



某矿料堆场地基失稳原因分析

莫景逸, 黄向平

(中交第三航务勘察设计院有限公司, 上海 200032)

摘要: 对东南沿海某矿料堆场地基失稳原因进行了计算分析, 堆场地基处理采用低强度素混凝土桩结合加筋褥垫层的复合地基处理方法, 指出了地基失稳的主要原因, 以及今后对大面积堆载采用刚性桩复合地基设计中应注意的问题。

关键词: 大面积堆载; 刚性桩复合地基; 变形; 稳定分析; 失稳原因

中图分类号: TU 473

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2013)10-0212-06

Analysis of foundation failure of mineral ore yard

MO Jing-yi, HUANG Xiang-ping

(CCCC Third Harbor Consultants Co., Ltd., Shanghai 200032, China)

Abstract: The paper aims to calculate and analyze the foundation instability of one mineral ore yard at south-east shore area (original ground improvement adopted low strength plain concrete pile combining with reinforced cushion layer compounded improvement method), and points out the key issues for the large area stockpiles load using rigid pile compounded foundation design.

Key words: large-area stockpile load; rigid pile compounded foundation; deformation; stability; instability reasons

1 工程概况

工程位于东南沿海, 为矿料堆场, 堆场使用荷载为: 杂矿料堆场最终使用荷载为200 kPa, 混匀料堆场最终使用荷载为250 kPa。由于堆场下有1层较软弱且深厚的第③层淤泥质黏土, 设计最终采用了刚性桩复合地基方案: 即竖向增强体采用C15 ϕ 426沉管灌注桩, 为素混凝土桩, 桩布置采用正三角形布置, 间距1.5 m, 场地中间带桩长为28 m, 两边带桩长为约16 m, 并在每个料条四周布置3排C20钢筋混凝土桩, 且顶部用钢筋混凝土梁相连。素混凝土桩顶铺土工格栅, 再在桩顶铺设0.5 m厚砂卵石褥垫层和1.5 m厚碎石垫层。堆取料机基础采用PHC预应力刚性桩基础, 桩梁板结构。

建成后开始堆料, 杂矿料堆精矿高度5~6.5 m时, 出现地基变形过大或速率过快, 且沉降量很

大, 最大超过2 m, 堆取料机基础水平位移最大达384 mm, 且两侧地面出现较多的纵向裂缝, 并出现两侧地面隆起现象。混匀矿堆场当堆高仅达到设计堆高的40%时, 同样出现地基沉降, 水平位移过大, 并有地基失稳的明显迹象。堆矿后地基反映的迹象表明, 原地基处理效果并未达到设计预期效果, 地基不能满足设计堆荷要求, 需采取进一步的加固补救措施。

2 岩土工程地质概况

堆矿场地地貌上属海积平原以及低山丘山前过渡带, 原始场地地形较为平坦, 鱼塘较多, 水系发达, 水渠交错, 相互交织成网。影响地基主要变形和稳定的土层的代表性指标见表1~3。

根据地质钻孔资料分析, 第③层淤泥质软土层很厚, 一般层厚均超过20 m, 有的钻孔揭示③

收稿日期: 2013-08-10

作者简介: 莫景逸(1953—), 男, 教授级高级工程师, 从事路桥、岩土设计工作。

表1 土层代表性指标

层号	地层名称	物理状态	平均值			建议值		
			$\rho/(\text{t} \cdot \text{m}^{-3})$	$\omega/\%$	C_u/kPa	$\varphi_{cu}/(^{\circ})$	f_{ak}/kPa	E_{s1-2}/MPa
①	素填土	可塑	1.94	30.6				
②	粉质黏土	可塑-软塑	1.90	32.7	8.5	11.4	90	4.0
③	淤泥质黏土	流塑	1.76	44.6	6.2	7.8	60	2.2
④	粉质黏土	软塑-流塑	1.88	32.5	12.5	13.5	75	3.0
⑤	黏土	可塑	1.93	30.5	19.0	12.5	140	6.0

表2 ②, ③层土体十字板强度峰值

层号	频数	原状土强度 C_u/kPa			重塑土强度 C_u'/kPa			灵敏度 S_i		
		最大值	最小值	平均值	最大值	最小值	平均值	最大值	最小值	平均值
②	13	45.7	32.1	39.4	19.7	3.6	7.5	11.3	1.8	6.8
③	144	40.3	5.6	17.4	10.5	2.0	5.2	7.0	1.7	3.6

表3 十字板强度沿深度峰值

深度/m	C_u/kPa	S_i
0.8	42.1	8.2
1.8	30.6	5.7
2.8	12.3	3.6
3.8	13.6	3.7
4.8	14.7	4.2
5.8	15.3	3.7
6.8	17.6	3.7
7.8	18.0	3.3
8.8	20.3	3.4
9.8	21.9	3.5
10.8	27.4	3.7

层土的厚度达34.6 m, 且该层土明显具有强度低、变形大、灵敏度大等软土特点, 是该工程地基处理需着重研究的对象。

3 堆载后监测情况

3.1 实测沉降情况

变形最大的C料场曾发生局部滑移失稳现象, 失稳时候的堆矿高度约5~6.5 m, 根据失稳后开挖至垫层顶面的沉降高程判断, 最大沉降值达到2.59 m (基本位于沉降盆中心), 最小沉降约0.5 m, 平均沉降约1.5 m。

3.2 实测土体水平位移

场地中布置了土体水平位移观测, 从测到的水平位移值看, 其值并不大, 最大累积水平位移一般在40~70 mm, 最大水平位移一般发生在地表下5~10 m处, 但C料堆失稳前曾测到有两处测斜

管最大水平位移突然剧增的情况, 单日位移增量达到37 mm和38 mm, 此时的最大堆高约6.5 m。报警后紧急卸载, 卸载1.5 m后水平位移数据又渐趋稳定。

3.3 孔隙水压力观测情况

从实测的孔隙水压力情况分析, 孔隙水压力变化规律基本与上部堆载一致, 且随埋深而增大, 在埋深10~15 m范围内平均孔压达到150 kPa左右。从孔隙水压力随时间变化的情况看, 变化幅度较小, 说明孔隙水压力消散很慢。

3.4 土体物理力学指标变化情况

根据堆载后地质调查报告, 得出③层土地基堆载后各项物理力学指标差别不大, 总体而言略有降低, 比较如下: 含水量由44.6%升至45.4%, 孔隙比由1.251升至1.275, 液性指数由1.23升至1.42, 压缩系数由0.81升至0.89, 但缺少十字板抗剪指标对比。

4 计算分析

4.1 复合地基设计承载力^[1]

低强度桩单桩承载力可按下列两种方法进行计算, 计算比较后取其小值。

1) 根据桩侧摩阻力和桩底端承载力计算单桩极限承载力的特征值计算式为:

$$R_a = \frac{1}{K} (U_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + \alpha A_p q_p) \quad (1)$$

2) 根据桩身材料强度确定单桩承载力特征值时, 可采用下式计算:

$$R_a = \eta f_{cu} A_p \quad (2)$$

$$F_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \lambda(1-m)f_{sk} \quad (3)$$

式中： R_a 为单桩承载力特征值(kN)； K 为桩基承载力安全系数，一般情况下取2，也可根据工程性质，适当降低； U_p 为桩周长(m)； q_{si} 为计算第*i*土层的桩周极限摩阻力； $\sum l_i$ 为计算桩长(m)； A_p 为桩身断面积(m^2)； q_p 为桩端土极限承载力； α 为桩端天然地基极限承载力折减系数； η 为折减系数； f_{cu} 为桩身材料立方体抗压强度； m 为复合地基置换率； f_{sk} 为桩间土承载力特征值(kPa)； λ 为桩间土承载力发挥度。

按上述两种方法进行计算，当按桩身强度计算时，其单桩极限承载力超过1 000 kN，远大于按摩擦桩设计计算的桩基承载力，故控制设计应按摩擦桩进行计算。按摩擦桩进行计算时，考虑桩端土仍是很差的土，桩基安全系数取2。桩长为28 m时，其复合地基承载力标准值约为267 kPa；桩长为16 m时，其复合地基承载力标准值约为154 kPa。从复合地基竖向承载力计算情况看，当桩长28 m，间距1.5 m，正三角形布置时，计算的复合地基竖向承载力标准值大于最大的设计竖向荷载250 kPa；但当桩长仅为16 m时，其复合地基竖向承载力标准值仅为154 kPa，偏小。虽然从表观上看，16 m桩长对应的是堆载边载区，但重载对边载区的影响也是不容忽略的。

4.2 低强度桩复合地基沉降估算^[2]

在竖向荷载作用下，低强度桩复合地基的沉降由3部分组成：1) 复合地基加固区的压缩量 S_1 ；2) 加固区下卧土层的压缩量 S_2 ；3) 复合地基垫层的压缩量。复合地基垫层压缩量一般较小，大部分在施工期完成，故一般可忽略不计。低强度桩复合地基的沉降量 S 可用下式表示：

$$S = S_1 + S_2 \quad (4)$$

1) 加固区的沉降量 S_1 。

复合地基加固区沉降变形量 S_1 的计算方法主要有：复合模量法、应力修正法和桩身压缩量法。对于低强度桩复合地基，加固区的沉降变形量 S_1 可视为桩身压缩量 S_p 和桩端相对于土层的贯入变形量 Δ 两者之和。

$$S_1 = S_p + \Delta \quad (5)$$

低强度桩桩身压缩量 S_p 可采用弹性理论中杆件压缩公式计算

$$S_p = \xi \frac{q_p l_p}{E_p A_p} \quad (6)$$

式中： ξ 为桩周摩阻力的分布系数，一般可取；1/2~1/3； q_p 为桩顶的单桩竖向荷载(kN)； E_p 为桩体变形模量(MPa)； A_p 为桩体截面积。

桩端的贯入变形量 Δ ，是桩端处出现塑性变形的刺入变形，目前尚无完善的计算公式能全面地表述它的大小，根据分析和试验表明，一般可用单桩极限承载力所需的桩土相对位移量。

对于下卧层的沉降计算，仍可采用常规的方法进行计算。据上式进行估算，当桩长为28 m时，且荷载达到设计荷载250 kPa时，按桩下压缩层厚度20 m计，其计算总沉降约为110 cm。计算的桩身压缩量很小，为厘米级，其主要压缩量为桩下未加固土层，其数值超过100 cm。当桩长为16 m时，按荷载125 kPa考虑，其计算总沉降约为168 cm(桩下压缩层厚度按32 m计)。

从沉降计算的情况看，当地基能按正常的复合地基工作时，其计算沉降量远小于现场实际发生的沉降量，而计算总沉降量是一个最终沉降的概念，且桩下无任何排水固结通道，故理论上要完成这些沉降量，需要相当漫长的时间。而实际情况是，当上部实际使用荷载仅为设计荷载的50%左右时，其实际最大沉降变形值达259 cm，接近于按无桩天然地基计算总沉降量的75%左右，而且沉降变形的速率相当快，并伴随着两侧地面出现纵向裂缝和隆起现象。这些现象表明，地基显示的变形沉降已不是地基正常工作条件下的沉降，所反映的大变形是地基破坏滑移的反映。

5 堆场整体稳定性分析

查规范，C15素混凝土抗拉强度为0.91 MPa，根据文献^[3]式6.5.5-1，受冲切承载力 T 按 $0.7\beta_h f_t b h_0$ 估算， β_h 为截面高度影响系数。桩的抗剪力为 $T=91$ kN。

考虑桩的抗剪切承载能力，当堆高 $H=5$ m，计算稳定系数为1.38，见图1。但如果当桩基失

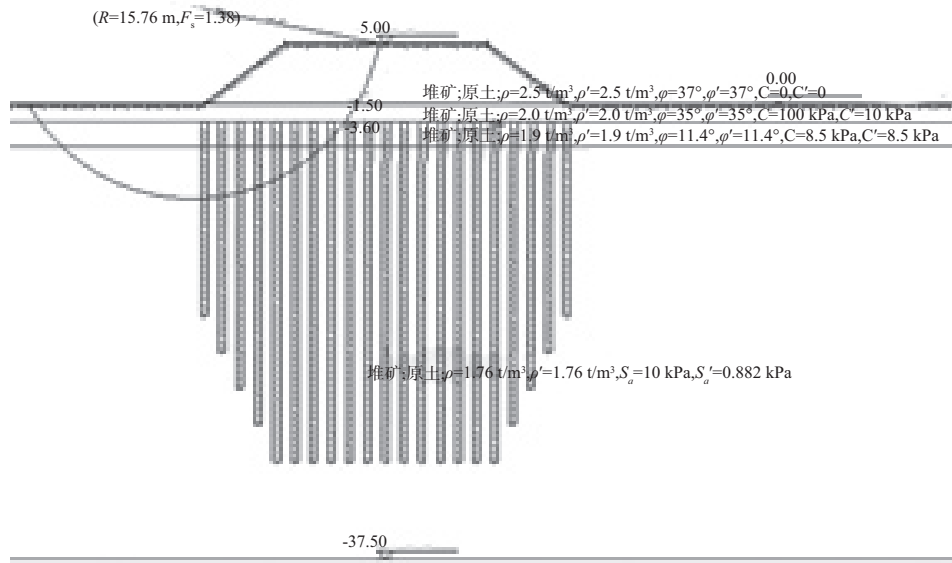


图1 带抗滑桩边坡稳定计算断面

效, 不能提供抗剪承载力时, 其计算稳定安全系数仅为0.80, 见图2, 会发生整体滑动失稳, 实际的状态可能是地基已处于临界失稳状态。其计算的最不利滑弧位置在地面下8~10 m, 这与现场实测水平位移最大位置是基本相符的。

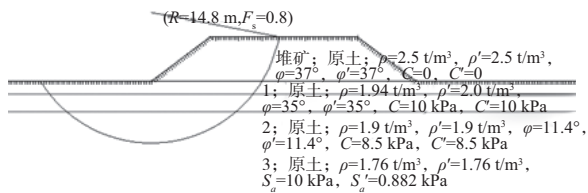


图2 不带抗滑桩边坡稳定计算断面

关于桩的抗滑问题, 本工程中的桩基设计本意为复合地基的桩基, 并非按照抗滑桩设计, 按照文献^[4]条文6.3.7, 稳定性计算不宜计入桩的抗滑的作用。桩基要抗滑, 需要有足够的刚度和强度, 且间距较密, 形成一道墙, 抵抗水平荷载。本工程条件下, 由于所采用的桩基的抗水平荷载的能力很弱, 在抵抗水平剪切力的工况下, 不同排的桩基并非能同时发挥作用。因此, 本计算按照考虑桩抗滑和不考虑桩抗滑两种工况分别计算, 安全系数应更接近于不考虑桩基抗滑的工况。根据现场实际情况, 堆载5 m的工况下已发生滑动, 说明复合地基在荷载不大情况下, 桩基尚能起一定作用, 当荷载达到4.5~5 m以上时, 桩基

发生大面积破坏, 随着荷载的进一步加大, 地基彻底丧失复合地基功能, 地基土体发生大变形滑动。

表4 不同堆载高度稳定安全系数

工况	H/m		
	5	6	8
考虑桩抗滑	1.38	1.23	
不考虑桩抗滑	0.80	0.73	0.52

6 堆场地基数值模拟分析

6.1 计算分析

6.1.1 不考虑桩基作用

图3为堆载6 m工况下的最大水平位移, 最大水平位移为16 cm。该区域成塑性区, 即将发生滑动。

图4为堆载6 m工况下的剪应力, 最大剪应力为28 kPa, 剪应力超过土层的强度 $S_a=10 \text{ kPa}+0.88 H$ 。土层开始破坏, 随着塑性区的开展, 发生地基破坏。

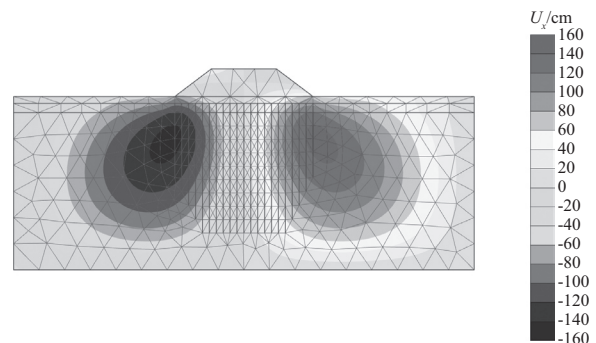


图3 堆载6 m工况下的 U_x

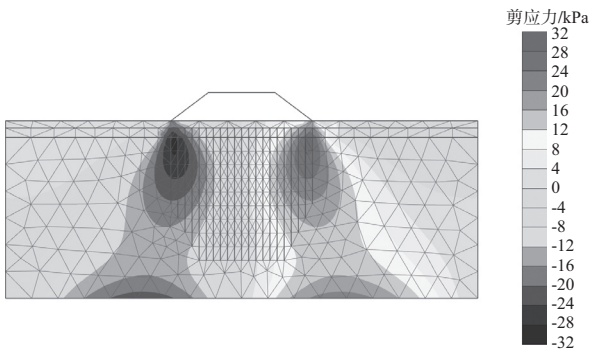
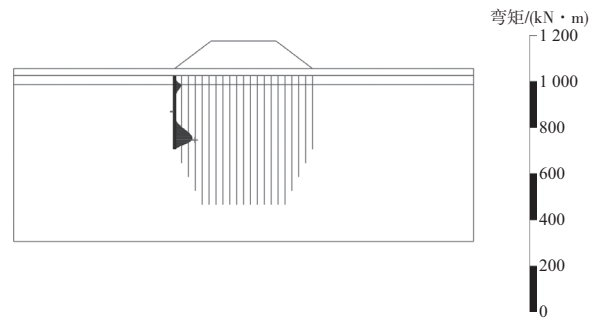


图4 堆载6 m工况下的剪应力

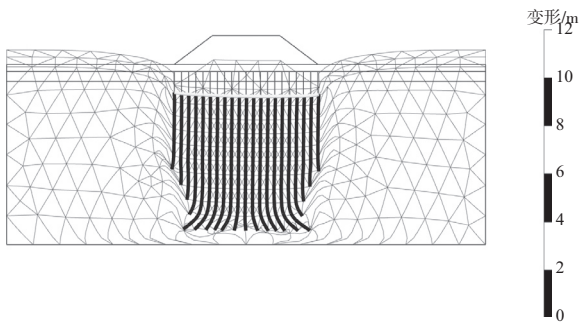


注：最大值为77.55 kN·m，最小值为-2.401 kN·m。

图8 有桩基堆载6 m工况下的桩基弯矩
(上半段峰值为30 kN·m)

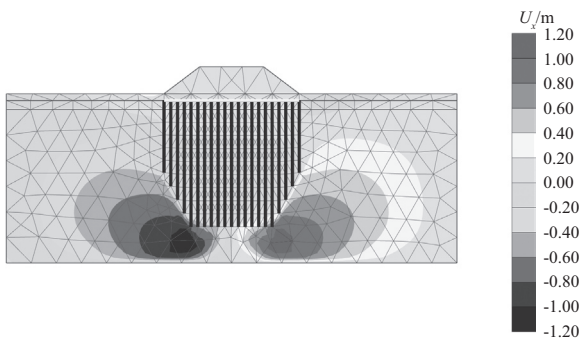
6.1.2 考虑桩基作用

根据常规思路，给模型增加桩基单元。图5~8为该模式下计算结果。



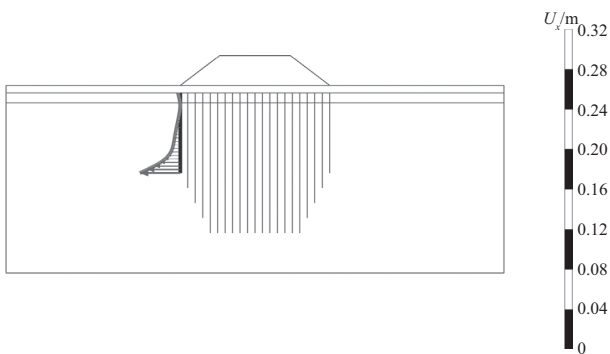
注：最大值为1.328 m。

图5 有桩基堆载6 m工况下的变形



注：最大值为1.083 m，最小值为-1.113 m。

图6 有桩基堆载6 m工况下的 U_x



注：最大值为-0.134 7 mm，最小值为-0.040 72 m。

图7 有桩基堆载6 m工况下的桩基 U_x

从图5~8可看出，桩基基础体现出整体竖向变形，最大水平位移发生在桩尖位置，为4 cm。这和现场发生的实际情况不相符，说明这种受力方式模拟分析不符合实际。工程人员若是按照这种模式分析，往往得到错误的结果。该模式的前提是，所有桩基能共同受力，且桩为弹性单元，该模型不能考虑被冲剪或者弯曲折断后的内力重分布问题，和本工程实际是不符合的。

6.2 结果分析

本工程虽有桩基础，但是桩为 $\phi 426$ 的素混凝土桩的拉应力设计值为0.91 MPa，极限值为1.27 MPa。 $E=2.2 \times 10^4$ MPa， $I=0.001\ 616\ 6\ m^4$ ，抗弯弯矩 $M=I\sigma/(d/2)=9.64\ kN \cdot m$

素混凝土的抗弯能力有限，桩基变形4 cm弯矩已达到30 kN·m，9.6 kN·m对应的变形大约为1.3 cm。

有桩基工况为理想模式，前提是所有桩基能共同受力，且桩不产生断裂破坏，实际情况与之不符。刚开始堆载工况下，土往侧向变形，当达到一定程度后，桩基在堆载侧向土压力作用下将逐个破坏，产生滑动，一旦产生滑动后，大量桩被剪断，基础将成为留有碎桩段的天然基础，产生滑动变形。选择受力分析模式时，应注意前提是否和实际相符。本工程边坡极限承载力滑动控制，采用复合地基作为基础，仅考虑竖向荷载传递是不合适的。通过分析表明，本工程堆载后地基受力情况接近第一种无桩模式，也说明了复合地基中的小直径刚性桩对地基的稳定性作用贡献不大。

7 堆场地基失稳原因及补救措施建议

根据现场监检测的地基变形等情况及地基计算分析, 认为堆场地基失稳的主要原因是:

1) 第③层淤泥质黏土在大荷载作用下, 其变形较大, 水平变形也较大。由于所采用的桩基是低强度的素混凝土桩, 其承受水平变形的抗弯能力很差, 当桩身弯矩达到 $9.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 时, 桩基就会开裂, 所对应的土体变形约为 1.3 cm , 现场实际的土体变形远超过此值, 桩基发生大面积断裂破坏, 丧失桩基复合地基的功能。实际的破坏过程是: 大面积堆载后, 地基发生竖向和侧向变形, 当侧向变形产生的桩身弯矩超过其抗裂弯矩时, 桩身产生裂缝, 随着堆载的加大, 侧向变形加大, 裂缝逐步扩大, 当达到桩身的破坏弯矩时, 桩身断裂, 从而彻底丧失复合地基功能, 此时荷载基本全部由土基承担, 土基承受不住上部荷载, 就发生了地基失稳现象。

2) 根据稳定分析, 当矿料堆高 5 m (按 125 kPa 计), 地基实际状况已处于临界稳定状态; 当矿料堆高 8 m (按 200 kPa 计), 其稳定安全系数仅为 0.52 , 因为在此种荷载条件下, 桩基已经断裂, 地基承受荷载基本全由土基承担。

3) 大面积大堆载情况下, 散料褥垫层不能很好地起到约束地基侧向变形的功能, 也就是说散料褥垫层起不到完全将上部堆载作为纯竖向荷载传至桩基上的功能, 土基仍会产生较大的侧向变形, 而正是由于较大的侧向变形, 使这些低强度的素混凝土桩彻底丧失了桩基功能。

4) 低强度素混凝土桩复合地基无任何固结排水功能, 在大荷载作用下, 土中孔隙水压力一直很高, 从土力学抗剪强度理论的观点, 土中强度不但得不到提高, 甚至会大幅度降低, 这在设计

中应予以充分注意。

对于补救措施, 笔者认为合适的补救措施可采用砂石桩结合使用期分级堆载, 砂石桩置换率可考虑 $12\% \sim 15\%$, 桩长 $20 \sim 25 \text{ m}$, 设计荷载 200 kPa 的杂矿料堆场采用3级堆载达到设计荷载, 设计荷载 250 kPa 的混匀料堆场可通过4级堆载达到设计荷载, 预计达到设计荷载的时间为 1 a 左右。

8 结语

堆场地基失稳的主要原因是复合地基中低强度素混凝土桩不能适应土体水平侧向变形, 造成桩体断裂, 丧失复合地基功能, 导致地基整体稳定性不能满足要求所致。土作为连续体, 一旦有竖向变形必同时伴有水平变形。若是刚性的桩基承台结构, 荷载通过承台桩基传至桩尖, 承台下土体水平变形较小。本工程桩顶采用褥垫层来传递压力, 压力传到桩基的同时, 也传递到土体。一旦1根桩基剪断, 则发生连锁效应, 桩基失效。

在设计用于大面积大堆载条件下的刚性桩复合地基时, 要充分认识受力模式, 不仅要重视地基的竖向承载力设计, 也要重视场地整体稳定性设计, 更应重视土体水平位移对桩基的影响, 桩基能否承受得住水平荷载的作用, 也应充分认识柔性褥垫层性能和传力功能, 做到合理正确应用, 才能确保工程安全。

参考文献:

- [1] JGJ 79—2002 建筑地基处理技术规范[S].
- [2] 龚晓南. 地基处理手册 [M]. 3版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- [3] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S].
- [4] JTS 147-1—2010 港口工程地基规范[S].

(本文编辑 武亚庆)