S_h > 50 \text{ mm}$ 。

为了解上部结构破损与土体性状的关系,笔者将堆载条件下土体出现塑性变形时的土体沉降和侧向位移^[3,8]也绘于图 10 中,发现土体出现塑性区的点都落在图中狭小的阴影区域,土体水平位移位于 50 mm 附近。因此,以 50 mm 为界, C 区又可分为两个部分:

C1 区: 水平位移 50 mm 以左,上部结构因基础沉

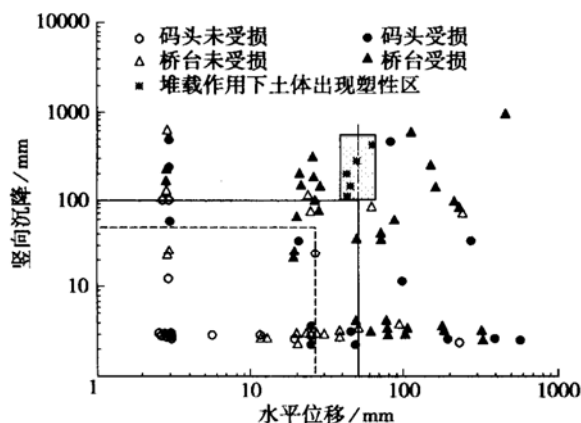


图 10 基础竖向沉降和水平位移对上部结构的影响

Fig. 10 Effect of settlement and lateral displacement of foundation on superstructure

降或沉降差过大而破坏;

C2 区: 水平位移 50 mm 以右, 上部结构因土体塑性挤出引起基础侧移而破坏。

在生产运行管理过程中, 对于 C1 区和 C2 区应采取不同的方法和措施。若出现 C1 区破坏应加强沉降和沉降差的监控, 而出现 C2 区破坏应加强侧向位移或位移速率的观测和控制。相应的, 在地基处理时也应采用不同的原理和方法。

为验证允许水平位移 50 mm 是否适合工业厂房, 笔者采用本文改进地基梁法分析文献[6]的单桩, 堆载分别为临塑荷载 77 kPa ($\approx 3S_u$)、设计荷载 105 kPa ($\approx 4.1S_u$) 和极限荷载 132 kPa ($\approx 5.14S_u$) 的相应桩顶位移为 48 mm, 57 mm 和 67 mm。与设计荷载对应的桩顶位移相比, 限定桩顶允许位移为 50 mm 是比较合适的。按上述控制标准, 分析事后检测的与已破坏厂房运行条件相似的厂房(柱脚最大侧移已超过 50 mm), 可认为已处于危险阶段, 建议进行修复加固。

4 结 语

本文根据事后检测资料和堆载条件下土体性质的研究, 提出上海某工业厂房坍塌的主要原因在于长期堆载导致土体和邻近桩基较大的侧移和变形累积。本

文还对常规的弹性地基梁法进行了改进以考虑堆载对邻近桩基的影响, 并通过文献试验资料的分析研究, 得出以下结论:

(1) $3S_u$, $4.1S_u$, $5.14S_u$ 可作为软土地基堆载的临塑荷载、设计荷载和极限荷载。厂房运行管理中应严格控制荷载不超过设计荷载 $4S_u$ 。

(2) 控制桩基位移量: 对于桩顶侧移量大于 50 mm 时, 应加强侧向位移的监控并采取限制侧向位移发展的措施; 对于桩顶侧向位移小于 50 mm, 但沉降较大的情况(大于 100 mm), 应加强基础沉降的观测并防止由于较大沉降或沉降差引起上部结构的破坏。

以上两条结论可作为堆载或填筑工程的荷载和位移控制标准, 也可作为工业厂房运行管理的依据。

参考文献:

- [1] 上海宝山钢铁有限公司. 上海某工业厂房坍塌事故初步分析报告[R]. 1998.
- [2] Stewart D P, et al. Design of piled bridge abutments on soft clay for loading from lateral soil movement[J]. Geotechnique, 1994, 44(2): 277-296.
- [3] Tavenas F, et al. Lateral displacements in clay foundations under embankments[J]. Can Geotech, 1979, 16(2): 32-55.
- [4] 沈珠江. 理论土力学[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2000.
- [5] Ito T, Matsui T. Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles[J]. Soil and Foundations, 1975, 15(4): 34-59.
- [6] 严人觉, 等. 被动桩群的足尺试验[A]. 第四届土力学及基础工程会议论文集[C]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1986. 221-227.
- [7] 杨荫华, 等. 泥炭软粘土上筑堤的稳定与沉降[A]. 第四届土力学及基础工程会议论文集[C]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1986. 476-483.
- [8] 林孔镮. 软粘土地基建筑物的施工控制方法[J]. 岩土工程学报, 1991, 13(1): 61-67.
- [9] Matui T. Design method for bridge abutment foundation piles subjected to lateral earth pressure[A]. Proc of The International Conference on Deep Foundation[C]. Beijing, 1986.