

文章编号:1006-544X(2005)01-0054-04

# 桂林国际会展中心地基的强夯加固处理

邓波, 曹霞, 金凌志

(桂林工学院 土木工程系, 广西 桂林 541004)

**摘要:** 结合工程实例, 对强夯主要参数加固深度、单位夯击能、孔隙水压力、夯点间距、夯点复夯等的确定原则进行了分析探讨. 施工中遇到的最大难题是夯点的最后两击平均夯沉量 80~90 mm, 大于规范允许值 50 mm. 在确保工程质量的前提下为降低工程造价和缩短工期, 适当的将夯点最后两击平均夯沉量进行调整, 按其不大于 100 mm 控制施工, 并在施工过程中进行现场静载试验和孔隙水压力试验以监测效果. 地基承载力标准值  $f_k$  为 202 kPa, 变形模量  $E_0$  为 13.06 MPa, 均满足设计要求; 加固深度约 6 m, 符合规范估计深度, 证明按调整后的夯沉量指标控制施工切实可行.

**关键词:** 地基处理; 强夯; 夯击能; 超孔隙水压力

**中图分类号:** TU472.31

**文献标识码:** A

桂林国际展览中心场地处于漓江二级阶地, 经后期侵蚀, 地形起伏较大, 东西两部分为土丘, 地势较高, 中部为坡脚洼地水塘, 水塘由中部穿过场区. 场地最大高差约 9 m, 近三分之二地段地面高程低于设计地面标高, 回填土厚度、面积均较大. 另外, 尽管勘察钻孔未遇土洞, 但邻近资料及地面调查均发现有土洞、塌陷存在<sup>[1]</sup>, 且展览区地面荷载也较大, 因而决定采取强夯法加固地基提高地基承载力及压缩模量, 同时亦可排除不良因素可能对地基的影响. 强夯法虽然已在工程中得到广泛应用, 但至今还没有一套成熟的理论和设计计算方法, 指导工程施工主要靠施工单位施工经验及试验区试夯结果<sup>[2]</sup>. 因此, 本文结合工程实际情况, 对强夯法加固地基主要参数的设计及施工进行分析探讨, 供其它强夯处理地基的工程参考.

## 1 工程地质概况

场地内主要土层有<sup>[1]</sup>: 表土 ①层 ( $Q_4^{pd}$ ). 杂填土 ②层 ( $Q_4^{ml}$ ). 素填土 ③层 ( $Q_4^{ml}$ ). 新近沉积粘土 ④层 ( $Q_4^{dl}$ ), 呈暗褐色, 局部为粉质粘土,

其又分为 2 个亚层: ④<sub>1</sub> 亚层呈软塑—可塑状态, 结构极松散, 高压缩性; ④<sub>2</sub> 亚层呈硬—可塑状态, 土质结构松散, 孔隙比大, 中—高压缩性. 粘土 ⑤层 ( $Q_3^{gl+pl}$ ), 黄褐色, 分为三个亚层: ⑤<sub>1</sub> 亚层呈软塑—流塑状态, 土质松软, 高压缩性; ⑤<sub>2</sub> 亚层呈可塑—硬塑状态, 土质结构稍松, 中等压缩性; ⑤<sub>3</sub> 亚层呈硬塑状态, 土结构性好, 中等压缩性. 粉质粘土 ⑥层 ( $Q_3^{gl+pl}$ ), 黄褐色, 又分为 3 个亚层: ⑥<sub>1</sub> 亚层呈软塑状态, 土质松软, 高压缩性; ⑥<sub>2</sub> 亚层呈可塑状态, 土结构稍松, 中等压缩性; ⑥<sub>3</sub> 亚层呈硬塑状态, 土结构性好, 中等压缩性. 含卵石粘土 ⑦层 ( $Q_3^{gl+pl}$ ), 主要以粘土为主, 含卵石颗粒 10%~30% 不等, 一般卵石粒径 2~5 cm, 属 II 类混合土, ⑦层又分为二个亚层: ⑦<sub>1</sub> 亚层呈硬塑—可塑状态, 土结构稍好, 中等压缩性; ⑦<sub>2</sub> 亚层呈硬塑状态, 土结构性好, 中等压缩性. 卵石含粉质粘土 ⑧层 ( $Q_3^{gl+pl}$ ), 卵石颗粒占总重 50%~60%, 属 I 类混合土. 有机质粉质粘土 ⑨层 ( $Q_3^{gl+dl}$ ). 粘土 ⑩层 ( $Q_3^{gl+dl}$ ), 呈褐

收稿日期: 2004-06-08

作者简介: 邓波 (1969-), 男, 高级工程师, 国家一级注册结构工程师, 工民建专业.

色, 可塑状态, 土结构稍好, 中等压缩性. 石灰岩 ⑩层 ( $D_3r$ ). 土层分布不均匀, 为不均匀地基, 设计时应采取措施防止基础不均匀沉降. 地下水分布无规律, 初见水位埋深 0.3 ~ 10.4 m, 静止水位埋深 0.2 ~ 7.4 m.

## 2 强夯处理

### 2.1 本工程试夯方案

强夯由中化重机公司施工, 强夯处理后设计要求地基承载力标准值  $f_k \geq 150$  kPa, 变形模量  $E_0 \geq 12$  MPa.

2.1.1 分层施工 由于强夯需加固新填土及新填土下原软弱土层, 故分 3 个高度层进行强夯, 以确保在单击夯击能 2 000 kN·m 作用下有效加固深度能够处理新填土层及软弱土层. 第 1 层标高及范围: 水塘低洼处, 回填约 2.2 m, 起夯面标高 159.5 m; 第 2 层起夯面标高 161.5 m, 回填深度约 3 m; 第 3 层起夯面标高 165 m, 填土厚度约 4 m. 回填土主要采用含卵石粘土.

2.1.2 夯点布置及击数 (1) 本工程夯锤重 175 kN, 直径 2.6 m, 锤底面积 5.3 m<sup>2</sup>. 每层分 3 遍施工: 第 1、2 遍为点夯, 单击夯击能为 2 000 kN·m; 第 3 遍为满夯, 单击夯击能 1 000 kN·m. 夯点布置均为 5 × 5 m, 中间插点, 呈梅花形. 第 3 遍, 锤印相互搭接.

(2) 击数. 第 1、2 遍点夯击数不少于 8 击, 且以最后 2 击的平均夯沉量不大于 50 mm 的击数为控制击数. 第 3 遍每点 2 击.

2.1.3 消散期 根据文献 [2] 规定, 结合本工程地质情况, 采用第 1 遍与第 2 遍之间消散时间不少于 2 周.

### 2.2 强夯主要参数设计与研究

2.2.1 加固深度 影响加固深度因素很多, 文献 [2] 中没有适用的计算公式, 并指出有效加固深度应根据现场试夯或当地经验确定. 规范中仅给出加固深度估计值, 根据规范可以得出以下结论: 加固深度取决于单击夯击能及地基土性质. 对于相同性质的土来说, 单击夯击能越大, 加固深度越大. 在单击夯击能相同的情况下, 碎石土、砂土加固深度大, 粉土、粘性土次之. 实际上影响加固深度的因素主要考虑以下几方面:

(1) 单位面积上施加的总夯击能 (不包括满

夯) 及夯击遍数. 增大单位面积夯击能及夯击遍数可以增大土体强度、密实度、加固深度.

(2) 土本身结构强度. 碎石、片石组成的填土加固深度最大, 一般粘性土、砂土次之. 土结构强度大, 加固深度则小.

(3) 锤底面积. 当单击夯击能相同时, 锤底面积大, 则锤底动应力小, 尽管夯坑浅, 但因夯坑分布面积大, 衰减慢, 锤底影响深度大. 当锤底面积小时, 锤底动应力大, 夯坑深, 但因夯坑分布面积小, 衰减快, 锤底影响深度小. 因此应根据土的结构强度及冲击能大小, 选取适合的锤面积. 对 1 000 ~ 6 000 kN·m 单击夯击能, 宜选 4 ~ 8 m<sup>2</sup> 面积锤. 本工程能级 2 000 kN·m, 锤底面积 5.3 m<sup>2</sup>, 符合上述情况.

(4) 土层分布影响. 本工程在第 1 层标高 159.5 m 作业区地质报告中 54 号孔附近建立了试夯区, 试夯区土层主要为软土. 由于试夯时正逢桂林阴雨季节, 地下水位升高, 试夯区完成第 1 遍夯点后, 第 2 遍夯击难以开展. 第 1 遍夯点每点击数多为 8 击, 最后两击平均夯沉量大多在 80 ~ 90 mm. 为了及早证实夯击效果, 对试夯区进行了标准贯入试验. 检测结果表明强夯后新填及松散素填土处理效果明显, 承载力标准值可满足设计要求. 但对饱和度较高的或地下水位以下的粘土及粉质粘土效果不好, 强夯加固深度约 4 m. 试夯后加固深度小于规范中预估值 5 ~ 6 m, 主要原因之一就是由于场地泥泞行车困难, 造成难以施工第 2 遍夯点. 另外, 检测报告中指出当填土下存在有硬可塑状态的粘土及粉质粘土时, 强夯加固对硬可塑状态层影响较小. 说明土层分布对有效深度有影响.

2.2.2 单位夯击能 按照规范规定, 本工程单位夯击能取  $2\ 000\ \text{kN}\cdot\text{m} \times 8 / 5.3\ \text{m}^2 = 3\ 018\ \text{kN}\cdot\text{m} / \text{m}^2$  (按夯点夯击次数为 8 计算), 具体值通过试夯确定. 单位夯击能过大, 不仅浪费能源, 对饱和粘土来说, 强度反而降低. 夯击次数是强夯设计中的一个重要参数, 对于不同地基土来说夯击次数也不同. 夯击时锤底加固区的挤压力及超静孔隙水压力超过夯坑侧土的约束力, 土隆起, 此时已无加固效果, 不应继续夯击; 若土不隆起则可继续夯击, 使压实区加深扩大, 而贯入度最后两击的平均夯沉量的控制就成为施工中的难点. 强



夯设计时根据土的类型、强度,所需加固深度来选定单击夯击能。单击夯击能及土质已确定,锤面积大,贯入度小,增大夯坑深度所需锤击数多,锤底压实区深度大,侧向加固范围也大,强夯场地面积一定时,布置夯点数少。但锤面积过大,贯入度很小,加固没有效果。若锤面积小,贯入度就大,锤底压实区深度小,侧向加固范围也较小,布置夯点数就多。能级一定时,贯入度随锤底面积变化。由于规范对最后2击平均夯沉量控制较严,施工中若要完全控制需要采取措施,如填加粗骨料夯击或对同一夯点进行多遍夯击。本工程根据试夯区标贯实验结果以最后2击平均夯沉量不大于100 mm作为贯入度控制指标。夯击结束后在159.5 m标高,165 m标高作业层随机选点做静压试验,结果地基承载力标准值 $f_k$ 最低值为202 kPa,变形模量最低值 $E_0 = 13.06$  MPa,均满足设计要求。

2.2.3 孔隙水压力变化规律 本工程对161.5 m标高强夯作业层进行了现场孔隙水压力试验监测,用于掌握强夯施工产生的超孔隙水压力和土体总应力及其分布、孔隙水压力消散时间、强夯有效加固深度。结果如下<sup>[3,4]</sup>:

(1) 超孔隙水压力随夯击数的增加而增大,当夯击数达到7~8锤时,超孔隙水压力达到最大值,之后随着夯击数的增加,超孔隙水压力几乎不再增加。这表明夯击数7~8锤时,锤底压实区已形成。

(2) 超孔隙水压力随时间的增长而逐步消散,消散时间约8 h(单点夯)。

(3) 在距夯击中心3 m处地面以下3.8~7.4 m范围内,超孔隙水压力随深度的增加而减小,最大值为72 kPa,距夯点下3.8 m处。

(4) 随着离夯点水平距离的增大,超孔隙水压力降低,超孔隙水压力最大值应位于夯击区内。

(5) 夯击应力随夯击数的增加而增加(在10锤范围内)。

(6) 夯击应力在浅区域随深度的增加而增加,在深区域则随深度的增加而降低,最大值位于深度5 m处。夯击应力随离夯击中心的水平距离的增加而降低。强夯有效影响深度为6 m左右;强夯有效影响水平距离为3.8 m左右(离夯锤中心);场地实施的强夯施工方法可行,每点夯击数

宜采用7~8锤<sup>[3]</sup>。

2.2.4 夯点间距 夯点需有一定间距,使冲击时夯坑产生冲剪,在夯坑底形成挤压加固区,为使所产生的挤压力受周围土约束,侧面不隆起,侧面需有一定间距的不扰动土;由于强夯水平影响距离一般为 $1.3 \sim 1.7 D$ ( $D$ 为锤底直径,以坑心计),考虑加固区的搭接,夯点间距一般取 $1.7 \sim 2.5 D$ ,若密实度要求高则取小值,反之取大值。本工程夯点间距为 $5 \times 5$  m,中间插点。夯点间距过大或夯点加固区搭接小甚至无法搭接,都会严重影响强夯效果。

2.2.5 夯点布置 夯点呈方格布置适用于地下水位深、含水量低、场地不易隆起的土。梅花形点布置适用于含水量较高、场地易隆起的土。

2.2.6 夯点复夯 夯点复夯即对同一夯点进行分遍夯击,以下情况必须进行复夯。

(1) 夯点夯击达不到最少锤击数就出现起锤困难或过大隆起;

(2) 夯点夯击次数超过最少锤击数,但最后两击平均夯沉量达不到控制要求。

每遍复夯收锤标准仍然按照夯点最少锤击数及贯入度、夯坑周围土是否过大隆起,是否起锤困难等条件控制。同一夯点每遍复夯间隙应满足超孔隙水压消散时间的要求。本工程159.5 m标高作业层土含水量较大,大部分夯点均进行了复夯。

2.2.7 低能量满夯 满夯的目的是加固表层土,布点可一夯挨一夯交错相切或相互搭接。

### 3 施工结论

(1) 强夯置换法处理软土层。本工程对地质勘察报告中第54号孔附近软土层区域采用下挖1.5 m并回填碎石、片石后,使用3 000 kN·m能级进行点夯和满夯,使该土层得到有效加固;

(2) 本工程西侧有一化粪池,其附近土质不好,对该区域采取挖除1 m深后回填含水量低的卵石粘土再夯,加固效果比较理想。

(3) 在饱和软土地基上施工,设置一定厚度的碎石垫层既可以方便吊车行走又可以抑制地面隆起,是保证强夯顺利施工的有效措施。

### 4 结束语

(1) 强夯加固工艺在现阶段仍必须通过已有

的经验及试夯确定.

(2) 土体含水量是决定强夯加固效果的重要因素, 对土体含水量高的场地采用强夯法需慎重.

(3) 回填土的质量直接影响强夯加固效果. 土方回填时应挖除淤泥和有机质土, 并排干积水后进行回填. 这样既能取得好的加固效果又能节约二次处理所需的时间和费用.

(4) 施工质量检测十分重要.

心岩土工程勘察报告 [R]. 桂林: 桂林市勘察设计研究院, 1999.

[2] JGJ 79 - 2002, 建筑地基处理技术规范 [S].

[3] 桂林工学院勘察设计院. 桂林甲天下广场国际会展中心地基强夯处理孔隙水压力和土压力监测报告 [R]. 桂林: 桂林国际会展中心工程建设指挥部, 2000.

[4] 孙刚臣, 肖明贵, 王杰光. 强夯法加固回填土地基的应力监测及效果分析 [J]. 桂林工学院学报, 2003, 22 (3): 289 - 292.

## 参考文献

[1] 桂林市勘察设计研究院. 桂林市甲天下广场国际展览中

## Strengthening the Ground of Guilin International Chamber Exhibition Center by Dynamic Compaction

DENG Bo, CAO Xia, JIN Ling-zhi

(Department of Civil Engineering, Guilin University of Technology, Guilin 541004, China)

**Abstract:** The principle of the main parameter of dynamic compaction strengthening depth, tamping energy water pressure of the hole are studied in a project. General difficulty in construction is the last two sinks rammer of 80 ~ 90 mm greater than the standard of 50 mm. In guaranteeing project quality to shorten time limit of project and reduce the cost, the sinking rammer of the last two bombarding must be adjusted in the construction so that the sinking amount of the average rammer is not greater than 100 mm in the test in order to monitor the result of hole water pressure and static loading test. In the test result  $f_k$  is 202 kPa and  $E_0$  is 13.06 MPa. All the test results satisfy the design and strengthen about 6 m depth confirming to estimated depth. According to the adjusted index of sinking rammer, the project quality can be guaranteed.

**Key words:** ground treatment; dynamic compaction; tamping energy; water pressure of the hole