

# 强夯法加固山区高填方机场 原地基的试验研究

赵 靖<sup>1</sup>, 许金余<sup>1,2</sup>, 张学军<sup>1</sup>

(1. 西北工业大学 力学与土木建筑学院, 陕西 西安 710072; 2. 空军工程大学 工程学院, 陕西 西安 710078)

**摘 要:**对某山区高填方机场原地基进行了强夯法加固现场试验,介绍了试验区强夯法的施工设计和现场检测与室内试验的结果。强夯法加固地基现场检测结果表明,由于强夯作用,地基土的干密度和压缩模量明显增加,95%的地基压实度大于93%,74%的地基压实度大于96%,87.5%的地基承载力特征值大于250 kPa。采用中风化填料,剩余沉降量均能满足设计要求,而采用强风化填料,无论是采用2 000 kN·m还是采用3 000 kN·m的夯击能都不能满足设计要求。采用中风化填料的加固效果明显优于强风化填料的加固效果。

**关 键 词:**强夯法,高填方,原地基,承载力,剩余沉降

中图分类号:TU413

文献标识码:A

文章编号:1000-2758(2005)05-0580-05

某山区高填方机场场区受山脉控制,群山起伏,沟壑纵横,植被发育,地形复杂。飞行场地最高点标高420.38 m,最低点326.10 m,最大高差94.28 m,最大填方高度约为50.00 m,最大挖方高度约为50.00 m,全场土(石)方量:填方为 $1\ 108\times 10^4\text{ m}^3$ ,挖方 $1\ 135\times 10^4\text{ m}^3$ ,填挖方总量达 $2\ 243\times 10^4\text{ m}^3$ 。该机场土石方工程量之巨大,是国内外不多见的。设计单位提出用强夯法进行地基加固处理。为了探讨强夯法处理山区高填方机场地基的可行性,检验强夯法处理后地基是否满足机场的承载力和沉降要求,为取得大面积强夯施工的优化控制参数和施工质量控制标准,进行了现场强夯试验。本文着重探讨了山区高填方机场原地基强夯试验。

## 1 试验区概况

### 1.1 场地工程地质条件

场地为丘陵地貌,地形较陡,高程介于379.01~347.12 m,相对高差为30 m。根据夯前工程地质钻探结果,结合岩土体的成因类型、工程地质性能、颗粒成分,将场地岩土层自上而下划分为4个地质

单元,分述如下:

(1) 含角砾粉质粘土,灰色,可塑,角砾含量约占20%,粒径5~20 mm,层厚1.00~1.40 m。

(2) 残积粘性土,灰色夹浅红色,可塑,层厚0.70~1.60 m,顶板埋深1.00~1.40 m。

(3) 全风化花岗岩,灰黄色,硬塑,原岩结构基本破坏,岩芯呈砂土状,少数呈碎块状,层厚0.45 m,顶板埋深1.70 m。

(4) 强风化花岗岩,浅红色,块状构造,裂隙发育,岩芯呈碎块状,碎块手折可断,层厚0.20~0.45 m,顶板埋深1.35~3.00 m。强夯前地基土的物理力学指标见表2。

### 1.2 试验区的分区情况

原地基强夯试验,填筑料采用强风化填料(Q0区)和中风化填料(W0区),填筑厚度为2.6 m,强夯夯能采用2 000 kN·m与3 000 kN·m,分4个小区:Q10区(强风化填料、夯能2 000 kN·m)、Q20区(强风化填料、夯能3 000 kN·m)、W10区(中风化填料、夯能2 000 kN·m)、W20区(中风化填料、夯能3 000 kN·m),详见图1。

收稿日期:2004-09-20

作者简介:赵 靖(1977-),西北工业大学博士生,主要从事防护工程、岩土工程及工程力学的研究。

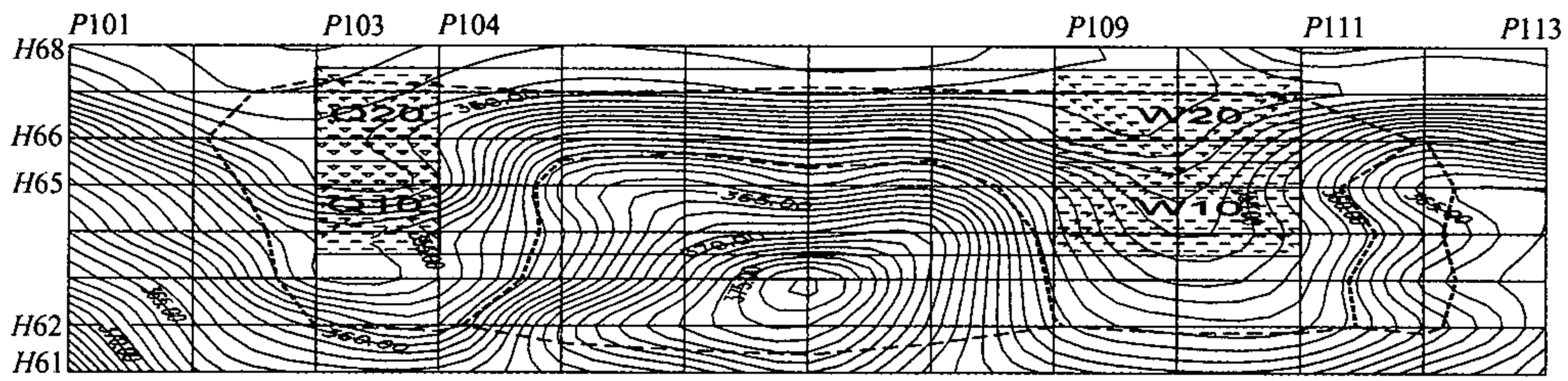


图 1 试验区分区示意图

## 2 原地基强夯试验参数

根据实际情况,采用不同能量、不同填筑料的直接强夯,具体施工参数见表 1。

表 1 原地基强夯法处理施工参数

|             | Q10 区   | Q20 区   | W10 区   | W20 区   |
|-------------|---------|---------|---------|---------|
| 单点夯击能量/kN·m | 2 000   | 3 000   | 2 000   | 3 000   |
| 层铺厚度/m      | 2.6     | 2.6     | 2.6     | 2.6     |
| 主 单点夯击次数/击数 | 12      | 12      | 12      | 12      |
| 最后两击/cm     | 5       | 5       | 5       | 5       |
| 夯 夯点间距/m    | 4.5     | 4.5     | 4.5     | 4.5     |
| 夯击遍数/遍      | 2       | 2       | 2       | 2       |
| 夯点布置形式      | 正方形     | 正方形     | 正方形     | 正方形     |
| 单点夯击能量/kN·m | 1 000   | 1 000   | 1 000   | 1 000   |
| 满 单点夯击次数/击数 | 3       | 3       | 3       | 3       |
| 夯 夯点间距      | 1/3 锤迭加 | 1/3 锤迭加 | 1/3 锤迭加 | 1/3 锤迭加 |
| 夯击遍数/遍      | 1       | 1       | 1       | 1       |

## 3 现场强夯试验检测结果

### 3.1 动力触探试验

夯前、夯后分别进行了重型动力触探试验,根据打入的难易程度来判断土基在夯前和夯后的工程性质变化情况。落锤重 63.5 kg,落距 0.76 m,记录每贯入 0.10 m 所需的锤击数,当贯入 0.10 m 所需锤击数超过 50 击时停止试验<sup>[1]</sup>。

将夯前和夯后动力触探孔在同一位置的数据绘制成曲线对比图,如图 2 所示。从动力触探结果知道,夯后动力触探锤击数都有不同程度的提高。

### 3.2 物理力学指标试验

将地基土的夯前、夯后物理力学指标汇总于表 2。由表 2 可知:夯后土的大部分指标比夯前土都有所改善,实际处理效果随着间歇时间的增加还会有

所提高。说明强夯法处理地基的效果明显<sup>[2]</sup>。

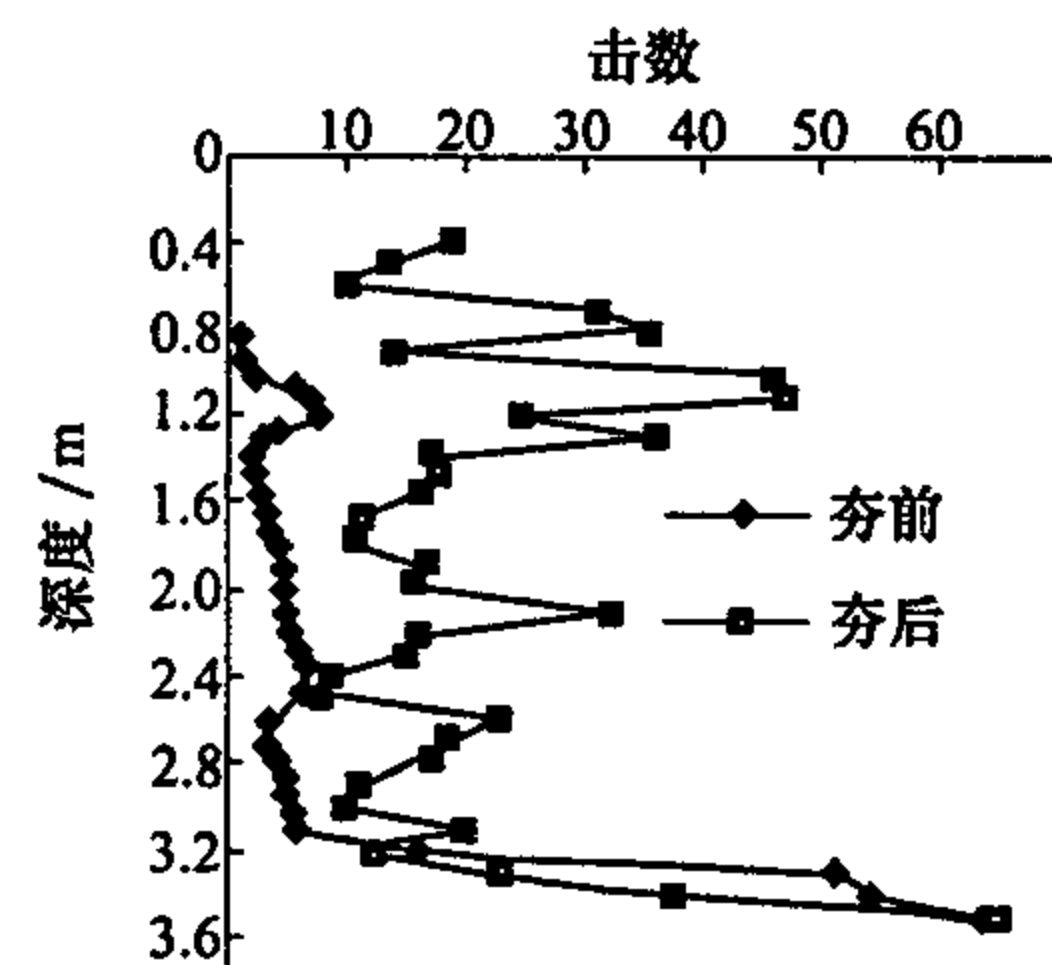


图 2 地基处理前后动力触探结果比较

### 3.3 压实度试验

经地基处理后的地基压实度是评定处理效果的重要指标,因此在地基处理后进行地基压实度检测,表层压实度比较容易满足,深层地基压实度是否满足是检测的重点,用深层地基压实度来评定强夯法

施工的加固效果。本试验采用现场灌水法测试地基处理后的土基压实度。

地基压实度评定过程中,地基土的最大干密度由重型击实试验确定。原地基土的最大干密度为 1.73 g/cm<sup>3</sup>;强风化填料的最大干密度为 1.79 g/cm<sup>3</sup>,中风化填料的最大干密度为 1.82 g/cm<sup>3</sup>。

从表 3 知:试验区各层压实度都基本满足要求。由于施工期间雨水较多且测试时的间歇时间较短,随着强夯后休置时间的增加,地基中的孔隙水压力会逐渐消散,地基土的压实度与强度还会随间歇时间的增加而逐渐提高。

表 2 地基处理前后地基土物理力学指标对照表

| 土名  | 取样编号  | 取土深度 /m | 含水量/% | 湿密度 /g·cm <sup>-3</sup> | 干密度 /g·cm <sup>-3</sup> | 饱和度/% | 天然孔隙比 | 内摩擦角 /(^{\circ}) | 内聚力 /kPa | 压缩模量 /MPa |
|-----|-------|---------|-------|-------------------------|-------------------------|-------|-------|------------------|----------|-----------|
| 夯前土 | 1     | 0.6     | 25.5  | 1.89                    | 1.51                    | 89    | 0.760 | 17.0             | 71.1     | 7.69      |
|     | 2     | 1.0     | 20.5  | 1.84                    | 1.53                    | 74    | 0.729 | 36.3             | 12.3     | 6.10      |
|     | 3     | 1.8     | 37.2  | 1.71                    | 1.25                    | 87    | 1.143 | 13.2             | 36.2     | 4.00      |
|     | 4     | 2.4     | 34.1  | 1.74                    | 1.30                    | 85    | 1.095 | 19.7             | 23.7     | 7.69      |
| 夯后土 | Q20 区 | 0.6     | 22.9  | 1.84                    | 1.50                    | 80    | 0.757 | 31.2             | 74.0     | 14.5      |
|     |       | 1.0     | 21.9  | 1.85                    | 1.52                    | 78    | 0.739 | 28.3             | 62.8     | 13.0      |
|     |       | 1.8     | 22.7  | 1.95                    | 1.59                    | 91    | 0.654 | 29.8             | 70.5     | 9.8       |
|     |       | 2.4     | 23.1  | 1.94                    | 1.58                    | 91    | 0.663 | 34.9             | 65.7     | 9.6       |
|     | 其余区   | 0.7     | 24.3  | 1.92                    | 1.54                    | 90    | 0.722 | 30.2             | 40.0     | 5.18      |
|     |       | 1.0     | 23.9  | 1.87                    | 1.51                    | 83    | 0.762 | 14.3             | 56.7     | 5.92      |
|     |       | 1.7     | 22.4  | 1.88                    | 1.54                    | 82    | 0.725 | 15.5             | 58.0     | 6.8       |
|     |       | 2.4     | 29.2  | 1.91                    | 1.48                    | 98    | 0.793 | 28.9             | 38.7     | 5.43      |

表 3 夯后原地基的压实度/%

| 试验区编号    | Q10 区 | Q20 区 | W10 区 | W20 区 |
|----------|-------|-------|-------|-------|
| 1# 0.3 m | 98.1  | 98.1  | 99.2  | 98.9  |
| 2# 0.8 m | 93.4  | 94.6  | 99.4  | 96.2  |
| 3# 1.3 m | 92.7  | 98.6  | 99.1  | 98.9  |
| 4# 1.8 m |       | 98.6  | 98.2  | 98.4  |
| 5# 2.3 m |       | 98.1  | 95.2  | 93    |
| 6# 2.8 m |       | 98.5  |       |       |

### 3.4 载荷试验

本工程的载荷试验采用浅层平板载荷试验,设计要求的承压板直径不小于 0.76 m,实际试验使用的承压板直径为 0.8 m 的圆形钢板,承压板面积为 0.5m<sup>2</sup>。载荷试验主要是检测地基处理后的地基承载力是否满足要求。各区 P-s 曲线如图 3~图 6 所示。

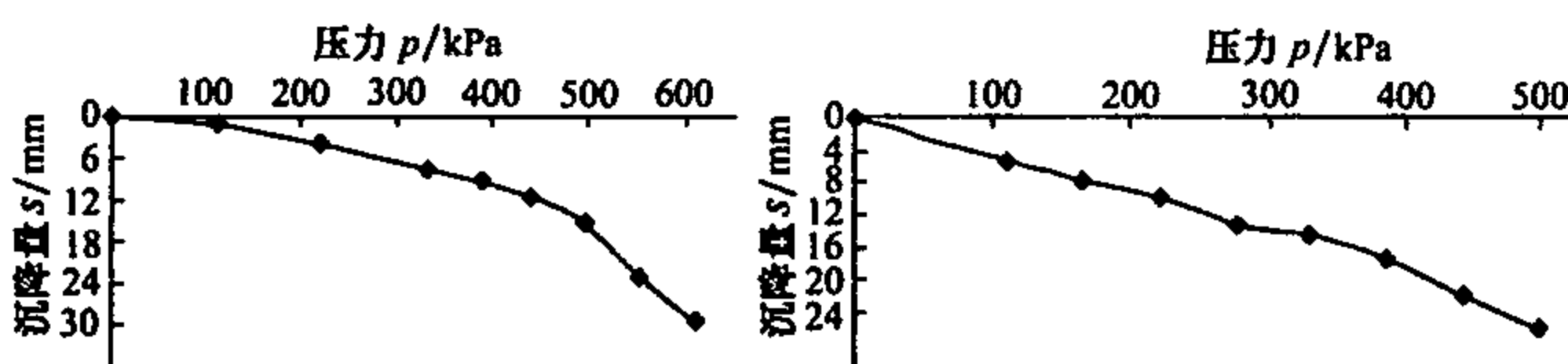


图 3 Q10 区 P-s 曲线

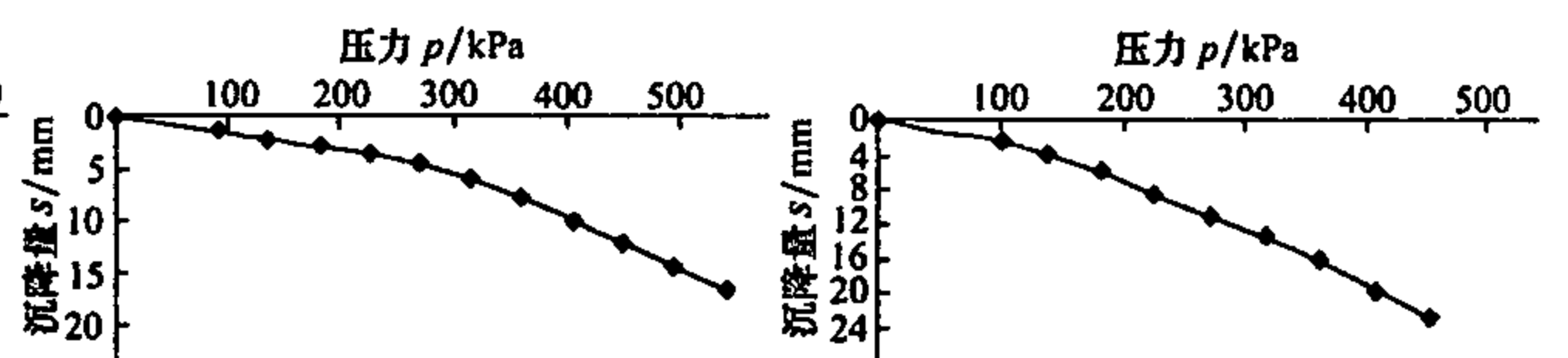


图 4 Q20 区 P-s 曲线

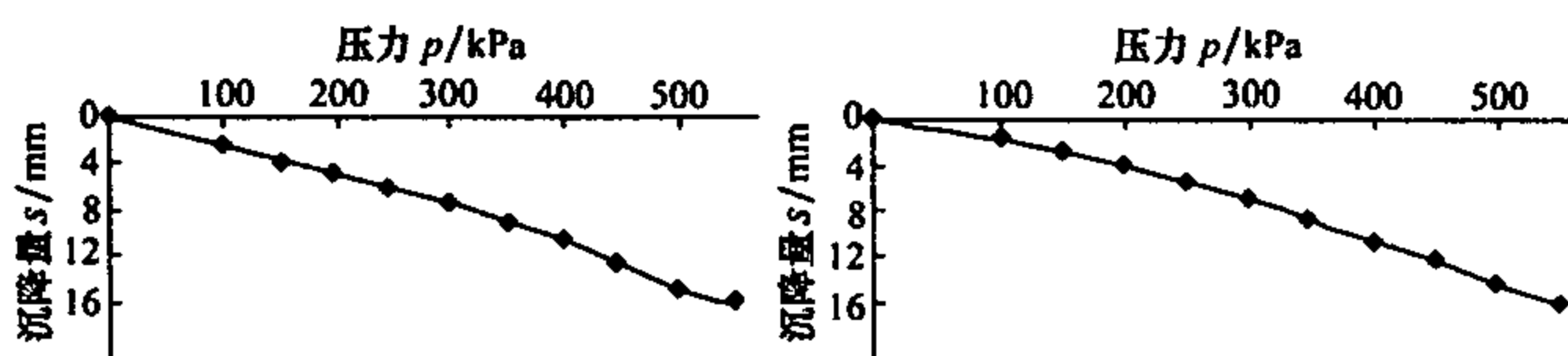


图 5 W10 区 P-s 曲线

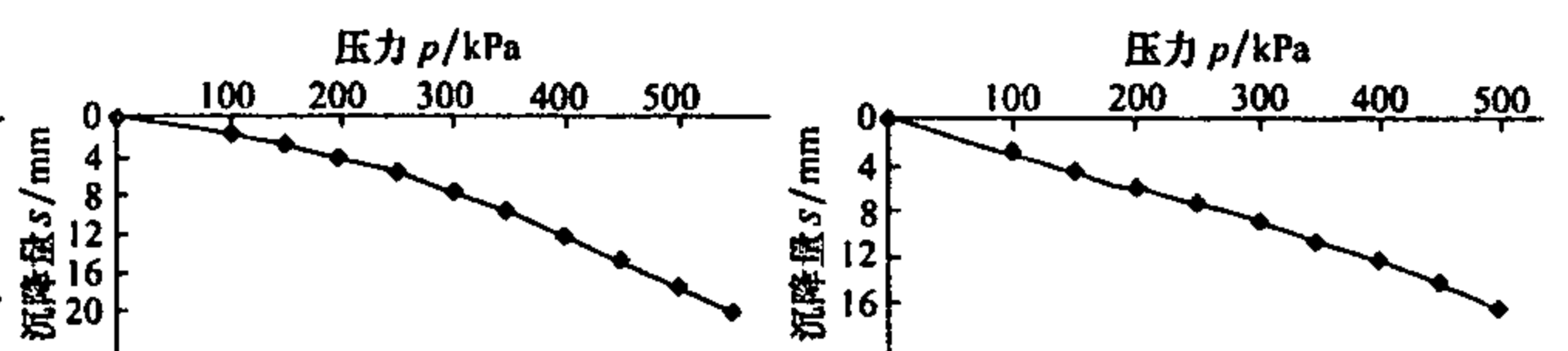


图 6 W20 区 P-s 曲线

地基承载力特征值采用相对变形法判断<sup>[3]</sup>,即取  $p \sim s$  曲线上沉降量  $s = (0.01 \sim 0.015)b$  所对应的荷载值为地基承载力特征值( $s$  为承压板沉降值, $b$  为承压板宽度)。承载力特征值列于表 4 中。

按相对变形法,取  $s = 0.015b$  所对应荷载的地基承载力特征值,按弹性力学公式  $E_0 = \omega(1 -$

$\mu^2)p_1b/s_1$ , 其中  $\omega = 0.79, \mu = 0.2$ , 计算变形模量<sup>[3,4]</sup>。变形模量列于表 4 中。

对于道槽下面及其影响范围内,主要是满足沉降与不均匀沉降要求,为此根据变形模量,进行沉降计算。计算边界条件:对于试验区,覆土厚度为 5 m,原地基总沉降量如表 5 所示。

表 4 加固后的地基承载力与变形模量统计表

| 项目       | Q10  |      | Q20  |      | W10  |      | W20  |      |
|----------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|          | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    |
| 变形模量/MPa | 21.7 | 12.6 | 22.2 | 14.4 | 21.7 | 22.0 | 19.7 | 19.5 |
| 承载力/kPa  | 430  | 250  | 440  | 285  | 430  | 435  | 390  | 386  |

表 5 原地基沉降计算统计表

| 项目       | Q10  |      | Q20  |      | W10  |      | W20  |      |
|----------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|          | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    |
| 变形模量/MPa | 21.7 | 12.6 | 22.2 | 14.4 | 21.7 | 22.0 | 19.7 | 19.5 |
| 沉降量/cm   | 18.5 | 31.9 | 18.1 | 28.0 | 18.5 | 18.3 | 20.0 | 20.6 |
| 剩余沉降/cm  | 2.8  | 4.8  | 2.7  | 4.2  | 2.8  | 2.7  | 3.0  | 3.1  |

土石方施工工期按 1 年计算,单面排水条件,其固结度可达 85%,因此最终剩余沉降量列于表 5 中。根据设计要求原地基剩余沉降量小于 4 cm 的要求,显然采用强风化填料,无论是采用 2 000kN·m,还是采用 3 000kN·m 都不能满足了设计要求。而采用中风化填料,剩余沉降量可以满足设计要求。

## 4 结 论

(1) 从载荷试验结果知道:经强夯加固后,87.5%的地基承载力特征值满足设计大于 250 kPa 的要求。但采用强风化填料处理原地基时,不能满足

剩余沉降量要求,因此建议大面积施工时,在处理道槽下的原地基时不宜采用强风化填料。

(2) 从压实度试验结果知道:经强夯加固后,74%的地基压实度满足大于 96%的要求,95%的地基压实度能满足大于 93%的要求。

(3) 从动力触探结果和室内土工试验资料看,经强夯处理后,地基动力触探锤击数,地基土的物理力学指标都有所提高。

(4) 由于试验工期紧,加上降雨的影响,所以强夯后间歇时间普遍较短,一般说来,随着间歇时间的增加,地基土的强度及其他性能指标都会有所提高。

## 参考文献:

- [1] 谢春庆. 山区机场高填方夯实地基处理方法研究. 勘察科学技术, 2001, 5: 11~15
- [2] 王宝田等. 强夯法加固岷江防洪堤粉土地基的效果检验. 岩土力学, 2004, 25(7), 1159~1162
- [3] Mernard L, Broise Y. Theoretical and Practical Aspects of Dynamic Consolidation. Geotechnique, 1975, 25(1), 3~18
- [4] Valliappan S, Yazdi J T, Zhao C. Analytical Solution for Two-Dimensional Dynamic Consolidation in Frequency Domain. International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics, 1995, 19(10): 663~682

## Exploring Suitability of Dynamic Consolidation Method for Consolidating Quondam Foundation of a Deep Fill Airport

Zhao Jing<sup>1</sup>, Xu Jinyu<sup>1,2</sup>, Zhang Xuejun<sup>1</sup>

( 1. Department of Civil Engineering, Northwestern Polytechnical University, Xi'an 710072, China )  
2. The Engineering Institute, Air Force Engineering University, Xi'an 710078, China )

**Abstract:** The earthwork of a certain deep fill airport in mountainous area was as much as more than 20 million m<sup>3</sup>. Even though this airport had to be built within a very short time, it was still quite necessary to explore the suitability of the dynamic consolidation method which had been suggested as the method to use. We now report the results of our exploration which appear to confirm that dynamic consolidation method is suitable and the large-scale earthwork was quickly completed using it. The field detection results, the laboratory results and the construction design were obtained by making an experiment consolidating foundation with dynamic consolidation method for a certain deep fill airport in mountainous area. The field detection data of the strengthened foundation show that the dry densities and the compression modulus of the quondam foundation soils were increased through dynamic consolidation. After dynamic consolidation we obtained three important results: (1) 95% of a small part of quondam foundation tested had a degree of compression of more than 93%; (2) 74% of it had a degree of compression of more than 96%; (3) 87.5% of it had a bearing capacity eigenvalue of more than 250 kPa. Another important result of our exploration was that only moderately-weathered fill can be used. When we used moderately-weathered fills, the quondam foundation after dynamic consolidation could meet the design limit of residual settlements; but when we used strongly-weathered fills, the quondam foundation after dynamic consolidation could not meet the design limit of residual settlements even when the compacting energy was as much as 3000 kN · m.

**Key words:** dynamic consolidation method, deep fill, quondam foundation, bearing capacity, residual settlement