

UDC

中华人民共和国行业标准

**TB**

**TB 10018 — 2018**  
**J 261 — 2018**

P

# 铁路工程地质原位测试规程

Code for In-situ Testing of Railway Engineering Geology

2018-06-05 发布

2018-08-01 实施

国 家 铁 路 局          发 布

中华人民共和国行业标准

铁路工程地质原位测试规程

Code for In-situ Testing of Railway Engineering Geology

TB 10018—2018

J 261—2018

主编单位：中铁第四勘察设计院集团有限公司

批准部门：国家铁路局

施行日期：2018年8月1日

中 国 铁 道 出 版 社

2018年·北 京

中华人民共和国行业标准  
铁路工程地质原位测试规程  
TB 10018—2018  
J 261—2018

\*

中国铁道出版社出版发行  
(100054,北京市西城区右安门西街8号)  
出版社网址:<http://www.tdpress.com>  
中国铁道出版社印刷厂印  
开本:850 mm×1 168 mm 1/32 印张:9.5 字数:241 千  
2018年8月第1版 2018年8月第1次印刷

书号:15113·5439 定价:55.00元  
版权所有 侵权必究

凡购买铁道版图书,如有印制质量问题,请与本社发行部联系调换。  
发行部电话:路(021)73174,市(010)51873174

## 国家铁路局关于发布铁道行业标准的公告

(工程建设标准 2018 年第 2 批)

国铁科法[2018]51 号

现公布《铁路工程地质原位测试规程》(TB 10018—2018)和《铁路工程地质遥感技术规程》(TB 10041—2018)两项行业标准,自 2018 年 8 月 1 日起实施。《铁路工程地质原位测试规程》(TB 10018—2003)和《铁路工程地质遥感技术规程》(TB 10041—2003)同时废止。

以上标准由中国铁道出版社出版发行。

国家铁路局  
2018 年 6 月 5 日

## 前 言

本规程是根据《国家铁路局关于印发〈国家铁路局 2015 年铁路工程建设标准编制计划〉的通知》(国铁科法函[2015]62 号)的要求,在《铁路工程地质原位测试规程》(TB 10018—2003)的基础上修订而成。

本规程内容包括总则、术语和符号、平板载荷试验、螺旋板载荷试验、十字板剪切试验、旁压试验、标准贯入试验、动力触探试验、静力触探试验、应力铲试验、扁板侧胀试验、旋转触探试验等 12 章,另有 3 个附录。

本规程修订的主要内容如下:

1. 增加了深层平板载荷试验、自钻式旁压试验、有效应力铲试验、旋转触探试验等原位测试技术方法。
2. 增加了旁压试验确定水平基床系数、有效应力铲试验确定静止侧压力系数、扁板侧胀试验确定水平固结系数等方面的内容。
3. 修订了孔压消散试验确定水平固结系数、扁板侧胀试验确定水平基床系数等方面的内容。
4. 删除了岩体直剪试验、机械式十字板试验等内容。

在执行本规程的过程中,希望各单位结合工程实践,认真总结经验,积累资料。如发现需要修改和补充之处,请及时将意见及有关资料寄交中铁第四勘察设计院集团有限公司(武汉市武昌区和平大道 745 号,邮政编码:430063),并抄送国家铁路局规划与标准研究院(北京市西城区广莲路 1 号,邮政编码 100055),供今后修订时参考。

本规程由国家铁路局科技与法制司负责解释。

主编单位: 中铁第四勘察设计院集团有限公司。



参编单位:中国铁路设计集团有限公司、中铁二院工程集团有限责任公司、中铁西北科学研究院有限公司、中铁第一勘察设计院集团有限公司、中国铁道科学研究院、中铁工程设计咨询集团有限公司、西南交通大学、中南大学。

主要起草人:熊大生、涂启柱、刘 珣、陈新军、王子江、梁 伟、楚华栋、储团结、陈则连、林之恒、杜文山、史存林、刘 铭、徐林荣、朱 明、于廷新、米 军、高 敬、屈耀辉、孟长江、吴俊猛、彭俊伟、张千里、胡勇伟、赵海粟。

主要审查人:顾国荣、刘 燕、李 响、薛吉岗、顾湘生、盛 谦、余 鹏、戴 颖、杨鹏健、杨常所、曹化平、赵建峰、刘松玉、刘俊飞、邢文宝、潘瑞林、余 波、郭明田、曾洪贤、刘 晓、张继文。

本规程的历次版本发布情况:《铁路工程地质原位测试规程》TB 10018—2003。

## 目 次

1 总 则 .....	1
2 术语和符号 .....	2
2.1 术 语 .....	2
2.2 符 号 .....	4
3 平板载荷试验 .....	7
3.1 一般规定 .....	7
3.2 设 备 .....	7
3.3 试验要点 .....	8
3.4 资料整理与计算 .....	11
4 螺旋板载荷试验 .....	16
4.1 一般规定 .....	16
4.2 设 备 .....	16
4.3 试验要点 .....	18
4.4 资料整理与计算 .....	19
5 十字板剪切试验 .....	21
5.1 一般规定 .....	21
5.2 设 备 .....	21
5.3 试验要点 .....	23
5.4 资料整理与计算 .....	24
6 旁压试验 .....	28
6.1 一般规定 .....	28

6.2	设 备 .....	28
6.3	试验要点 .....	30
6.4	资料整理与计算 .....	40
7	标准贯入试验 .....	51
7.1	一般规定 .....	51
7.2	设 备 .....	51
7.3	试验要点 .....	52
7.4	资料整理与计算 .....	52
8	动力触探试验 .....	55
8.1	一般规定 .....	55
8.2	设 备 .....	55
8.3	试验要点 .....	57
8.4	资料整理与计算 .....	58
9	静力触探试验 .....	64
9.1	一般规定 .....	64
9.2	设 备 .....	64
9.3	试验要点 .....	68
9.4	资料整理 .....	70
9.5	计算与应用 .....	73
10	应力铲试验 .....	86
10.1	一般规定 .....	86
10.2	设 备 .....	86
10.3	试验要点 .....	88
10.4	资料整理与计算 .....	89
11	扁板侧胀试验 .....	92
11.1	一般规定 .....	92

11.2	设 备 .....	92
11.3	试验要点 .....	94
11.4	资料整理与计算 .....	97
12	旋转触探试验 .....	100
12.1	一般规定 .....	100
12.2	设 备 .....	100
12.3	试验要点 .....	101
12.4	资料整理与计算 .....	101
附录 A	传感器的标定与计算 .....	104
附录 B	原位测试图表格式 .....	109
B.1	十字板试验图表 .....	109
B.2	旁压试验记录表格式 .....	111
B.3	标准贯入试验记录格式 .....	115
B.4	动力触探记录表及贯入图格式 .....	115
B.5	静力触探图表格式 .....	118
B.6	旋转触探试验图表格式 .....	122
附录 C	探头规格及更新标准 .....	123
本规程用词说明 .....		127
《铁路工程地质原位测试规程》条文说明 .....		128

## 1 总 则

1.0.1 为统一铁路工程地质原位测试技术要求,保障原位测试质量,提高勘察效率和勘察技术水平,制定本规程。

1.0.2 本规程适用于新建与改建铁路勘察设计、施工、运营等阶段的工程地质原位测试工作。

1.0.3 在重要工程场地或缺乏使用经验的地区,原位测试应与其他勘探测试方法相结合。

1.0.4 原位测试孔位及点位的布置应具有对场地土层的控制性和代表性,孔深应满足铁路工程勘察设计要求。

1.0.5 原位测试仪器设备应按相关规定定期进行校验和维护。

1.0.6 铁路工程地质原位测试工作应遵守国家有关环境保护、水土保持等相关规定。

1.0.7 铁路工程地质原位测试工作应遵守国家有关安全生产方面的规定,保障人员与设备的安全。

1.0.8 铁路工程地质原位测试工作除应符合本规程外,尚应符合国家现行有关标准的规定。

## 1 总 则

- 1.0.1 为统一铁路工程地质原位测试技术要求,保障原位测试质量,提高勘察效率和勘察技术水平,制定本规程。
- 1.0.2 本规程适用于新建与改建铁路勘察设计、施工、运营等阶段的工程地质原位测试工作。
- 1.0.3 在重要工程场地或缺乏使用经验的地区,原位测试应与其他勘探测试方法相结合。
- 1.0.4 原位测试孔位及点位的布置应具有对场地土层的控制性和代表性,孔深应满足铁路工程勘察设计要求。
- 1.0.5 原位测试仪器设备应按相关规定定期进行校验和维护。
- 1.0.6 铁路工程地质原位测试工作应遵守国家有关环境保护、水土保持等相关规定。
- 1.0.7 铁路工程地质原位测试工作应遵守国家有关安全生产方面的规定,保障人员与设备的安全。
- 1.0.8 铁路工程地质原位测试工作除应符合本规程外,尚应符合国家现行有关标准的规定。

## 2 术语和符号

### 2.1 术 语

#### 2.1.1 原位测试 in-situ test (IST)

在地层的原位应力状态和天然含水率基本保持不变、原生结构不受或少受扰动的条件下,直接或间接地测定岩、土体各种工程特性、参数的试验方法。

#### 2.1.2 平板载荷试验 plate loading test (PLT)

在现场使用刚性承压板模拟建筑物基础,对地基逐级施加荷载,直至地基出现破坏状态或接近破坏状态,同时测记在各级荷载下地基随时间而沉降变形的试验方法。

#### 2.1.3 螺旋板载荷试验 screw plate loading test (SPLT)

将规定螺距的单片螺旋形承压板(简称螺旋板)旋入地表下预定深度处,通过传力杆件向螺旋板逐级施加荷载,直至地基出现破坏状态或接近破坏状态,同时测记在各级荷载下地基随时间而沉降变形的试验方法。

#### 2.1.4 十字板剪切试验 vane shear test (VST)

将一定规格的十字型板头垂直插入土中,以规定的试验方式和扭转速率测定出土在破坏过程中的抵抗力矩,计算出土的不排水抗剪强度(峰值强度、残余强度、重塑土强度)的试验方法。

#### 2.1.5 预钻式旁压试验 preboring pressuremeter test (PMT)

在预先钻成的孔中放置旁压器,对孔周土体快速、逐级施加径向压力,同时测记孔穴体积的相应变化的试验方法。

#### 2.1.6 自钻式旁压试验 self-boring pressuremeter test (SBPT)

钻进时利用旁压器设备底部的旋转钻头将旁压器压入适配于

设备的孔洞,对孔周土体快速、逐级施加径向压力,同时测记孔穴体积的相应变化的试验方法。

#### 2.1.7 标准贯入试验 standard penetration test (SPT)

使用 63.5 kg 的穿心锤,以 76 cm 的自由落距,将一定规格的贯入器预先贯入钻孔孔底以下 15 cm,然后测记继续贯入 30 cm 过程中锤击数的试验方法,简称标贯试验。

#### 2.1.8 动力触探试验 dynamic penetration test (DPT)

用一定质量的穿心锤和一定的自由落距,将一定规格的圆锥形实心探头贯入土中一定深度并测记贯入过程中锤击数的试验方法。

#### 2.1.9 静力触探试验 static cone penetration test (CPT)

将一定规格和形状的探头按规定的速率贯入土中,同时测记贯入过程中探头所受到的阻力(比贯入阻力或端阻、侧阻及孔隙水压力)的试验方法。

#### 2.1.10 应力铲试验 stress shovel test (SST)

将一定规格的铲形量测装置(总应力铲和有效应力铲),按规定的速率垂直压入土中,测记土的水平总应力和孔隙水压力随贯入深度变化值以及随时间衰减过程值的试验方法。

#### 2.1.11 扁板侧胀试验 flat dilatometer test (DMT)

将局部具有松胀功能的近似矩形的扁板贯入土中,测定特定变形对应的压力值的试验方法。

#### 2.1.12 扁板侧胀 C 值消散试验 C dissipation in the flat dilatometer test (DMTC)

将局部具有松胀功能的近似矩形的扁板贯入到试验深度后停止贯入,记录不同时刻的 C 压力值(即膜片复位后终止压力),获取 C 压力值消散曲线的试验方法。

#### 2.1.13 旋转触探试验 rotary penetration test (RPT)

将一定规格和形状的触探探头按一定的速率和转速旋转贯入土中,同时测记旋转贯入过程中探头所受到的贯入阻力、旋转扭矩

及排水水压力的试验方法。

#### 2.1.14 临界深度 critical depth

各种原位测试方法在均质地基中的测试值达到不受深度影响相对稳定的最小深度。

#### 2.1.15 破坏荷载 failing load

载荷试验的荷载沉降曲线对应于沉降趋于无穷大时的荷载值。

#### 2.1.16 极限承载力 ultimate bearing capacity

地基岩土体即将破坏时单位面积所承受的压力。

#### 2.1.17 破坏比 failure ratio

载荷试验的极限荷载与破坏荷载之比。

#### 2.1.18 容许承载力 allowable bearing capacity

在保证地基稳定和建筑物沉降量不超过容许值的条件下,地基单位面积所能承受的最大压力。

#### 2.1.19 基本承载力 basic bearing capacity

铁路建筑物基础短边宽度小于等于 2 m、埋置深度小于等于 3 m 时的地基容许承载力。

### 2.2 符 号

$B_q$ ——超孔压比

$C_h$ ——水平固结系数

$c_u$ —— $\varphi=0$  时的不排水抗剪强度

$D_r$ ——砂类土的相对密实度

$e_r$ ——旋转触探比功

$E_D$ ——侧胀模量

$E_m$ ——旁压模量

$E_o$ ——变形模量

$E_s$ ——压缩模量

$E_u$ ——不排水杨氏模量

FS——在额定荷载下探头及仪表的满量程输出值

$f_s$ ——探头侧壁单位摩阻力(简称探头侧阻)

$G_m$ ——旁压剪切模量

$I_D$ ——土类指数

$I_L$ ——液性指数

$I_p$ ——塑性指数

$I_r$ ——刚度指数

$K_D$ ——水平应力指数

$K_v$ ——竖向基床系数

$K_h$ ——水平基床系数

$K_{v1}$ ——基准竖向基床系数

$K_{h1}$ ——基准水平基床系数

$K_0$ ——静止侧压力系数

$M_r$ ——旋转触探旋转扭矩

$N$ ——标贯试验实测击数

$N_{\alpha}$ ——地震液化临界贯入击数

$N_{63.5}$ ——重型动力触探实测击数

$N_{120}$ ——特重型动力触探实测击数

$p_r$ ——旋转触探旋转贯入阻力

$p_s$ ——静力触探比贯入阻力

$p_{\alpha\alpha}$ ——实测计算贯入阻力(单桥探头)

$p_u$ ——地基极限承载力

$p_1$ ——平板侧胀试验膨胀压力

$p_2$ ——平板侧胀试验膜片复位后的终止压力

$q_c$ ——静力触探端阻(简称端阻)

$q_{\alpha\alpha}$ ——实测计算贯入阻力(双桥探头)

$q_T$ ——总锥尖阻力

$S_r$ ——饱和度

$S_i$ ——灵敏度

$s$ ——修正后的沉降量  
 $s'$ ——实测沉降量  
 $s_u$ ——十字板抗剪强度(简称十字板强度)  
 $s_u'$ ——十字板重塑强度  
 $s_w$ ——十字板残余强度  
 $T$ ——时间因数  
 $U_D$ ——孔压指数  
 $u$ ——孔隙水压力  
 $u_w$ ——静止孔隙水压力  
 $u_1$ ——过滤器位于锥面的孔压静力触探测得的孔隙水压力  
 $u_2$ ——过滤器位于锥肩的孔压静力触探测得的孔隙水压力  
 $\Delta u$ ——超孔隙水压力  
 $\gamma'$ ——土的有效重度  
 $\gamma_w$ ——水重度  
 $\sigma_0$ ——地基基本承载力  
 $\sigma_{\infty}$ ——土的总自重应力  
 $\sigma'_0$ ——土的有效自重应力  
 $\tau$ ——剪应力  
 $\tau_f$ ——峰值剪应力(抗剪强度)  
 $\varphi$ ——内摩擦角  
 $OCR$ ——土的超固结比

### 3 平板载荷试验

#### 3.1 一般规定

3.1.1 平板载荷试验分为浅层、深层平板载荷试验,适用于各类土、软质岩和风化岩,可测定承压板下应力主要影响范围岩土体的承载能力和变形参数。

3.1.2 浅层平板载荷试验适用于浅层地基土。深层平板载荷试验适用于深层地基土或大直径桩的桩端岩土,其试验深度不应小于5 m。

3.1.3 每个场地同一持力层,平板载荷试验不宜少于3个试验点,试验点应布置在场地中有代表性的位置。试验点差异性较大时,应增加试验点数量。

3.1.4 浅层平板载荷试验宜布置在基础底面高程处,且不应小于自然地面下0.5 m。深层平板载荷试验应布置在基础底面或桩端。

#### 3.2 设 备

3.2.1 平板载荷试验设备由刚性承压板、加卸荷装置、量测荷载及沉降的仪器等组成。深层载荷试验宜采用传力设施,将加载、沉降观测作业引至地面进行。传力设施应有足够的刚度,保证加载过程中的稳定。

3.2.2 平板载荷试验刚性承压板可为圆形或方形。承压板面积的选择应符合下列要求:

1 浅层平板载荷试验承压板面积不宜小于0.25 m<sup>2</sup>。对于软土和粒径较大的填土承压板面积不宜小于0.5 m<sup>2</sup>,密实细粒土

承压板面积宜采用  $0.1 \text{ m}^2$ , 岩石承压板面积不宜小于  $0.07 \text{ m}^2$ 。

2 深层平板载荷试验承压板面积宜选用  $0.5 \text{ m}^2$ 。

3 碎石类土地基中试验时, 承压板直径或边长应大于受压层中最大颗粒粒径的 10 倍。

4 薄层地基土, 承压板直径或宽度应  $\leq H/2$  ( $H$  为土层厚度)。

5 复合地基试验, 承压板面积应根据桩土面积比选定。

3.2.3 加卸荷反力装置应符合下列要求:

1 加卸荷使用的千斤顶的额定量程不应小于预计极限荷载的 1.4 倍。当使用重物堆载时, 重物应一次备齐并不应小于预计极限荷载的 1.2 倍; 当使用千斤顶和重物联合加载时, 其加载总能力不应小于预计极限荷载的 1.4 倍。

2 使用地锚反力装置时, 地锚反力总和应大于预计极限荷载的 1.5 倍且每个地锚反力应基本相等; 反力梁的刚度应与千斤顶量程相匹配。反力装置也可采用斜撑(板)结构, 以利用坑壁土提供反力。

3 压重平台的平面尺寸和刚度应满足试验和堆载的要求; 当使用压重平台堆载时, 应于平台下试坑角点部位, 设置防止荷载偏心导致配重倾倒的支撑。

4 加卸荷测力装置可采用力传感器、测力钢环或压力表, 测力装置的检测准确度应达到荷载增量的 2%, 压力表准确度等级不应低于 0.4 级。

3.2.4 观测沉降用的百分表或位移传感器, 全量程不宜小于  $50 \text{ mm}$ , 检测误差不得大于  $0.01 \text{ mm}$ 。当百分表或位移传感器不能居中置于承压板圆心时, 所用百分表或位移传感器不得少于 2 只。

### 3.3 试验要点

3.3.1 平板载荷试验的试坑开挖应符合下列规定:

1 浅层平板载荷试验的试坑底面宽度不应小于  $3b$ , 承压板边与坑边净距不应小于  $b$  ( $b$  为承压板直径或边长)。

2 深层平板载荷试验的试井直径应等于承压板直径; 当试井直径大于承压板直径时, 紧靠承压板周围土的高度不应小于承压板直径。

3 试验前应保持坑底土层的天然湿度和原状结构。

4 试验点位于地下水位以下时, 开挖试坑及安装设备前, 应先将坑内地下水位降到试坑底面以下。安装完设备, 待水位恢复后再行试验。

5 浅层平板载荷试验, 根据需要, 试验前在坑边、试验后在承压板下  $(0.5 \sim 1)b$  处采取不扰动土样进行有关试验分析。

6 试验过程中应避免试坑受冻、曝晒和雨淋, 必要时设置工作棚。

3.3.2 试验设备安装应符合下列规定:

1 安置承压板前, 应整平板下的试坑面并用水平尺找平, 然后铺厚度不超过  $2 \text{ cm}$  的中粗砂垫层, 轻轻拍实找平, 轻放承压板, 使承压板与试坑面平整接触。

2 依次安装传力柱、千斤顶、载荷台架及反力装置时, 应逐一检查、调整对承压板中心的垂直度和同心度, 并应避免对承压板施加冲击力和预应力。

3 安装沉降观测装置应符合下列要求:

1) 用于观测承压板沉降的百分表或位移传感器, 当不能居中安置时, 必须对称设置于承压板的板面上, 且应使伸缩杆垂直于板面。

2) 百分表应带有磁性表座, 并应在保证百分表测头垂直承压板板面的前提下可以定位; 使用的位移传感器连同其托梁, 也应使位移传感器测头垂直承压板板面并定位。

3) 表座托梁的支点(固定点)与承压板中心的距离应大于  $1.5b$ , 与地锚反力装置反力点的距离不得小于  $0.8 \text{ m}$ 。



- 4) 用于观测承压板周围地面垂直位移的百分表或位移传感器,宜在过承压板形心的两条相互垂直的直线上且距承压板边缘的距离为 $(0.1 \sim 0.2)b$ 的范围内等间距布置4只~5只。

#### 4 深层载荷试验设备安装还应符合下列要求:

- 1) 下承压板与传力装置宜组成一体,由孔口整体或分次吊入。
- 2) 传力装置上部放置上承压板,在上承压板安装加载和沉降观测装置。反力装置、千斤顶、传力部件、承压板应保证作用力在同一轴线上。

3.3.3 试验荷载应分级施加,加荷等级不应小于8级,最大加载量不宜小于荷载设计值的2倍。施加荷载时应保持静力条件及荷载对承压板中心的竖向传递。各级荷载增量可按下列方法确定:

- 1 第一级荷载(含设备自重)宜接近坑底以上土的有效自重压力,对于深层载荷试验,试验前宜施加2倍分级加载量进行预压。
- 2 后续各级荷载增量可取预估极限荷载的 $1/7 \sim 1/10$ ;当极限荷载不易估计时,可按表3.3.3取值。

表 3.3.3 荷载增量取值

试验土层及特性	荷载增量(kPa)
淤泥、流塑黏性土、松散砂土	<15
软塑黏性土、新近沉积黄土、稍密粉土与砂土	15~25
硬塑黏性土、新黄土( $Q_4$ )、中密粉土与砂土	25~50
坚硬黏性土、密实粉土与砂土、老黄土、新黄土( $Q_4$ )	50~100
碎石类土、软岩及风化岩	100~200

3.3.4 根据工程需要试验方法可采用慢速法(沉降相对稳定法)或快速法(沉降非稳定法)。慢速法主要用于饱和软黏性土及对变形有明确要求的建筑物;快速法一般适用于硬塑~坚硬状黏性土、

粉土、砂类土和碎石类土及软质岩。

3.3.5 施加荷载 $p$ 后,应按时观测相应实测沉降量 $s'$ 。每级荷载下的沉降观测时间 $t$ 及其稳定标准和试验终止条件应符合下列规定:

- 1 对于慢速法,自加荷开始按5 min、5 min、10 min、10 min、15 min、15 min间隔,以后每隔30 min记录沉降一次,直至连续2 h内1 h的沉降量小于0.1 mm时,可施加下一级荷载。
- 2 对于快速法,每施加一级荷载后,隔15 min观测一次沉降,累积观测达2 h时,再施加下一级荷载。

3.3.6 出现下列情况之一时,可终止试验:

- 1 承压板周围岩土体明显地侧向挤出,周边岩土出现明显隆起或径向裂缝持续发展。
- 2 荷载增加不大,沉降急骤增大,荷载—沉降曲线出现陡降段[图3.4.2(a)中 $\overline{UB}$ 段]。
- 3 在某级荷载下,24 h沉降速率不能达到稳定标准( $<0.1$  mm/h)。
- 4 相对沉降值 $s'/b > 0.1$ 。
- 5 当持力层土质坚硬,沉降量很小时,总加荷量已达到设计值的2倍及以上。

3.3.7 当需观测卸荷回弹时,每级卸荷量可取每级加荷量的2倍或3倍,每级卸荷后每隔15 min观测一次回弹量,1 h后再卸下一级荷载。荷载全部卸除后宜继续观测2 h~3 h。

3.3.8 在现场试验过程中,应及时记录观测数据,可绘制 $p-s'$ 、 $s'-t$ 或 $s'-\lg t$ 曲线草图。

### 3.4 资料整理与计算

3.4.1 对试验实测数据进行检查、校对,整理荷载 $p$ 与实测沉降量 $s'$ 、时间 $t$ 与实测沉降量 $s'$ 汇总表,绘制 $p-s'$ 曲线,必要时绘制 $s'-t$ 或 $s'-\lg t$ 等曲线。

3.4.2 沉降相对稳定法(慢速法)资料整理应符合下列要求:

1 当  $p-s'$  曲线的前段曲线呈直线且不过坐标原点时[图 3.4.2(a)中曲线 2],应先得该段直线的斜率  $c$  和截距  $s_0$ ,然后对比比例界限(即第一拐点 A)以前各点的沉降值按  $s=cp$  进行修正;对比比例界限以后各点的沉降值按  $s=s'-s_0$  修正。

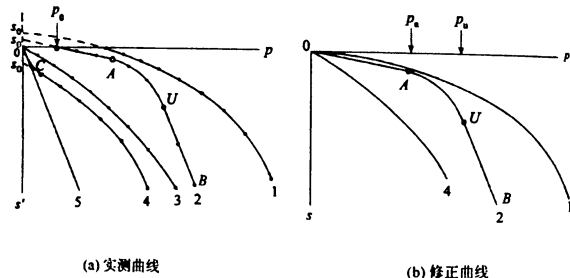


图 3.4.2 荷载—沉降曲线

2 当整个  $p-s'$  曲线呈圆弧形时[图 3.4.2(a)中的曲线 1 及 3],可用双曲线法拟合:

$$p = s / (a + b's) \quad (3.4.2-1)$$

$$s = s' - s_0 \quad (3.4.2-2)$$

式中  $s_0$ ——沉降修正量(mm);

$a, b'$ ——曲线拟合参数,亦即回归直线的截距、斜率,曲线拟合时,应试取  $s_0$  值达最佳拟合为止。

3 当  $p-s'$  曲线呈反弯形时[图 3.4.2(a)中曲线 4],对反弯点 C 以后的实测数据,可按上述双曲线法拟合,也可按式(3.4.2-3)的三点法拟合,取二者中精度较高者进行整理:

$$s_0 = 3s'_1 - 3s'_2 + s'_3 \quad (3.4.2-3)$$

式中  $s'_1, s'_2, s'_3$  分别为反弯点 C 以后、第一拐点以前对应于荷载  $p_1, p_2, p_3$  的实测沉降。 $p_1, p_2, p_3$  应符合下列条件:

• 12 •

$$p_3 - p_2 = p_2 - p_1 \quad (3.4.2-4)$$

4 根据修正后的数据绘制  $p-s$  曲线,[图 3.4.2(b)],必要时可绘制  $\lg p - \lg s, p - \Delta s / \Delta p$  ( $\Delta p$  为荷载增量,  $\Delta s$  为沉降增量)、 $s - \sqrt{t}$  或  $s - \lg t$  等曲线。

3.4.3 沉降非稳定法(快速法)资料整理应符合下列要求:

1 按外推法推算出各级荷载下沉降速率达到慢速法相对稳定标准时所需要的时间和相应的沉降。

2 根据推算的沉降按本规程第 3.4.2 条有关规定进行修正。

3.4.4 浅层平板载荷试验地基基本承载力  $\sigma_0$  可按下列方法确定:

1 若  $p-s$  曲线存在拐点[图 3.4.2(b)曲线 2],则第一拐点 A 对应荷载为比例界限压力  $p_a$ ,第二拐点 U 对应荷载为极限承载力  $p_u$ 。当  $p_u \leq 1.5 p_a$  时,取  $\sigma_0 = p_u/2$ ;当  $p_u > 1.5 p_a$  时,取  $\sigma_0 = p_a$ 。

2 若  $p-s$  曲线呈圆弧形[图 3.4.2(b)曲线 1 及 4],无明显拐点,可按下述方法确定:

1) 在绘制  $\lg p - \lg s$  或  $p - \Delta s / \Delta p$  曲线上,取第一转折点对应的荷载为  $\sigma_0$ 。

2) 取相对沉降  $s/b$  值所对应的荷载为  $\sigma_0$ ,各类土的  $s/b$  值可按表 3.4.4 取用。

表 3.4.4 各类土的相对沉降值  $s/b$

土名	黏性土				粉 土			砂类土			
状态	流塑	软塑	硬塑	坚硬	稍密	中密	密实	松散	稍密	中密	密实
s/b	0.020	0.016	0.012	0.010	0.020	0.015	0.010	0.020	0.016	0.012	0.008

注:对于软~极软的软质岩、强风化~全风化的风化岩,应根据工程的重要性质和地基的复杂程度取  $s/b = 0.001 \sim 0.006$  所对应的压力为  $\sigma_0$ 。

3) 由双曲线拟合法确定  $p_u$  值,取  $\sigma_0 = p_u/F$  ( $F$  为安全系数),可视地基工程性质取  $F$  为 2~3(高压缩性土取低值,低压缩性土取高值)。

3.4.5 以双曲线法拟合的  $p-s$  曲线应按下列公式确定地基极限承载力:

$$p_u = R_f p_t \quad (3.4.5-1)$$

$$p_t = 1/b' \quad (3.4.5-2)$$

式中  $p_t$ ——破坏荷载(kPa);

$b'$ ——由式(3.4.2-1)得到的曲线拟合参数;

$R_f$ ——破坏比,可按表 3.4.5 取值。

表 3.4.5 破坏比的取值

土名	软土、稍密粉土、松散砂类土	软~硬塑黏性土、中密粉土、稍密~中密砂类土	坚硬黏性土、密实粉土与砂类土	碎石类土、软岩、风化岩
$R_f$	0.90~0.80	0.85~0.75	0.80~0.70	0.75~0.65

3.4.6 基本承载力和极限承载力的确定应符合下列规定:

1 同一土层参加统计的试验点数不应少于 3 个。

2 试验点的  $s_0$  或  $p_u$  值的极差不大于其平均值 30% 时,可采用平均值;当极差大于其平均值 30% 时,应查找、分析出现异常值原因,并按粗差剔除准则补充试验和剔除异常值。

3.4.7 土的变形模量根据  $p-s$  曲线的初始直线段,可按均质各向同性半无限弹性介质的弹性理论计算:

浅层平板载荷试验的变形模量  $E_0$  (MPa) 可按下式计算:

$$E_0 = I_0 (1 - \mu^2) b p_u / s_u \quad (3.4.7-1)$$

深层平板载荷试验的变形模量  $E_0$  (MPa) 可按下式计算:

$$E_0 = \omega b p_u / s_u \quad (3.4.7-2)$$

式中  $I_0$ ——承压板形状系数,圆形取 0.79,方形取 0.89;

$\mu$ ——泊松比,碎石类土取 0.25,砂类土和粉土取 0.3,硬塑至坚硬状黏性土取 0.33,软塑状黏性土取 0.38,流塑状黏性土取 0.41;

$p_u$ ——比例界限压力(kPa),即  $p-s$  曲线上第一拐点压力(图

3.4.2);当  $p-s$  曲线无直线段时,可按  $0.5 p_u$  取值;

$s_u$ ——与  $p_u$  相对应的沉降(mm);

$b$ ——承压板直径或边长(m);

$\omega$ ——与试验深度和土类有关的系数,可按表 3.4.7 选用。

表 3.4.7 深层平板载荷试验计算系数  $\omega$

土类 $b/z$	碎石土	砂土	粉土	粉质黏土	黏土
0.30	0.479	0.486	0.500	0.508	0.521
0.25	0.469	0.476	0.490	0.498	0.510
0.20	0.460	0.467	0.480	0.488	0.500
0.15	0.450	0.457	0.469	0.478	0.489
0.10	0.440	0.447	0.459	0.467	0.478
0.05	0.430	0.437	0.449	0.457	0.468
0.01	0.423	0.429	0.441	0.449	0.460

注:  $b/z$  为承压板直径和承压板底面深度之比。

3.4.8 地基竖向基床系数应按下列要求计算:

1 平板载荷试验竖向基床系数  $k_m$  可由下式确定:

$$k_m = p_u / s_u \quad (3.4.8-1)$$

2 在同一场地对同一土层使用不同面积的承压板试验时,应按下列公式统一修正为基准竖向基床系数  $K_{v1}$ :

$$K_{v1} = k_m \sqrt{A_u} / \sqrt{A_1} \quad (3.4.8-2)$$

式中  $k_m$ ——平板载荷试验竖向基床系数试验值(kN/m<sup>3</sup>);

$K_{v1}$ ——基准竖向基床系数(kN/m<sup>3</sup>),即方形承压板面积

$A_1 = 0.0929 \text{ m}^2$  (1 平方英尺)时的基床系数;

$A_u$ ——实际使用的承压板面积(m<sup>2</sup>)。

## 4 螺旋板载荷试验

### 4.1 一般规定

- 4.1.1 螺旋板载荷试验适用于黏性土、粉土及砂类土。
- 4.1.2 螺旋板载荷试验可确定地基土不同深度处的承载力、变形模量等参数。
- 4.1.3 试验点应布置在场地中有代表性的位置,不同地层应进行分层试验。

### 4.2 设 备

- 4.2.1 试验设备由加荷装置、反力装置、测力及沉降观测系统组成。
- 4.2.2 螺旋板应符合下列要求:
- 1 应采用耐腐蚀、耐磨损的钢质材料制造,其表面粗糙度不宜大于  $12.5\ \mu\text{m}$ 。
  - 2 螺旋板结构如图 4.2.2 所示,其规格和几何尺寸应符合表 4.2.2 的规定。

表 4.2.2 螺旋板的规格和几何尺寸

板头投影面积( $\text{cm}^2$ )	100	200	500
直径(mm)	113	160	252
螺距(mm)	25	45	65
板厚(mm)	$\leq 2.8$	$\leq 4.0$	$\leq 6.3$

- 3 应根据土层的软硬程度选用不同面积的螺旋板,软土可选用  $500\ \text{cm}^2$  的螺旋板,软塑黏性土可选用  $200\ \text{cm}^2$  的螺旋板,硬塑

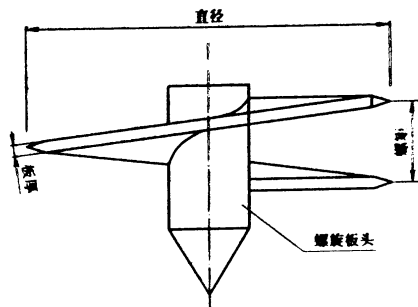


图 4.2.2 螺旋板的结构示意图

黏性土及密实砂土可选用  $100\ \text{cm}^2$  的螺旋板。

- 4.2.3 加荷装置应由千斤顶和传力杆组成,其传力误差不得大于全量程的 1%。
- 4.2.4 板头测力传感器应符合下列要求:
- 1 准确度:板头传感器的非线性误差、重复性误差、滞后误差和归零误差均应小于 0.5%FS。
  - 2 过载能力:最大加载压力不应大于额定压力的 1.5 倍。
  - 3 防水性能:静水压力为  $200\ \text{kPa}$  时,在 150 h 内板头桥路绝缘电阻应大于  $300\ \text{M}\Omega$ 。
  - 4 工作温度:应适应  $-10^\circ\text{C} \sim 45^\circ\text{C}$  的环境温度,标定与工作环境温度的差值不宜大于  $20^\circ\text{C}$ 。
- 4.2.5 由地锚、钢架梁等构成的反力装置必须牢固稳定,安全可靠,其承载能力不应小于试验最大荷载的 1.5 倍。
- 4.2.6 测试仪表应符合下列要求:
- 1 测试仪器:应能在  $-10^\circ\text{C} \sim 45^\circ\text{C}$  的环境中正常工作,预热后其时漂应小于  $0.1\% \text{FS/h}$ 、温漂应小于  $0.01\% \text{FS}/^\circ\text{C}$ ;有效最小分度值应小于  $0.06\% \text{FS}$ 。

2 百分表或位移传感器量程范围:一般要求量程0~30 mm,特殊要求可配0~50 mm。

4.2.7 板头传感器的标定应符合本规程附录A的规定。

### 4.3 试验要点

4.3.1 试验前的准备工作应符合下列要求:

1 核查板头传感器标定卡,检查螺旋板有无损伤,板面是否光滑,检查百分表、千斤顶、计时表及记录仪等设备的完好性。

2 将螺旋板的方榫插入板头传感器下端的方孔中,上下活动自如后,用一根约 $\phi 3$  mm的软金属丝插入连接好的销孔中,使螺旋板与板头连成一体。

4.3.2 试验设备安装应符合下列要求:

1 平整场地,采用下锚机或人力旋下反力地锚和固定沉降支架的小地锚,并安装相应的组装件,对工字梁、千斤顶座、表座托板均应用水平尺校准。

2 根据测试深度的需要,接好传力杆,按传力杆连接顺序依次穿好电缆,并与传感器和螺旋板连成一体,检查信号输出是否正常,然后将板头旋到预定测试深度,并保持传力杆的垂直状态。

3 调整好传力杆顶部至荷载大梁间的垂直距离,使其恰好能安装千斤顶、顶头、顶座等加压部件,先在传力杆上固定沉降支板,然后将加压部件安装就位,并保持整体传力系统的垂直度,避免偏压。

4 在沉降观测支架上装上磁性表座及百分表,调整百分表量测头与沉降支板接触的距离,使百分表指针归零。

5 使用电测仪表,需按规定预热、调零,然后量测。仪器应置于干燥地点,严禁曝晒与碰撞。

4.3.3 试验方法应符合下列规定:

1 同时测定地基土的排水变形模量及承载力时,应采用慢速法试验。

• 18 •

2 慢速法和快速法试验应符合本规程第3.3.4条要求。

4.3.4 试验工作应符合下列要求:

1 螺旋板头每旋一圈的入土深度应为一个螺距,当板头旋至测试深度时,尽可能减少对土体的扰动。

2 一般应在静力触探了解地层剖面后布置试验点,同一试验孔在垂直方向上的试验点间距宜为1 m,特殊情况下,不应小于0.75 m,土质均匀、厚度较大时,点间距可取2 m~3 m。

3 慢速法、快速法试验,施加荷载与沉降观测应符合本规程第3.3.5条要求。当土体破坏后,卸除加荷和沉降观测装置,再将螺旋板旋至下一个预定深度进行试验。

4 钻孔中进行螺旋板载荷试验,应在距离测试深度至少30 cm处停钻,并清除孔底扰动土层。

4.3.5 出现下列情况之一时,可终止试验:

1 荷载不变,24 h内沉降速率几乎不变。

2 荷载增加很小,但沉降急剧增大, $p-s'$ 曲线上出现陡降段。

3 相对沉降值 $s'/b > 0.1$ 。

### 4.4 资料整理与计算

4.4.1 螺旋板载荷试验数据应按本规程第3.4.2条、第3.4.3条要求整理。

4.4.2  $p-s'$ 曲线如图3.4.2(a)曲线2所示的形态时,曲线上各特征值应按下列方法确定:

1 初始压力 $p_0$ : $p-s'$ 曲线初始直线与 $p$ 轴的交点。 $p-s'$ 曲线上无明显直线段时,为过曲率最大点所作前段曲线的切线与 $p$ 轴的交点。 $p_0$ 可视为土层原土上覆压力。

2 临塑压力 $p_F$ : $p-s'$ 曲线的初始直线段终点(即第一拐点A)所对应的荷载。

3 极限压力 $p_L$ : $p-s'$ 曲线末尾直线段起点(即第二拐点U)

• 19 •

对应的荷载。

4.4.3 地基基本承载力  $\sigma_0$  可按下列方法确定:

1 拐点法:具有初始直线段的  $p-s$  曲线,取临塑压力  $p_F$  为  $\sigma_0$ 。

2 相对沉降法:圆弧形  $p-s$  曲线,在  $p-s$  曲线上取  $s/b$  值所对应的荷载值为  $\sigma_0$ 。对低压缩性土和砂土,可取  $s/b=0.015$ ;对中、高压缩性土可取  $s/b=0.02$ 。

3 极限荷载法:由  $p-s$  曲线上所得的极限承载力  $p_u$  除以安全系数为基本承载力。

4.4.4 极限承载力  $p_u$  可按下列方法确定:

1 第二拐点法:用  $p-s$  曲线或  $\lg p-lgs, s-lgp$  等曲线的第二拐点压力  $p_L$  确定为  $p_u$ 。

2 相对沉降法:取  $s/b=0.1$  所对应的压力为  $p_u$ 。

3 双曲线法:可按本规程第 3.4.5 条确定  $p_u$ 。

4.4.5 土的变形模量  $E_0$  应根据慢速法试验结果按下列公式计算:

$$E_0 = \omega I_1 I_2 (1 - \mu^2) b p_F / s_F \quad (4.4.5-1)$$

$$I_1 = 0.5 + 0.23b/z \quad (4.4.5-2)$$

$$I_2 = 1 + 2\mu^2 + 2\mu^4 \quad (4.4.5-3)$$

式中  $I_1$ ——螺旋板埋深  $z$  的修正系数;

$I_2$ ——与泊松比有关的修正系数;

$b$ ——螺旋板板径(m);

$z$ ——螺旋板埋深(m);

$\omega$ ——螺旋板形状系数,可取 0.79;

$\mu$ ——土的泊松比,可参照本规程第 3.4.7 条取值;

$s_F$ ——对应于临塑压力  $p_F$  的沉降(mm)。

4.4.6 地基的竖向基床系数可按照本规程第 3.4.8 条计算。

## 5 十字板剪切试验

### 5.1 一般规定

5.1.1 十字板剪切试验适用于测定饱和软黏性土的不排水抗剪强度及灵敏度等参数,测试深度不宜大于 30 m。

5.1.2 十字板剪切试验宜根据土层的静力触探分层情况,结合工程特点和要求进行布置。

5.1.3 十字板剪切试验时,应始终保持机座处于水平状态,在地下水以下进行十字板剪切试验时,应有保证试验孔不产生偏斜和防止探杆弯曲的措施。试验孔对水平地面的垂直度偏差不应大于 2%。

5.1.4 测定场地土的灵敏度时,宜根据土层情况和工程需要选择有代表性的孔段进行。

5.1.5 本章适用于电测式十字板剪切试验。

### 5.2 设备

5.2.1 十字板剪切试验设备由十字板头、传感器及其配套用的仪表与器械、试验用探杆、贯入主机组成。十字板头可通过扭力传感器与探杆相连接。

5.2.2 十字板头宜采用不锈钢整体铸造,其规格应符合表 5.2.2 的规定,且板面粗糙度不得大于  $6.3 \mu\text{m}$ 。十字板头结构图如图 5.2.2 所示。十字板头规格应根据土层的软硬程度选用,淤泥宜选用 II 型板头。

表 5.2.2 十字板头规格

型号	板高 $H$ (mm)	板宽 $D$ (mm)	板厚 $t$ (mm)	板下端 刃角 $\alpha$ (°)	轴 杆		高宽比 $H/D$	厚宽比 $t/D$	面积比 $A_s$ (%)
					直径 $\phi$ (mm)	长度 $S$ (mm)			
I	100	50	2	60	13	50	2	0.04	$\leq 14$
II	150	75	3	60	16	50	2	0.04	$\leq 13$

注：面积比是十字板板头截面积与直径为  $D$  的圆柱状土体截面积之比。

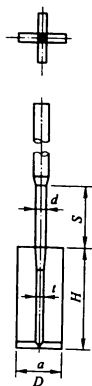


图 5.2.2 十字板头结构图

5.2.3 十字板剪切试验仪器的技术性能应符合下列要求：

1 十字板剪切仪的扭力传感器应采用电阻应变式，并应符合下列规定：

1) 在额定荷载下，检测总误差不应大于 3%FS，其中非线性误差、重复性误差、滞后误差、归零误差均应小于 1%FS。

2) 传感器出厂时的对地绝缘电阻不应小于 500 MΩ；在

1 MPa 水压下恒压 6 h 后，绝缘电阻应大于 300 MΩ。

3) 用于现场试验的传感器，其对地绝缘电阻不得小于 20 MΩ。

4) 传感器护套外径不宜大于 20 mm。

2 十字板剪切试验用的记录仪应符合下列规定：

1) 时漂应小于 0.1%FS/h；温漂应小于 0.01%FS/°C。

2) 有效最小分度值应小于 0.06%FS。

3 十字板剪切仪所用贯入主机的探杆夹持器，应能牢固夹持探杆，不得产生相对转动。

4 电缆线应采用屏蔽电缆，屏蔽网合理接地，且有良好的防水性和绝缘性，绝缘电阻不应小于 500 MΩ，接头处应密封，表皮破损的电缆不得使用。

5.2.4 十字板剪切试验用探杆应符合下列要求：

1 探杆必须平直。用于前 5 m 的探杆，其弯曲度不应大于 0.05%，后续探杆的弯曲度不应大于 0.1%。

2 探杆两端螺纹轴线的同轴度公差应小于  $\phi 1$  mm，探杆连接应有良好的互换性。以锥形螺纹连接的探杆，连接后不得有晃动现象；以圆柱形螺纹连接的探杆，拧紧后丝扣之根、肩应能密合。

5.2.5 十字板扭力传感器标定应符合本规程附录 A 规定。

### 5.3 试验要点

5.3.1 十字板剪切试验应符合下列规定：

1 将地锚对称设置于试验孔位两侧，地锚数量应满足最大试验深度的反力需要。

2 将贯入主机就位，调平机座并经水平尺校准后，锁定机座与地锚。

3 安装扭力装置，把带电缆的探杆穿过扭力装置，下端与十字板头传感器电缆相连，并做好防水处理；电缆上端连接记录仪。

4 将十字板头压入地下 0.5 m，让传感器与地温取得热平

衡,直到仪表输出值不变后调零。

5 将十字板头以 $(20 \pm 5) \text{ mm/s}$ 的速率匀速贯入至预定深度后,应至少静置 $2 \text{ min} \sim 3 \text{ min}$ 方可开始试验。

6 开始试验时,移去山形插板及探杆卡块,将扭力装置上的夹持器拧紧或锁定探杆接头,并应满足下列要求:

1) 探杆连接应逐节拧紧。

2) 加接探杆应在十字板剪切试验点位以上不小于 $0.3 \text{ m}$ 处。

3) 拧紧探杆夹持器时,不得使扭力装置相对于地面转动。

7 按顺时针方向转动扭力装置上的旋转手柄,转速应均匀并符合 $1^\circ/10 \text{ s}$ 的要求。

8 十字板头每转 $1^\circ$ 应记录一次仪表读数,直至峰值读数后再测记 $1 \text{ min}$ ;必要时可测记至稳定值出现。稳定值的确定以最小值读数连续出现6次为准。

9 当测定试验点土的灵敏度时,可用管钳按顺时针方向迅速转动探杆6圈,记下初读数,按本条第7款、第8款步骤进行试验,记录重塑土的相应读数。测定完毕,将十字板头压入到下一个深度进行试验。

10 在一个试验孔中连续试验时,应记录初读数,仪表不再调零。试验结束,将十字板头拔出地面,及时记录仪表不归零读数。

11 应按本规程表B.1.1要求逐项记录,并进行读数修正后提交记录表。

#### 5.4 资料整理与计算

5.4.1 十字板剪切试验数据应按下列公式计算修正:

1 原状土试验数据

$$(\epsilon'_j) = \epsilon_j - \epsilon_0 \quad (5.4.1-1a)$$

$$(\epsilon'_t) = \epsilon_t - \epsilon_0 \quad (5.4.1-1b)$$

2 重塑土试验数据

• 24 •

$$(\epsilon'_j) = \epsilon'_j - \epsilon'_0 \quad (5.4.1-2a)$$

$$(\epsilon'_t) = \epsilon'_t - \epsilon'_0 \quad (5.4.1-2b)$$

#### 3 残余值读数

$$(\epsilon_r) = \epsilon_r - \epsilon_0 \quad (5.4.1-3)$$

式中  $\epsilon_j, (\epsilon_j)$ ——十字板剪切试验点的第 $j$ 号实测值和修正值;  
 $\epsilon_t, (\epsilon_t)$ ——十字板剪切试验点的最大读数(峰值)实测值和修正值;

$\epsilon_0$ ——经分析后确认的原状土试验点的初读数;

$\epsilon'_j, (\epsilon'_j)$ ——十字板剪切试验点土经重塑后第 $j$ 号实测值和修正值;

$\epsilon'_t, (\epsilon'_t)$ ——十字板试验点土经重塑后的最大稳定读数实测值和修正值;

$\epsilon'_0$ ——重塑土的初读数;

$\epsilon_r, (\epsilon_r)$ ——十字板试验点的最小稳定读数实测值和修正值。

5.4.2 土的十字板强度 $s_u$ 、残余强度 $s_{ur}$ 、重塑强度 $s'_u$ 应按下列公式计算:

$$s_u = K\xi(\epsilon_t) \quad (5.4.2-1)$$

$$s_{ur} = K\xi(\epsilon_r) \quad (5.4.2-2)$$

$$s'_u = K\xi(\epsilon'_t) \quad (5.4.2-3)$$

$$K = \frac{6}{7\pi D^3} \quad (5.4.2-4)$$

式中  $\xi$ ——传感器标定系数;

$D$ ——十字板宽度(cm);

$K$ ——十字板常数 $(\text{cm}^{-3})$ 。

5.4.3 土层的灵敏度 $S_l$ 可按下式计算:

$$S_l = \bar{s}_u / \bar{s}'_u \quad (5.4.3)$$

式中  $\bar{s}_u$ ——土层的十字板强度平均值(kPa);

$\bar{s}'_u$ ——土层的重塑土强度平均值(kPa)。



5.4.4 试验点处的剪应力应按下列公式计算:

$$\tau_j = K\xi(\epsilon_j) \quad (5.4.4-1)$$

$$\tau'_j = K\xi(\epsilon'_j) \quad (5.4.4-2)$$

式中  $\tau_j, \tau'_j$ ——原状土、重塑土的  $j$  号剪应力。

5.4.5 单孔十字板剪切试验成果应按本规程表 B.1.2 绘制成果图。

5.4.6 当用十字板强度  $s_u$  替代地基土不排水抗剪强度  $c_u$  用于工程设计计算时,应根据土层条件或地区性经验进行修正。当缺乏地区使用经验时,宜按下式修正:

$$c_u = \mu s_u \quad (5.4.6)$$

式中  $\mu$  为修正系数:当  $I_p \leq 20$  时,  $\mu = 1$ ; 当  $20 < I_p \leq 40$  时,  $\mu = 0.9$ 。

5.4.7 软黏土的  $s_u-d$  曲线呈线性递增趋势时(图 5.4.7),土的固结不排水抗剪强度参数可按下列方法计算:

1 固结不排水剪内摩擦角  $\varphi_{cu}$  按下列公式计算:

$$\tan \varphi_{cu} = 3s_u / [(1+2K_0)\sigma'_p] \quad (5.4.7a)$$

$$K_0 = 1 - \sin(1.2\varphi_{cu}) \quad (5.4.7b)$$

$$\sigma'_p = \bar{\gamma}(d - \Delta d) \quad (5.4.7c)$$

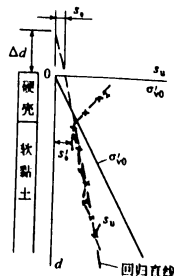


图 5.4.7  $s_u, \sigma'_{p0}-d$  曲线

式中  $s_u$ ——图 5.4.7 中  $s_u-d$  回归直线上任意点处的十字板强度(kPa);

$K_0$ ——土的静止土压力系数;

$\sigma'_p$ ——对应于  $s_u$  所在深度  $d$  处土的有效自重压力计算值(kPa);

$\bar{\gamma}$ ——土层的有效重度平均值(kPa);

$\Delta d$ ——回归直线在  $d$  轴上的截距(m),应区分正负,地面以上为负,以下为正。

用上式计算  $\varphi_{cu}$  值时,应使用迭代法运算,以闭合差不大于  $0.1^\circ$  为闭合标准。

2 土的固结不排水剪黏聚力  $c_{cu}$ ,可取用图 5.4.7 中回归直线交  $s_u$  轴的截矩  $s_0$  值。

5.4.8 土的应力历史可由图 5.4.7 中  $s_u-d$  关系曲线按下列方法判定:

1 土的固结状态可据图中回归直线交纵轴的  $\Delta d$  之正、负予以区分: $\Delta d > 0$ ,为欠固结土; $\Delta d = 0$ ,为正常固结土; $\Delta d < 0$ ,为超固结土。

2 土的超固结比 OCR 可按下式计算:

$$OCR = 22s_u (I_p)^m / \sigma'_{p0} \quad (5.4.8)$$

式中  $m$ ——与地区土质特性有关的经验指数,一般可取  $0.48$ ;

$\sigma'_{p0}$ ——土的有效自重压力(kPa)。

## 6 旁压试验

### 6.1 一般规定

6.1.1 旁压试验分为预钻式旁压试验和自钻式旁压试验,适用于确定黏性土、粉土、黄土、砂类土、软质岩及风化岩等地基的承载力与变形参数。

6.1.2 预钻式旁压试验应重视成孔质量,孔径与旁压器应相匹配,减少对孔周土体扰动;自钻式旁压试验应确定适应于土体的钻头及回转转速、刃口距离、循环液压力及流量、钻机设备压力等。

### 6.2 设 备

6.2.1 预钻式旁压仪设备应符合下列规定:

1 预钻式旁压仪设备分低压型和高压型两类,由旁压器、加压稳定装置、变形量测系统、导管和水箱组成。旁压器结构形式为三腔式圆筒形(图 6.2.1)和单腔式圆筒形两种。

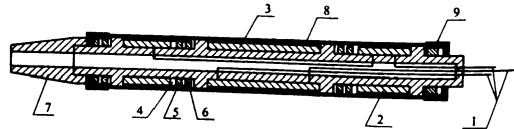


图 6.2.1 三腔式旁压器结构示意图

1—导压、导水管;2—弹性膜;3—隔筒;4—拼帽;5—内压紧圈;  
6—外压紧圈;7—管拼靴;8—防护外膜;9—端护罩

2 加压稳定装置包括压力源、压力表、调压阀等,压力表最小分度值不应大于满量程的1%。

• 28 •

3 变形量测系统包括测管和辅管,测管水位刻度最小分度值不应大于1mm;量测体积变化刻度的最小分度值不应大于 $0.5\text{ cm}^3$ 。

4 导管分多根单管和同轴导管两种,导管两端接头应密封且装卸方便。

5 成孔工具应使用勾钻、环刀成孔器、取样器、回转钻机及泥浆泵等。

6.2.2 自钻式旁压仪设备应符合下列规定:

1 自钻式旁压仪由旁压器、气压控制装置、数据采集装置、钻头、钻杆及循环液套管、动力装置、导管、高压气源装置等部件组成。

2 旁压器为圆柱形结构,底部装有管靴及回转钻头。旁压器有三腔和单腔两种形式,常用的结构形式和主要参数见表 6.2.2。剑桥型单腔自钻式旁压器如图 6.2.2 所示。

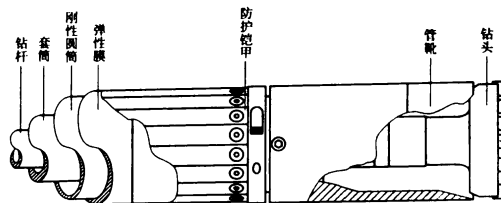


图 6.2.2 自钻式旁压器及成孔部件示意图

表 6.2.2 常用自钻式旁压器结构形式和主要参数

型 号	旁 压 器 参 数					试验荷载 (MPa)
	结构 形式	总长度 (mm)	测量腔外径 (mm)	测量腔长度 (mm)	测量腔体积 ( $\text{cm}^3$ )	
梅纳型	三腔式	650	58	200	528.4	0~10
剑桥型	单腔式	1 070	83~89	493±3	—	0~10

• 29 •

3 气压控制装置由压力源连接管、压力表、减压阀、控制阀门和调压阀等组成。压力源应根据不同型号旁压仪设备的结构要求选用相应的压力源装置,宜采用高压氮气或其他相关压力源、油泵等。高压氮气经减压阀一级减压后通过精密调压阀对系统加压、稳压或卸压。

4 变形测量系统由测管、位移传感器、压力传感器及数据采集仪等组成。测量精度应符合下列要求:

1) 旁压仪压力精度的控制和测记误差不应大于 1%,或分辨精度为 0.1 kPa。

2) 旁压仪位移(体积)的测记精度反映到旁压器测量腔的单边径向变量测记误差不应大于总变量的 1%,或位移分辨精度不应低于 0.5  $\mu\text{m}$ 。

5 导管用于变形测量、压力控制系统与旁压器间的连接。分为多根单管和同轴导管两种。导管两端接头应密封且装卸方便。

6 成孔工具应采用回转钻机、泥浆泵及钻头。

### 6.3 试验要点

6.3.1 旁压仪的仪器标定应符合下列规定:

1 压力表应一年标定一次。

2 当进行弹性膜约束力标定时出现不均匀膨胀或弹性膜出现砂眼,必须更换弹性膜。

3 遇下列情况之一时,应进行弹性膜约束力标定:

1) 新的弹性膜使用前。

2) 弹性膜累计试验次数达 8 次。

3) 弹性膜停做试验的时间 48 h 以上。

4) 旁压器从孔中取出时,测量腔弹性膜被拉长、拉翻。

4 遇下列情况之一时,应进行仪器综合变形标定:

1) 第一次使用的旁压仪或旁压器。

2) 导管长度发生变化。

• 30 •

3) 更换测管。

5 剑桥型旁压仪更换旁压器内电阻应变片或传感器时,应进行传感器标定。

6.3.2 预钻式旁压仪弹性膜约束力的标定应符合下列规定:

1 标定时的环境温度,宜接近将要试验的地层温度。

2 将旁压器竖立于地面,让弹性膜加、卸压使其胀缩 3 次~4 次。

3 低压型旁压仪每级按 10 kPa、高压型旁压仪每级按 25 kPa,逐级加压;低压型按 30 s、60 s、180 s,高压型按 15 s、30 s、60 s,记录各级压力下的测管水位下降值  $s_m$  或旁压器测量腔体积膨胀量  $V_m$ ,按本规程表 B.2.1 格式记录。

4 根据压力表读数  $p_m$  与旁压器测量腔的静水压力  $p_w$  之和(即总压力  $p$ )与测管水位下降值  $s_m$  或旁压器测量腔体积膨胀量  $V_m$ ,绘制弹性膜约束力标定曲线  $p-s$  或  $p-V$ (图 6.3.2)。

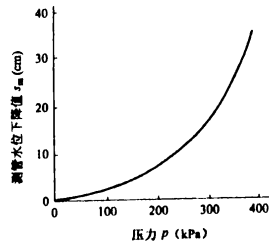


图 6.3.2 预钻式旁压弹性膜约束力标定曲线

6.3.3 预钻式旁压仪仪器综合变形标定应符合下列规定:

1 将旁压器置于无缝钢管或有机玻璃管内,管的内径应比旁压器外径大 2 mm~10 mm,并竖立于地面。

• 31 •

2 低压型旁压仪可按 100 kPa、高压型旁压仪可按 500 kPa 为一级压力,逐级加压。

3 每级压力观测时间 1 min,变形量按本规程表 B.2.2 格式记录。

4 压力级数达 7 级~10 级时,可终止标定试验。

5 根据压力表读数  $p_m$  与测管水位下降值  $s_m$  或旁压器测量腔体积膨胀量  $V_m$  绘制仪器综合变形标定曲线  $p-s$  或  $p-V$  (图 6.3.3)。

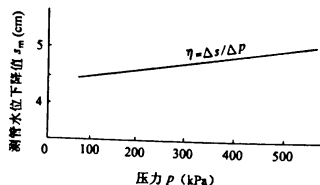


图 6.3.3 预钻式旁压仪器综合变形标定曲线

6 仪器综合变形标定曲线的斜率  $\eta$  为仪器综合变形系数,可由下列公式确定:

$$\eta = \Delta s / \Delta p \quad (6.3.3-1)$$

或

$$\eta = \Delta V / \Delta p \quad (6.3.3-2)$$

6.3.4 梅纳型自钻式旁压仪弹性膜约束力标定与旁压仪仪器综合变形标定应按本规程第 6.3.2 条、第 6.3.3 条规定执行。

6.3.5 剑桥型自钻式旁压仪弹性膜约束力的标定应符合下列规定:

- 1 标定时的环境温度,宜接近将要试验的地层温度。
- 2 将旁压器竖立于地面,将弹性膜加、卸压使其胀缩 3 次~4 次。
- 3 加压使弹性膜均匀膨胀,任一位移传感器达到其量测范围

最大值时即卸压,要求卸压与加压幅度一致。

4 根据记录的压力  $p$  与径向位移  $\Delta r$  数据,绘制弹性膜约束力标定的拟合直线  $p-\Delta r$  (图 6.3.5)。

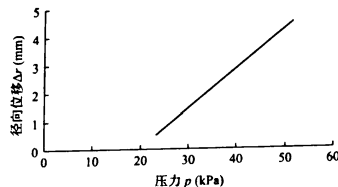


图 6.3.5 剑桥型自钻式旁压弹性膜约束力标定曲线

6.3.6 剑桥型自钻式旁压仪仪器综合变形标定应符合下列规定:

1 将旁压器置于刚性圆筒内,筒内径应比旁压器外径大 2 mm~4 mm,并竖立于地面。

2 加压至最大工作压力,再卸压至工作压力的 10%。按照增量不得大于工作压力的 5% 进行分段加压,每段加压结束时应保持腔内压力不变至位移传感器读数稳定,加压至最大工作压力后卸压,要求卸压与加压过程保持一致。

3 根据记录的压力  $p$ 、径向位移  $\Delta r$  数据绘制拟合  $p-\Delta r$  直线 (图 6.3.6)。仪器综合变形标定值  $\eta$ ,可由下列公式确定:

$$\eta = \Delta(\Delta r) / \Delta p \quad (6.3.6-1)$$

$$\eta = \eta - \eta_0 \quad (6.3.6-2)$$

式中  $\eta$ ——拟合  $p-\Delta r$  直线斜率;

$\eta_0$ ——刚性圆筒的膨胀率定参数;

$\eta$ ——仪器综合变形标定值。

6.3.7 剑桥型自钻式旁压仪传感器标定应符合下列规定:

1 位移传感器、总压力传感器、孔隙水压力传感器应分别独立进行标定。

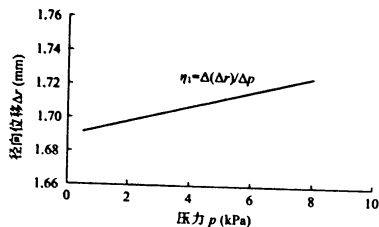


图 6.3.6 剑桥型自钻式旁压仪器综合变形标定曲线

2 位移传感器标定:用千分尺量测并控制位移测臂的移动,记录其对应的微电压读数(本规程表 B.2.3),绘制电压与位移图表用以对位移传感器进行校准。位移读数精确至 0.01 mm。每个传感器都应独立进行标定。

3 总压力传感器与孔隙水压力传感器标定:旁压器应放置在标定筒内,采用等增量压力,对旁压器加、卸载,并用校准过的压力计量测压力值,记录其对应的稳定微电压读数(本规程表 B.2.4),绘制电压与压力标定曲线。

6.3.8 旁压试验孔位及试验层位的确定应符合下列要求:

- 1 旁压试验孔与其他勘探测试孔的水平距离不得小于 1 m。
- 2 旁压试验的最小深度不得小于 1 m。
- 3 试验段应位于同一地层。

6.3.9 预钻孔应符合下列要求:

- 1 应保持孔周岩土体的天然结构状态,孔的直径应比旁压器直径大 2 mm~6 mm,试验段孔壁应竖直、平顺、呈圆筒形。
- 2 成孔深度应大于试验深度 0.5 m,采用钻机成孔时,应在试验段以上不小于 1 m 处开始按旁压试验要求成孔。

3 人工成孔时,硬塑至坚硬状态的土层,可采用勺钻和环刀成孔,软塑至流塑状态的土层可采用提土器成孔,孔壁稳定性差或

有缩孔可能的土层宜采用泥浆护壁成孔。

4 环刀成孔使用的工具和成孔步骤应符合下列要求:

- 1) 长筒环刀,长 550 mm,外径 54 mm,壁厚 3 mm~4 mm,刀口刃脚向外倾斜,上端为接小勺钻钻杆的接头[图 6.3.9(a)]。
- 2) 小勺钻,直径约 44 mm;导向器,直径 44 mm,长约 200 mm[图 6.3.9(b)]。
- 3) 勺钻钻杆、打箍和质量为 10 kg 的穿心锤[图 6.3.9(c)]。
- 4) 用上述工具成孔至试验段以上约 0.2 m 处。
- 5) 用带导向器的小勺钻继续成孔至试验段底部以下 300 mm~500 mm 处,利用导向器使其与上部孔的中心线基本重合。
- 6) 用勺钻钻杆连接长筒环刀,用环刀将环刀切入小勺钻所成孔的孔周体内[图 6.3.9(c)],也可用穿心锤借助打箍锤击切入;环刀切入深度应超过小勺钻成孔深度 30 mm~50 mm,环刀将扩孔时切下的土与小孔底部的土一起提出,形成试验孔段。

5 软质岩和风化岩可采用回转钻机成孔,转速不应大于 60 r/min,钻杆弯曲度应小于 0.15%。

6 同一个试验孔,应由上向下逐次试验,且每个试验段成孔后应立即进行,时间间隔不宜大于 15 min。

6.3.10 自钻式旁压试验成孔应符合下列要求:

1 应保持孔周岩土体的天然结构和孔壁的原始状态,试验段孔壁应竖直、平顺、呈圆筒形,成孔过程中循环液应从套管内返出孔口。

2 每次试验应保证自钻深度大于 1.0 m,旁压器测量腔应位于同一地层。

3 钻孔施工过程中使用的护孔套管深度不得超过已成钻孔

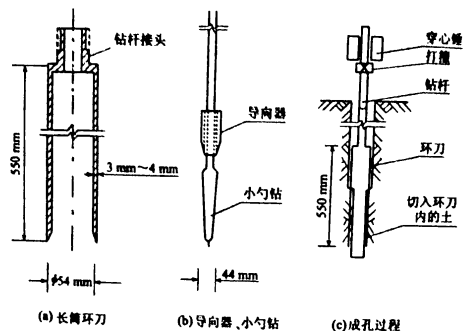


图 6.3.9 环刀成孔工具和成孔过程

底部。

6.3.11 旁压试验成孔时应根据土的状态和钻进难易程度评价土的特征:土名、密实程度、含水状态、颗粒组成及分层,必要时可对扰动土样进行有关项目的试验,并填写试验记录表(本规程表 B.2.5 或表 B.2.6);自钻成孔时还需记录钻进难易程度、循环液返出等情况。

6.3.12 贮气筒内压力应高于试验预估最高压力 0.1 MPa~0.2 MPa。当压力源采用高压氮气瓶,且预计试验最高压力小于 2.5 MPa 时,高压氮气瓶减压阀的压力应比该压力大 0.1 MPa~0.2 MPa;当预计试验最高压力大于 2.5 MPa 时,高压氮气瓶减压阀的压力应比该压力大 0.5 MPa~1.0 MPa。

6.3.13 采用预钻式高压型旁压仪试验时,应根据试验深度的预计试验最高压力,调好旁压器测量腔与辅助腔的仪表压力差。

6.3.14 预钻式旁压试验压力增量宜取预估临塑压力的 1/5 或极限压力的 1/10;如不易预估可按表 6.3.14 确定。为确定  $p-V$  曲

线上直线段起点对应的压力  $p_0$ ,开始的 1~2 级压力增量宜减半施加。

表 6.3.14 试验压力增量

土 的 特 征	压力增量(kPa)
淤泥、淤泥质土、流塑黏性土、松散的粉砂或细砂	≤15
软塑黏性土、疏松的黄土、稍湿饱和的粉土、稍湿很湿的粉砂或细砂、稍湿的中砂	15~25
硬塑黏性土、一般黄土、中密~密实的饱和粉土、中密~密实很湿的粉砂或细砂、中密的中砂	25~50
硬塑~坚硬黏性土、老黄土、密实的粉土、密实的中砂	50~100
软质岩、风化岩	100~600

6.3.15 预钻式旁压试验每级压力应保持相对稳定的观测时间,对黏性土、砂类土为 3 min,对软质岩石和风化岩石为 1 min;测记  $u_m$  或  $V_m$  的时间顺序分别按本规程第 6.3.2 条第 3 款低压型旁压仪试验要求进行。

6.3.16 预钻式旁压器测量腔中点的静水压力  $p_w$  应按下式确定:

$$p_w = (h + d)\gamma_w \quad (6.3.16)$$

式中  $\gamma_w$ ——水的重度( $\text{kN/m}^3$ );

$h$ ——测管零刻度至孔口的高度(m);

$d$ ——试验深度(m)。

6.3.17 预钻式旁压仪加压应符合下列要求:

1 低压试验(<2.5 MPa),可用打气筒、手动气泵或高压氮气瓶加压。

2 高压试验(2.5 MPa~8.0 MPa),应用高压氮气瓶加压,同时应满足下列要求:

1) 用耐高压管替换同轴导管。

2) 更换压力调节器和差压阀的弹簧。

3) 安装 0~10.0 MPa 辅助压力表。

6.3.18 预钻式旁压仪安装和注水应符合下列要求:

- 1 旁压器的注水管和导管的接头对号接通。
- 2 水箱注入蒸馏水或干净的冷开水,旋紧安全盖。
- 3 打开水箱至测管、辅管路上的所有阀门,并松开调压阀。
- 4 向水箱稍加压力,并摇晃导管和旁压器,排除其中存留的气泡。当测管和辅管水位上升到零刻度时(注意一定不要使水从测管和辅管溢出),关闭注水阀和测压腔注水阀,同时打开水箱安全盖。

5 旁压器测量腔中点应与测管零刻度对齐,用调零阀调水位为零作为测管水位的起始读数,同时关闭测管阀和辅管阀。

6 量测测管零水位至孔口的高度及地下水深度时,应将旁压器放到钻孔中预定试验深度。

6.3.19 预钻式旁压试验,打开测管阀和辅管阀,同时启动秒表,以旁压器测量腔的静水压力 $p_0$ 作为第一级压力开始试验,达到稳定时间后,应按确定的压力增量,用调压阀加压,且应在15 s内,调至所需压力。

6.3.20 预钻式旁压试验,符合下列条件之一时应终止试验:

- 1 测量管实测体积达到旁压器测腔固有体积。
- 2 水体积或水位移变化明显加快且不能稳定。
- 3 试验压力达到仪器的额定压力。

6.3.21 预钻式旁压试验结束后,旁压器的消压、回水应符合下列要求:

1 低压型旁压仪:

- 1) 试验深度小于2 m需继续试验时,应将压力减至零,使旁压器内的水回流至测管与辅管。
- 2) 试验深度大于2 m时,可利用管路内的压力,使旁压器内的水回流到水箱。

2 高压型旁压仪:

- 1) 用调压阀将压力减至零,维持辅腔气压不变。

- 2) 降低辅腔气压,但应比试验静水压力大0.2 MPa以上。
- 3) 利用试验控制开关,使旁压器中的水回流到水箱,达到初始试验时的水位。
- 4) 排放管路内有压气体,使气压表恢复零位。

6.3.22 管路消压后,应静置3 min以上方可从试验孔中取出旁压器。

6.3.23 梅纳型自钻式旁压现场试验应按本规程第6.3.13条~第6.3.22条规定执行。

6.3.24 剑桥型自钻式旁压试验前的安装与准备工作应符合下列要求:

1 检查孔隙水压力传感器的密封性,并注水饱和。

2 应按要求对旁压仪各部件进行有效连接,确认气压控制盒上所有阀门处于关闭状态,打开气瓶开关,通过一级减压阀将气瓶供压调至略大于试验预估最大压力,打开数据采集盒上的供电控制按钮,接通传感器供电电路。

3 打开采集软件进入测试界面,录入测试点概况及标定系数。

4 未供压状态时,对压力及位移传感器的初始数据进行清零并更新。

6.3.25 剑桥型自钻式旁压试验应符合下列要求:

1 打开气压控制盒上的供气源进气阀及旁压器进气控制阀门,通过微调节阀进行缓慢供气加载,查看压力、位移数据采集实况。

2 通过应变控制试验过程,试验开始阶段应控制压力匀速增加直至开始膨胀。

3 膨胀开始后,应控制孔径的应变速率为1%/min。

4 测试过程宜采集不少于两个卸载—加载环。并应符合下列规定:

- 1) 在加压过程中,在1%~3%应变范围应进行第一次卸

载—加载循环。

2) 卸载—加载循环之前应维持恒定的应力或应变。

3) 卸载—加载循环过程中,旁压仪应以加载阶段相同的速率进行卸载。

4) 卸载—加载循环中应控制卸载量,确保该循环试验处于土体的弹性范围内。

5 在最终卸压之前应先关闭旁压器进气控制阀门,调节旁压器排气微调阀,并应符合下列条件:

1) 加压达到旁压仪额定压力,径向应变达到 10%~12% 或任一位移传感器达到其额定测量范围应终止加压。

2) 卸载开始前应维持恒定的应力或应变。

3) 最终卸载过程中,旁压仪应以加载阶段相同速率进行卸载。

4) 每个点旁压试验应在 90 min 内完成。

#### 6.4 资料整理与计算

6.4.1 预钻式旁压试验时,对于记录测管水位下降值的试验,试验压力和体积膨胀量的原始数据修正和计算应符合下列要求:

1 低压型旁压仪应按本规程表 B.2.5 计算  $p$ 、 $s$ 、 $V$ 、 $\Delta V_{180-30}$ , 其中  $p$  需根据测管水位下降值  $s_m$  在弹性膜约束力标定曲线上确定。

2 高压型旁压仪应按本规程表 B.2.6 计算  $p$ 、 $V$ 、 $\Delta V_{60-30}$  或  $\Delta V_{180-30}$ , 其中  $p$  根据旁压测量腔体体积膨胀量  $V_m$  在弹性膜约束力标定曲线上确定;试验压力大于 2.5 MPa 时应进行综合变形修正。

3 修正后的压力  $p$  按下式计算:

$$p = p_m - p_i + p_w \quad (6.4.1-1)$$

式中  $p_m$ ——压力表读数(kPa);

$p_i$ ——压力修正值(kPa)。

• 40 •

4 修正后的测管水位下降值  $s$  按下列公式计算:

$$s = s_{180} - \delta_s \quad (6.4.1-2)$$

$$\delta_s = \eta(p_m + p_w) \quad (6.4.1-3)$$

式中  $s_{180}$ ——3 min 测管水位下降值(cm);

$\delta_s$ ——仪器综合变形修正值(cm);

$\eta$ ——仪器综合变形修正系数。

5 对应于  $s$  的体积膨胀量  $V$  按下式计算:

$$V = sA \quad (6.4.1-4)$$

式中  $A$ ——测管内截面积( $\text{cm}^2$ )。

6 当以测管水位下降值表示旁压器体积膨胀量时,修正后的体积膨胀量  $V$  应按下列公式计算:

$$V = V_{180} - \delta_v \quad (6.4.1-5)$$

$$\delta_v = \eta(p_m + p_w) \quad (6.4.1-6)$$

式中  $V_{180}$ ——3 min 体积膨胀量( $\text{cm}^3$ );

$\delta_v$ ——仪器综合变形校正值( $\text{cm}^3$ )。

7 体积蠕变值  $\Delta V_{180-30}$  和  $\Delta V_{60-30}$  分别按下式计算:

$$\Delta V_{180-30} = A(s_{180} - s_{30}) \quad (6.4.1-7)$$

$$\Delta V_{60-30} = A(s_{60} - s_{30}) \quad (6.4.1-8)$$

式中  $s_{60}$ 、 $s_{30}$ ——60 s 和 30 s 时的测管水位下降值(cm)。

6.4.2 预钻式旁压试验根据修正后数据,应绘制下列旁压试验曲线:

1  $p$ — $V$  曲线(图 6.4.2—1)。

2 蠕变曲线  $p$ — $\Delta V_{180-30}$  (图 6.4.2—2)。

3 根据需要可绘制  $p$ — $1/V$  曲线(图 6.4.2—1)。

6.4.3 预钻式旁压试验参数应按下列方法确定:

1  $p_0$  为  $p$ — $V$  曲线上直线段起点对应的压力,相应的体积膨胀量为  $V_0$ 。

2 临塑压力  $p_F$  为  $p$ — $V$  曲线上直线段终点对应的压力,或  $p$ — $\Delta V_{180-30}$  曲线上,曲线斜率开始增大的点对应的压力,  $p_F$  对应

• 41 •



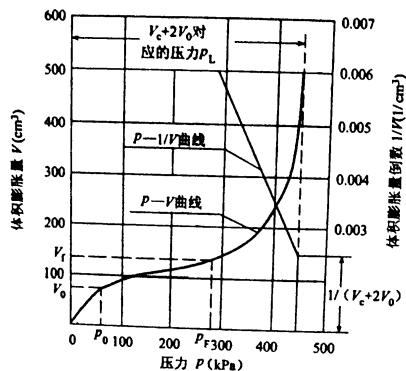


图 6.4.2-1  $p-V$  曲线

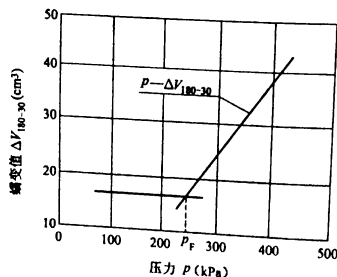


图 6.4.2-2  $p-\Delta V_{180-30}$  曲线

的体积膨胀量为  $V_i$ 。

3 极限压力  $p_L$  为  $p-V$  曲线上  $V_i = V_e + 2V_0$  对应的压力, 当需外延  $p-V$  曲线确定  $p_L$  时, 外延部分不得超过试验曲线的 20%; 外延有困难时, 可另外作  $p-1/V$  曲线确定, 该曲线不得少

• 42 •

于三个点(图 6.4.2-1), 以  $1/(V_e + 2V_0)$  对应的压力为  $p_L$ 。

4 旁压剪切膜量  $G_m$  按下列公式计算:

$$G_m = V_{cm} \Delta p / \Delta V \quad (6.4.3-1)$$

$$V_{cm} = V_e + V_0 + \Delta V / 2 \quad (6.4.3-2)$$

$$\Delta p = p_F - p_0 \quad (6.4.3-3)$$

$$\Delta V = V_i - V_0 \quad (6.4.3-4)$$

式中  $V_e$ ——旁压器测量腔固有体积( $\text{cm}^3$ )。

5 旁压膜量  $E_m$  按下式计算:

$$E_m = 2(1 + \mu) G_m \quad (6.4.3-5)$$

式中  $\mu$ ——土的泊松比, 可根据经验确定: 碎石类土可取 0.25, 正常固结及轻度超固结的砂类土、粉土和黄土可取 0.30, 硬塑到坚硬状黏性土可取 0.33, 软塑状黏性土可取 0.38, 流塑状黏性土可取 0.41。

6.4.4 预钻式旁压试验参数  $p_F$ 、 $p_L$ 、 $G_m$  沿深度的分布图可根据需要绘制。

6.4.5 预钻式旁压试验, 地基土的静止水平总压力  $\sigma_{h0}$  应根据地层情况采用下列方法计算:

1 黏性土、粉土、砂类土和黄土:

$$\sigma_{h0} = K_0 \sigma'_{v0} + u_w \quad (6.4.5)$$

式中  $K_0$ ——静止土压力系数, 可根据经验确定: 正常固结及轻度超固结砂类土、粉土和黄土可取 0.40, 硬塑至坚硬状黏性土可取 0.50, 软塑状黏性土可取 0.60, 流塑状黏性土可取 0.70;

$\sigma'_{v0}$ ——土的有效自重压力(kPa);

$u_w$ ——土的静水压力(kPa)。

2 软质岩石及风化岩石的  $\sigma_{h0}$  可取  $p-V$  曲线上的  $p_0$  值(图 6.4.2-1)。

6.4.6 预钻式旁压试验, 地基基本承载力  $\sigma_0$  应符合下列要求:

1 采用临塑压力确定基本承载力

$$\sigma_0 = p_F - \sigma_{10} \quad (6.4.6-1)$$

## 2 采用极限压力确定基本承载力

1) 当  $p_{1i}$  小于等于 2 倍的  $p_{1i}$  时:

$$\sigma_0 = \frac{p_{1i}}{2} - \sigma_{10} \quad (6.4.6-2)$$

2) 当  $p_{1i}$  大于 2 倍的  $p_{1i}$  时:

$$\sigma_0 = \frac{p_{1i} - \sigma_{10}}{K} \quad (6.4.6-3)$$

式中  $K$ ——安全系数,一般取 2~3;也可根据地区经验确定。

6.4.7 预钻式旁压试验,地基极限承载力  $p_u$  可按下式确定:

$$p_u = 0.89(p_{1i} - \sigma_{10}) \quad (6.4.7)$$

6.4.8 预钻式旁压试验,土体变形参数可按下列方法确定:

1 黏性土变形模量  $E_0$  及压缩模量  $E_s$  可根据旁压剪切模量  $G_m$  按表 6.4.8-1 取值。

表 6.4.8-1 黏性土的变形模量  $E_0$  及压缩模量  $E_s$

$G_m$ (MPa)	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$E_0$ (MPa)	2.0~2.4	3.3~4.8	4.3~7.2	5.8~9.6	7.2~12.0	8.7~14.4
$E_s$ (MPa)	2.0~2.2	3.0~3.5	3.8~4.5	5.0~7.0	6.3~8.7	7.5~10.5
$G_m$ (MPa)	3.5	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0
$E_0$ (MPa)	10.1~16.8	11.6~19.2	14.5~24.0	17.4~28.8	20.3~33.6	23.2~38.4
$E_s$ (MPa)	8.8~12.2	10.0~14.0	12.5~17.5	15.0~21.0	17.5~24.5	—

注:随  $G_m/p_{1i}$  值(黏性土  $G_m/p_{1i}$  的均值约为 4.0)由大到小,塑性状态由流塑至硬塑,  $E_0$ 、 $E_s$  由小到大取值。

2 黄土变形模量  $E_0$  和压缩模量  $E_s$  可根据旁压剪切模量  $G_m$  按表 6.4.8-2 取值。

表 6.4.8-2 黄土的变形模量  $E_0$  及压缩模量  $E_s$

$G_m$ (MPa)	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
$E_0$ (MPa)	4.5	6.2	8.4	10.6	13.3	15.9	18.6	21.2

续表 6.4.8-2

$E_s$ (MPa)	$d \leq 3.0$ m	1.7	2.1	2.7	3.6	4.5	5.4	6.3	7.2
$E_0$ (MPa)	$d > 3.0$ m	1.6	2.0	2.4	2.8	3.5	4.2	4.9	5.6
$G_m$ (MPa)	5.0	6.0	7.0	8.0	10.0	12.0	14.0	15.0	—
$E_s$ (MPa)	26.5	31.8	37.1	—	—	—	—	—	—
$E_0$ (MPa)	$d \leq 3.0$ m	9.0	10.8	12.6	14.4	18.0	—	—	—
$E_s$ (MPa)	$d > 3.0$ m	7.0	8.4	9.8	11.2	14.0	16.8	19.6	21.0

注:  $d$  为测试深度。

3 砂类土变形模量  $E_0$  可按下式估算:

$$E_0 = K G_m \quad (6.4.8)$$

式中  $K$ ——变形模量转换系数,可按表 6.4.8-3 取值。

表 6.4.8-3 变形模量转换系数

砂类土分类	粉砂	细砂	中砂	粗砂
$K$ 值	4.0~5.0	5.0~7.0	7.0~9.0	9.0~11.0

注:砾砂的  $K$  值可取粗砂的上限值。

6.4.9 预钻式旁压试验,地基土基准水平基床系数  $K_{H1}$  可按下列公式计算:

$$K_{H1} = 6.67 r_m k_h \quad (6.4.9-1)$$

$$k_h = \frac{\Delta p}{\Delta r} \quad (6.4.9-2)$$

$$\Delta p = p_F - p_0 \quad (6.4.9-3)$$

$$\Delta r = r_F - r_0 \quad (6.4.9-4)$$

$$r_m = \frac{r_F + r_0}{2} \quad (6.4.9-5)$$

式中  $K_{H1}$ ——预钻式旁压试验基准水平基床系数 ( $\text{kN/m}^3$ );

$k_h$ ——预钻式旁压试验水平基床系数试验值 ( $\text{kN/m}^3$ );

6.67——量纲为  $\text{m}^{-1}$  的系数;

$r_0$ ——初始压力  $p_0$  对应的旁压膜的半径 (m);

$r_F$ ——临塑压力  $p_F$  对应的旁压膜的半径 (m);

$\Delta r$ ——旁压膜径向位移 (m)。

6.4.10 梅纳型自钻式旁压试验资料应按照本规程第 6.4.1 条第 6.4.2 条整理。

6.4.11 剑桥型自钻式旁压试验资料整理应符合下列要求:

1 旁压试验测试数据 (图 6.4.11—1) 的修正符合下列规定:

1) 剔除原始曲线上多余或异常点。

2) 标记加载和卸载点, 卸载—加载环曲线应呈对称闭合状。

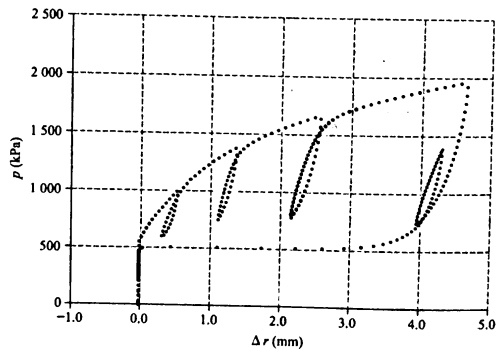


图 6.4.11—1 旁压试验测试数据曲线图

2 旁压试验径向位移  $\Delta r$ 、径向应变  $\epsilon$ 、剪切应变  $\gamma$  应按下列公式计算:

$$\Delta r = r - r_0 \quad (6.4.11-1)$$

$$\epsilon = \frac{\Delta r}{r_0} \quad (6.4.11-2)$$

$$\gamma = \frac{r^2 - r_0^2}{r^2} \quad (6.4.11-3)$$

式中  $r_0$ ——钻孔初始半径 (mm);

$r$ ——试验时钻孔半径 (mm)。

3 根据修正后数据, 应绘制下列旁压试验曲线:

1)  $p-\Delta r$  曲线 (图 6.4.11—2)。

2)  $p-\ln \gamma$  曲线 (图 6.4.11—3)。

3) 基于卸载—加载环  $p-\epsilon$  曲线 (图 6.4.11—4)。

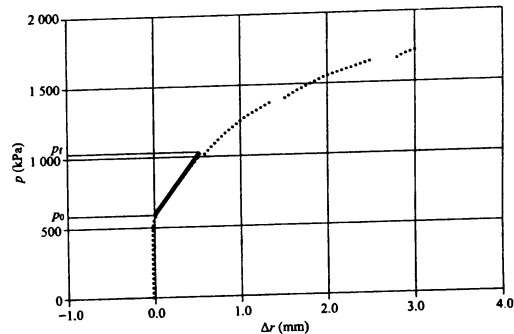


图 6.4.11—2  $p-\Delta r$  曲线图

6.4.12 梅纳型自钻式旁压试验参数计算应符合下列要求:

1 初始压力  $p_0$ 、临塑压力  $p_l$ 、极限压力  $p_u$  及对应体积膨胀量和剪切模量  $G_m$  可参照本规程第 6.4.3 条确定。

2 土体变形参数可参照本规程第 6.4.8 条确定。

3 饱和黏性土的饱和和不排水抗剪强度  $c_u$  应按照下式计算:

$$c_u = p_l - p_0 \quad (6.4.12)$$

式中  $p_0$ ——初始压力 (kPa);

$p_l$ ——临塑压力 (kPa)。

6.4.13 剑桥型自钻式旁压试验参数应按下列方法确定:

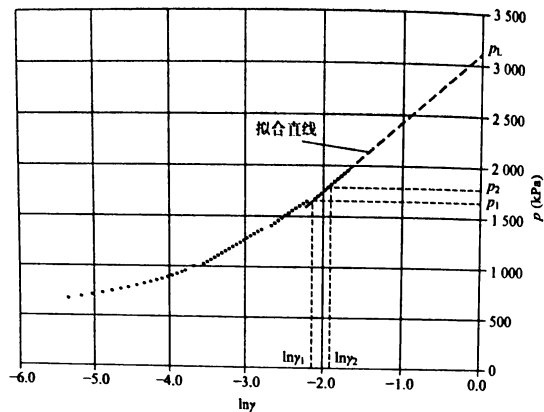


图 6.4.11-3  $p-\ln p$  曲线图

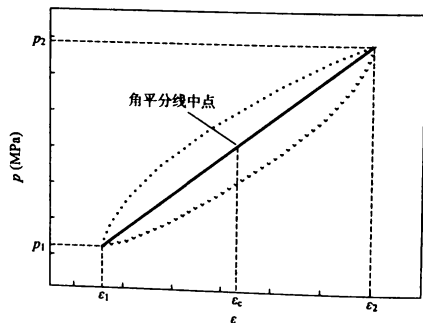


图 6.4.11-4 基于卸载—加载环  $p-\epsilon$  曲线图

1 初始压力  $p_0$  为  $p-\Delta r$  曲线近似直线段的起点对应的压力 (图 6.4.11-2)。

2 临塑压力  $p_l$  为  $p-\Delta r$  曲线近似直线段的终点对应的压力 (图 6.4.11-2)。

3 极限压力  $p_L$  为  $p-\ln p$  曲线近似直线段的拟合直线在纵轴上的截距值 ( $\ln p=0$ ) (图 6.4.11-3)。

4 剪切模量  $G_m$  通过卸载—加载环角平分线的斜率计算 (图 6.4.11-4):

$$G_m = (1 + \epsilon_c) (\Delta p / 2 \Delta \epsilon) \quad (6.4.13-1)$$

$$\Delta p = p_2 - p_1 \quad (6.4.13-2)$$

$$\Delta \epsilon = \epsilon_2 - \epsilon_1 \quad (6.4.13-3)$$

式中  $\epsilon_c$ ——角平分线中点应变;

$\Delta p$ ——角平分线两端应力增量 (kPa);

$\Delta \epsilon$ ——角平分线两端应变增量;

$p_1, p_2$ ——角平分线两端对应的总压力 (MPa);

$\epsilon_1, \epsilon_2$ ——角平分线两端对应的径向应变。

6.4.14 自钻式旁压试验确定地基基本承载力  $\sigma_0$  应符合下列要求:

1 采用临塑压力确定基本承载力:

$$\sigma_0 = \lambda (p_l - p_0) \quad (6.4.14-1)$$

式中  $\lambda$ ——修正系数, 一般可取 0.7~1.0; 也可根据地方经验确定。

2 采用极限压力确定基本承载力:

1) 当  $p_L$  小于等于 2 倍的  $p_l$  时:

$$\sigma_0 = \frac{p_L}{2} - p_0 \quad (6.4.14-2)$$

2) 当  $p_L$  大于 2 倍的  $p_l$  时:

$$\sigma_0 = \frac{p_L - p_0}{K} \quad (6.4.14-3)$$

式中  $K$ ——安全系数, 一般取 2~3; 也可根据地区经验确定。

6.4.15 剑桥型自钻式旁压试验静止侧压力系数  $K_0$  可按下式计

算确定:

$$K_0 = (\sigma_{ho} - u) / (\sigma_{vo} - u) \quad (6.4.15)$$

式中  $\sigma_{ho}$ ——土的水平压力(kPa),  $\sigma_{ho} = p_0$ ;

$\sigma_{vo}$ ——土的总自重压力(kPa);

$u$ ——实测孔隙水压力(kPa)。

6.4.16 剑桥型自钻式旁压试验不排水抗剪强度  $c_u$  应取  $p-\ln p$  曲线近似直线段的拟合直线的斜率值(图 6.4.11—3),也可按本规程第 6.4.12 条确定。

## 7 标准贯入试验

### 7.1 一般规定

7.1.1 标准贯入试验适用于黏性土、粉土、砂类土、残积土和全风化、部分强风化岩层。

7.1.2 标准贯入试验成果可评价砂类土、粉土、黏性土、强风化岩或残积土的密实度、状态、强度、变形参数、地基承载力,评定砂类土、粉土的液化势,确定土层剖面可取扰动土样进行一般物理性质试验。

7.1.3 标准贯入试验孔应采用回转钻进,孔底沉渣厚度不应超过 10 cm。不能保持孔壁稳定时,宜采用泥浆护壁;若采用套管护壁,套管底部应高出试验深度不小于 75 cm。

### 7.2 设 备

7.2.1 试验设备应符合下列要求:

1 标准贯入器:由刃口型的贯入器靴、对开圆筒式贯入器身和贯入器头三部分组成,具体尺寸如图 7.2.1 所示。贯入器靴刃口应保持完好,无明显损坏和变形。贯入器靴刃口厚 2.5 mm、角度  $18^\circ \sim 20^\circ$ 。贯入器对开管内径  $(35 \pm 1)$  mm、外径  $(51 \pm 1)$  mm,粗糙度 3.2  $\mu$ m,椭圆度 0.08 mm,同轴度 0.05 mm。

2 探杆:宜采用  $\phi 42$  mm 钻杆,钻杆弯曲度应小于 0.1%。

3 穿心锤:63.5 kg 的钢锤,外径不宜小于 200 mm,锤的质量误差不应大于 0.5 kg 并应有自动落锤装置;钢锤落距  $(76 \pm 2)$  cm。

4 锤垫:承受锤击的钢制部件,外径 100 mm~140 mm 并附

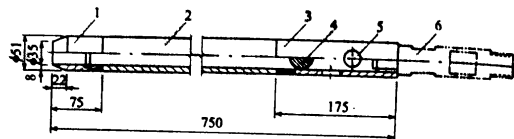


图 7.2.1 标准贯入器结构图(单位:mm)

1—贯入器头;2—贯入器身;3—贯入器头;4 钢球;5 排水孔;6—钻杆接头

有导向杆,锤垫和导向杆质量之和不宜大于 30 kg。

7.2.2 所使用的工程钻机应配备相应的专用器具。

### 7.3 试验要点

7.3.1 先用钻具钻至试验土层高程以上 15 cm 处,清除残土,并应避免试验土层受到扰动。

7.3.2 贯入前,应拧紧探杆探头,将贯入器放入孔内,避免冲击孔底,注意保持贯入器、探杆、导向杆连接后的垂直度。孔内宜加导向器,保证穿心锤中心施力。试验应采用自动脱钩的自由落锤法进行锤击,锤击速率应小于 30 击/min。

7.3.3 将贯入器竖直打入土层中 15 cm 后,开始记录每打入 10 cm 的击数,累计打入 30 cm 的击数,定为实测击数  $N$ 。密实土层中贯入不足 30 cm 而击数超过 50 击时,应终止试验,并记录实际贯入度  $\Delta s$  和累计击数  $n$ ,按下式换算成贯入 30 cm 击数  $N$ :

$$N = \frac{30n}{\Delta s} \quad (7.3.3)$$

7.3.4 拔出贯入器,取出贯入器中的土样进行鉴别,描述记录。必要时妥善保存土样以备试验之用。试验原始记录应按本规程表 B.3.1 记录。

### 7.4 资料整理与计算

7.4.1 根据记录表中的数据,应将实测击数  $N$  与试验深度  $d$  的

关系曲线( $N-d$ )绘制于同一直角坐标图中,并结合场地勘察结果分层,算出该试验孔各分层土的实测击数平均值  $\bar{N}_j$  ( $j$  代表土层分层层号);计算时应剔除异常值。

7.4.2 砂类土的密实程度和黏性土的塑性状态可按表 7.4.2—1 和表 7.4.2—2 划分。

表 7.4.2—1 砂类土的相对密实度划分

$\bar{N}$ (击/30 cm)	$\leq 10$	$10 < \bar{N} \leq 15$	$15 < \bar{N} \leq 30$	$> 30$
密实程度	松散	稍密	中密	密实

表 7.4.2—2 黏性土的塑性状态划分

$\bar{N}$ (击/30 cm)	$\leq 2$	$2 < \bar{N} \leq 8$	$8 < \bar{N} \leq 32$	$> 32$
塑性状态	流塑	软塑	硬塑	坚硬

7.4.3 花岗岩类的残积土、全风化岩、强风化岩可按表 7.4.3 划分。

表 7.4.3 花岗岩类的残积土、全风化岩、强风化岩划分

$\bar{N}$ (击/30 cm)	$< 30$	$30 \leq \bar{N} < 50$	$\geq 50$
岩土名称	残积土	全风化岩	强风化岩

7.4.4 当可液化土层实测贯入击数  $N$  小于液化临界贯入击数  $N_{cr}$  时,应判定为液化土。 $N_{cr}$  按下列公式计算:

$$N_{cr} = N_0 \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot a_3 \cdot a_4 \quad (7.4.4-1)$$

$$a_1 = 1 - 0.065(d_w - 2) \quad (7.4.4-2)$$

$$a_2 = 0.52 + 0.175d_s - 0.005d_s^2 \quad (7.4.4-3)$$

$$a_3 = 1 - 0.05(d_w - 2) \quad (7.4.4-4)$$

$$a_4 = 1 - 0.17\sqrt{\rho_c} \quad (7.4.4-5)$$

式中  $N_0$ ——标准贯入试验深度  $d_s = 3$  m、地下水埋深  $d_w = 2$  m、上覆非液化土层厚度  $d_u = 2$  m、土中黏粒含量  $\rho_c$  (%) = 0 时 II 类场地土层的液化临界贯入击数按表

7.4.4—1 取值;

$\alpha_1$ —— $d_w$ 的修正系数;当地面常年有水且与地下水有联系时, $\alpha_1$ 取 1.13;

$\alpha_2$ —— $d_s$ 的修正系数;

$\alpha_3$ —— $d_0$ 的修正系数,对于深基础取  $\alpha_3$  为 1;

$\alpha_4$ ——黏粒含量百分比  $\rho_c$  的修正系数;当缺乏  $\rho_c$  数据,可按表 7.4.4—2 取值。

表 7.4.4—1 可液化土层临界贯入锤击数基本值  $N_0$

地震动峰值加速度 II类场地基本地震动 加速度特征周期分区值	0.1g	0.15g	0.2g	0.3g	0.4g
0.35 s	6	8	10	13	16
0.40 s, 0.45 s	8	10	12	15	18

表 7.4.4—2  $\alpha_4$  值

土 类	砂类土	粉 土	
		$I_p \leq 7$	$7 < I_p \leq 10$
$\alpha_4$	1	0.60	0.45

7.4.5 应用标准贯入试验锤击数  $N$  值时是否修正和如何修正,应根据建立统计关系时的具体规定而定。

## 8 动力触探试验

### 8.1 一般规定

8.1.1 动力触探适用于黏性土、砂类土、碎石类土、全风化岩、强风化岩。

8.1.2 动力触探可分为轻型、重型和特重型。轻型动力触探可确定一般黏性土地基承载力,重型和特重型动力触探可确定中砂以上的砂类土、碎石类土的地基承载力,测定圆砾土、卵石土的变形模量。动力触探还可用于查明地层在垂直和水平方向的均匀程度和确定桩基持力层。

8.1.3 动力触探划分土层并定名时,应与其他勘探测试手段相结合;确定地基承载力或变形模量时,动力触探孔数应根据场地大小、建筑物等级及土层均匀程度综合考虑,但同一场地应不少于 3 孔。

### 8.2 设 备

8.2.1 动力触探设备类型和规格应符合表 8.2.1 的规定。

表 8.2.1 动力触探设备类型和规格

类型	重锤质量 (kg)	重锤落距 (cm)	探头截面积 (cm <sup>2</sup> )	探杆外径 (mm)	动力触探击数	
					符号	单 位
轻型	10±0.2	50±2	13	25	$N_{10}$	击/30 cm
重型	63.5±0.5	76±2	43	42.50	$N_{63.5}$	击/10 cm
特重型	120±1.0	100±2	43	50	$N_{120}$	击/10 cm

8.2.2 动力触探设备主要参数应符合下列要求:

1 轻型动力触探探头外形尺寸应符合图 8.2.2—1 规定。材料应采用 45 号碳素钢或采用优于 45 号碳素钢的钢材。表面淬火后硬度 HR 应为 45~50。

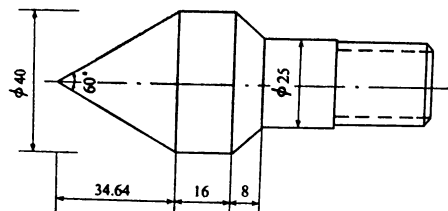


图 8.2.2—1 轻型动力触探探头外形尺寸(单位:mm)

2 重型、特重型动力触探设备,应符合下列要求:

1) 探头:外形尺寸应符合图 8.2.2—2 规定,材质应符合本条上款要求。

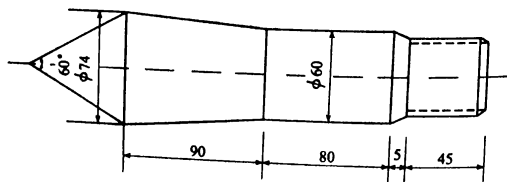


图 8.2.2—2 重型、特重型动力触探探头外形尺寸(单位:mm)

2) 探杆:每米质量不宜大于 7.5 kg。探杆接头外径应与探杆外径相同,探杆和接头材料应采用耐疲劳高强度的钢材。

3) 锤座直径应小于锤径 1/2,并大于 100 mm;导杆长度应满足重锤落距的要求,锤座和导杆总质量为 20 kg~25 kg。

4) 重锤应采用圆柱形,高径比 1~2。重锤中心的通孔直

径应比导杆外径大 3 mm~4 mm。

5) 重型、特重型动力触探试验应配备自动落锤装置。

### 8.3 试验要点

8.3.1 动力触探作业前必须对机具设备进行检查,确认正常后方可启动。部件磨损及变形超过下列规定者,应予更换或修复。

1 探头允许磨损量:直径磨损不得大于 2 mm,锥尖高度磨损不得大于 5 mm。

2 每节探杆非直线偏差不得大于 0.6%。

3 所有部件连接处丝扣应完好,连接紧固。

8.3.2 动力触探机具安装必须稳固,在作业过程中支架不得偏移。

8.3.3 动力触探时,应始终保持重锤沿导杆铅直下落,锤击频率应控制在 15 击/min~30 击/min。

8.3.4 轻型动力触探作业时,应先使用轻便钻具钻至所需测试土层的顶面,然后对该土层连续贯入。当贯入 30 cm 的击数超过 90 击或贯入 15 cm 超过 45 击时,可停止作业。如需对下卧层进行测试,可用钻探方法穿透该层后继续触探。

8.3.5 根据地层强度的变化,重型和特重型动力触探可互换使用。重型动力触探实测击数大于 50 击/10 cm 时,宜改用特重型;当重型动力触探实测击数小于 5 击/10 cm 时,不得采用特重型动力触探。

8.3.6 在预钻孔内进行重型或特重型动力触探作业,钻孔孔径大于 90 mm、孔深大于 3 m、实测击数大于 8 击/10 cm 时,可用小于或等于 90 mm 的孔壁管下放至孔底或用松土回填钻孔,以减少小探杆径向晃动。

8.3.7 各种类型动力触探的锤座距孔口高度不宜超过 1.5 m,探杆应保持竖直。

8.3.8 轻型动力触探应每贯入 30 cm 记录其相应击数。



8.3.9 重型、特重型动力触探应每贯入 10 cm 记录其相应击数。当地层松软时,可采用测量每阵击(一般为 1 击~5 击)的贯入度,并按下式换算成相当于同类型动力触探贯入 10 cm 时的击数:

$$N_{63.5}; N_{120} = \frac{10n}{\Delta s} \quad (8.3.9)$$

式中  $N_{63.5}$ ——重型动力触探实测击数(击/10 cm);  
 $N_{120}$ ——特重型动力触探实测击数(击/10 cm);  
 $n$ ——每阵击的击数(击);  
 $\Delta s$ ——每阵击时相应的贯入度(cm)。

8.3.10 现场记录应清晰完整,除按本规程表 B.4.1~表 B.4.3 中项目填写外,应在备注栏中记录下列事项:

- 1 贯入间断原因及时间。
- 2 落距超限量、落锤回弹情况。
- 3 探杆及导杆偏斜及径向震动情况。
- 4 接头紧固情况。
- 5 其他异常情况。

#### 8.4 资料整理与计算

8.4.1 动力触探记录应在现场进行初步整理,并对记录的击数和贯入尺寸进行校核和换算。

8.4.2 轻型动力触探应以每层实测击数的算术平均值作为该层的触探击数平均值  $\bar{N}_{10}$ 。

8.4.3 重型动力触探实测击数  $N_{63.5}$ ,应按下式进行杆长击数修正:

$$N'_{63.5} = \alpha_1 N_{63.5} \quad (8.4.3-1)$$

式中  $N'_{63.5}$ ——重型动力触探修正后击数(击/10 cm);  
 $\alpha_1$ ——重型动力触探杆长击数修正系数,可按表 8.4.3-1 确定。

表 8.4.3-1 重型动力触探杆长击数修正系数  $\alpha_1$  值

$N_{63.5}$ (击/10 cm)	5	10	15	20	25	30	35	40	$\geq 50$
杆长 L(m)									
$\leq 2$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	—
4	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.89	0.87	0.86	0.84
6	0.93	0.90	0.88	0.85	0.83	0.81	0.79	0.78	0.75
8	0.90	0.86	0.83	0.80	0.77	0.75	0.73	0.71	0.67
10	0.88	0.83	0.79	0.75	0.72	0.69	0.67	0.64	0.61
12	0.85	0.79	0.75	0.70	0.67	0.64	0.61	0.59	0.55
14	0.82	0.76	0.71	0.66	0.62	0.58	0.56	0.53	0.50
16	0.79	0.73	0.67	0.62	0.57	0.54	0.51	0.48	0.45
18	0.77	0.70	0.63	0.57	0.53	0.49	0.46	0.43	0.40
20	0.75	0.67	0.59	0.53	0.48	0.44	0.41	0.39	0.36

注:本表可线性内插取值。

当采用特重型动力触探确定碎石类土密实时,实测击数  $N_{120}$  应按下式进行杆长击数修正:

$$N'_{120} = \alpha_2 N_{120} \quad (8.4.3-2)$$

式中  $N'_{120}$ ——特重型动力触探修正后击数(击/10 cm);

$\alpha_2$ ——特重型动力触探杆长击数修正系数,可按表 8.4.3-2 确定。

表 8.4.3-2 特重型动力触探杆长击数修正系数  $\alpha_2$  值

$N_{120}$ (击/10 cm)	1	3	5	7	9	10	15	20	25	30	35	40
杆长 L(m)												
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	0.96	0.92	0.91	0.90	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89	0.88	0.88	0.88
3	0.94	0.88	0.86	0.85	0.84	0.84	0.84	0.83	0.82	0.82	0.81	0.81
5	0.92	0.82	0.79	0.78	0.77	0.77	0.76	0.75	0.74	0.73	0.72	0.72
7	0.90	0.78	0.75	0.74	0.73	0.72	0.71	0.70	0.68	0.68	0.67	0.66

续表 8.4.3—2

$N_{120}$ (击/10 cm) 杆长 $L$ (m)	1	3	5	7	9	10	15	20	25	30	35	40
9	0.88	0.75	0.72	0.70	0.69	0.68	0.67	0.66	0.64	0.63	0.62	0.61
11	0.87	0.73	0.69	0.67	0.66	0.66	0.64	0.62	0.61	0.60	0.59	0.58
13	0.86	0.71	0.67	0.65	0.64	0.63	0.61	0.60	0.58	0.57	0.56	0.55
15	0.86	0.69	0.65	0.63	0.62	0.61	0.59	0.58	0.56	0.55	0.54	0.53
17	0.85	0.68	0.63	0.61	0.60	0.60	0.57	0.56	0.54	0.53	0.52	0.51
19	0.84	0.66	0.62	0.60	0.58	0.58	0.56	0.54	0.52	0.51	0.50	0.49

注:本表可线性内插取值。

8.4.4 特重型动力触探的实测击数,也可先按下式换算成相当于重型动力触探的实测击数后,再按式(8.4.3—1)进行修正。

$$N_{63.5} = 3N_{120} - 0.5 \quad (8.4.4)$$

8.4.5 根据修正后的动力触探击数,应绘制动力触探击数与贯入深度曲线图(本规程图 B.4.1)。

8.4.6 地基土力学分层应根据动力触探击数与贯入深度曲线图,结合场地地质资料进行。由软层(小击数)进入硬层(大击数)时,分层界线应在软层最后一个小值点以下 10 cm~20 cm 处;由硬层进入软层时,分层界线应在软层第一个小值点以上 10 cm~20 cm 处。

8.4.7 分层后各层动力触探击数平均值的确定,应符合下列要求:

1 在各层土的厚度范围内,划分出地层界面处上、下土层影响击数的范围,中间部分称为该层的有效厚度  $H_b$  (本规程图 B.4.1)。

2 在有效厚度范围内,剔除少量击数特殊大值(剔除点的数量不应超过有效厚度内测点数的 10%),余留部分为该层动力触探有效击数。

• 60 •

3 重型动力触探击数平均值  $\bar{N}_{63.5}$  取该层动力触探有效击数的算术平均值:

$$\bar{N}_{63.5} = \sum_{i=1}^n N'_{63.5} / n \quad (8.4.7)$$

式中  $n$ ——参加统计的测点数。

8.4.8 有效厚度小于 0.3 m 时,动力触探击数平均值可按下列原则确定:

1 当上、下均为击数较小的土层时,  $\bar{N}_{63.5}$  可取该层土触探击数的最大值  $(N'_{63.5})_{\max}$ 。

2 当上、下均为击数较大的土层时,  $\bar{N}_{63.5}$  小于或等于该层土触探击数的最小值  $(N'_{63.5})_{\min}$ 。

8.4.9 黏性土地基的基本承载力  $\sigma_0$ ,当贯入深度小于 4 m 时,可根据场地土层的  $\bar{N}_{10}$  按表 8.4.9 确定。

表 8.4.9 黏性土  $\sigma_0$  值 (kPa)

$\bar{N}_{10}$ (击/30 cm)	15	20	25	30
$\sigma_0$	100	140	180	220

注:表内数值可以线性内插。

8.4.10 冲积、洪积成因的中砂~砾砂土地基和碎石类土地基的基本承载力  $\sigma_0$ ,当贯入深度小于 20 m 时,可根据场地土层的  $\bar{N}_{63.5}$  按表 8.4.10 确定。

表 8.4.10 中砂~砾砂土、碎石类土  $\sigma_0$  值 (kPa)

$\bar{N}_{63.5}$ (击/10 cm)	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14
中砂~砾砂土	120	150	180	220	260	300	340	380	—	—
碎石类土	140	170	200	240	280	320	360	400	480	540
$\bar{N}_{63.5}$ (击/10 m)	16	18	20	22	24	26	28	30	35	40
碎石类土	600	660	720	780	830	870	900	930	970	1 000

8.4.11 基本承载力用于设计时,应进行基础宽度及埋置深度的

• 61 •

修正。修正公式应符合现行《铁路桥涵地基和基础设计规范》TB 10093 中有关规定,公式中的修正系数可根据地基土的  $\bar{N}_{63.5}$  值按表 8.4.11-1 及表 8.4.11-2 确定。

表 8.4.11-1 宽度、深度修正系数

土的类型   系数		黏性土				砂类土								碎石类土	
		Q <sub>4</sub> 的冲、洪积土		Q <sub>3</sub> 及以前的冲、洪积土	残积土	粉砂		细砂		中砂		砾砂粗砂		碎石土 圆砾土 角砾土	卵石土
		I <sub>L</sub> <0.5	I <sub>L</sub> ≥0.5			中密	密实	中密	密实	中密	密实	中密	密实		
k <sub>1</sub>	0	0	0	0	1	1.2	1.5	2	2	3	3	4	3	4	
k <sub>2</sub>	2.5	1.5	2.5	1.5	2	2.5	3	4	按表 8.4.11-2 取值						

注:1 节理发育或很发育的风化岩石,  $k_1$ 、 $k_2$  可参照碎石类土的修正系数,但对已风化成砂、土状者,则取用砂类土、黏性土的修正系数。

2 稍密状态的砂类土和松散状态的碎石类土,  $k_1$ 、 $k_2$  值可采用表列中密度的 50%。

3 冻土的  $k_1=0$ 、 $k_2=0$ 。

表 8.4.11-2 中砂~碎石类土深度修正系数

$\bar{N}_{63.5}$	$\leq 4$	4~6	6~10	10~15	15~20	20~25	25~32	32~40	>40
$k_2$	1	2	3	4	5	6	7	8	9

8.4.12 黏性土地基极限承载力  $p_u$ , 当贯入深度小于 4 m 时, 可根据场地土层的  $\bar{N}_{10}$  按表 8.4.12 确定。

表 8.4.12 黏性土  $p_u$  值 (kPa)

$\bar{N}_{10}$ (击/30 cm)	15	20	25	30
$p_u$	180	260	330	400

注:表内数值可以线性内插,  $p_u$  的变异系数  $\delta$  为 0.291。

8.4.13 冲积、洪积成因的中砂~砾砂土地基和碎石类土地基的极限承载力  $p_u$ , 当贯入深度小于 20 m 时, 可根据场地土层的  $\bar{N}_{63.5}$  按表 8.4.13 确定。

表 8.4.13 中砂~砾砂土、碎石类土  $p_u$  值 (kPa)

$\bar{N}_{63.5}$ (击/10 cm)	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14
中砂~砾砂土	240	300	360	440	520	600	680	760	—	—
碎石类土	320	390	460	550	645	740	835	930	1 100	1 250
$\bar{N}_{63.5}$ (击/10 cm)	16	18	20	22	24	26	28	30	35	40
碎石类土	1 390	1 530	1 670	1 810	1 930	2 020	2 090	2 160	2 260	2 330

注:中砂~砾砂土、碎石类土  $p_u$  值的变异系数  $\delta$  分别为 0.248 和 0.210。

8.4.14 冲、洪积卵石土和圆砾土地基的变形模量  $E_0$ , 当贯入深度小于 12 m 时, 可根据场地土层的  $\bar{N}_{63.5}$  按表 8.4.14 取值。

表 8.4.14 卵石土、圆砾土  $E_0$  值 (MPa)

$\bar{N}_{63.5}$ (击/10 cm)	3	4	5	6	8	10	12	14	16
$E_0$	9.9	11.8	13.7	16.2	21.3	26.4	31.4	35.2	39.0
$\bar{N}_{63.5}$ (击/10 cm)	18	20	22	24	26	28	30	35	40
$E_0$	42.8	46.6	50.4	53.6	56.1	58.0	59.9	62.4	64.3

8.4.15 碎石类土平均粒径等于或小于 50 mm, 且最大粒径小于 100 mm 时, 根据重型动力触探实测击数经杆长修正后击数  $N'_{63.5}$  按表 8.4.15-1 确定碎石类土的密实度。碎石类土平均粒径大于 50 mm, 或最大粒径大于 100 mm 时, 根据特重型动力触探实测击数经杆长修正后击数  $N'_{120}$  按表 8.4.15-2 确定碎石类土的密实度。

表 8.4.15-1 碎石类土密实度按  $N'_{63.5}$  分类

重型动力触探锤击数 $N'_{63.5}$	$N'_{63.5} \leq 5$	$5 < N'_{63.5} \leq 10$	$10 < N'_{63.5} \leq 20$	$N'_{63.5} > 20$
密实度	松散	稍密	中密	密实

表 8.4.15-2 碎石类土密实度按  $N'_{120}$  分类

特重型动力触探锤击数 $N'_{120}$	$N'_{120} \leq 3$	$3 < N'_{120} \leq 6$	$6 < N'_{120} \leq 11$	$N'_{120} > 11$
密实度	松散	稍密	中密	密实

## 9 静力触探试验

### 9.1 一般规定

9.1.1 静力触探适用于软土、黏性土、粉土、砂类土及含少量碎石的土层,可划分土层界面、土类定名、确定地基承载力和单桩极限荷载、判定地基土液化可能性及测定地基土的物理力学参数等。

9.1.2 静力触探单桥探头测定土的比贯入阻力  $p_s$ ,双桥探头测定土的端阻  $q_c$  和侧阻  $f_s$ ,三功能孔压探头测定土的  $q_c$ 、 $f_s$ 、贯入孔隙压力  $u_0$  及其消散孔隙压力  $u_t$ 。

9.1.3 探头的标定应符合本规程附录 A 规定。未经标定的探头,严禁在生产中使用。

9.1.4 水上静力触探应有保证孔位不致发生移动的稳定措施。水底以上部位应加设防止探杆挠曲的装置。

9.1.5 静力触探孔位附近已有其他勘探孔时,应将静力触探孔布置在距原勘探孔 30 倍探头直径以外的范围。进行对比试验时,孔距不宜大于 2 m,并应先进行静力触探然后进行其他勘探、试验。

9.1.6 静力触探选用探头,应符合下列要求:

- 1 I 级探头适用于软土、松散~稍密砂类土。
- 2 II 级探头适用于软塑~硬塑黏性土、中密砂类土。
- 3 III 级探头适用于硬塑~坚硬黏性土、密实砂类土。

### 9.2 设备

9.2.1 静力触探设备应包括贯入主机、探头、探杆、电缆及数据采集仪。

9.2.2 贯入主机应符合下列要求:

1 能匀速贯入,贯入速率为  $(20 \pm 5) \text{ mm/s}$ ;当使用孔压探头试验时,宜有保证标准贯入速率  $20 \text{ mm/s}$  的控制装置。

2 贯入和起拔时,施力作用线应垂直机座基准面,垂直度公差为  $30'$ 。

3 额定起拔力不应小于额定贯入力的 120%。

9.2.3 静力触探用探杆应采用高强度无缝管材,其屈服强度不宜小于  $600 \text{ MPa}$ ,工作截面尺寸必须与贯入主机的额定贯入力相匹配,并应符合下列规定:

1 用于同一台贯入主机的探杆长度(含接头)应相同,其长度误差不得大于 0.2%。

2 用于前 5 m 的探杆,弯曲度不得大于 0.05%。后续探杆的弯曲度,在静力触探孔深度小于或等于 10 m 时,不得大于 0.2%;静力触探孔深度大于 10 m 时,不得大于 0.1%。

3 探杆两端螺纹轴线的同轴度公差为  $\phi 1 \text{ mm}$ 。

4 探杆与接头的连接应有良好的互换性。

5 锥形螺纹连接的探杆,连接后不得有晃动现象;圆柱形螺纹连接的探杆,拧紧后丝扣之根、肩应能密贴。

6 探杆不得有裂纹和损伤。

9.2.4 与探头配套使用的电缆应是屏蔽电缆,屏蔽网应合理接地,且有良好的防水性和绝缘性,绝缘电阻不应小于  $500 \text{ M}\Omega$ ,接头处应密封,表皮破损的电缆不得使用。

9.2.5 数据采集仪应符合下列规定:

1 仪器显示的有效最小分度值小于 0.06%FS。

2 工作环境温度为  $-10^\circ\text{C} \sim 45^\circ\text{C}$ 。

3 宜具有自动采集、显示、存储数据的功能,在试验结束后应能输出或打印测试数据。

4 具备足够的储存容量可保证现场作业顺利进行。

5 记录仪和电缆用于多功能探头静力触探时,应保证各传输信号互不干扰。

9.2.6 采用自动记录方式采集静力触探数据时,计深装置角机应符合下列要求:

- 1 角机上的滑动轮和夹轮应能夹住探杆。
- 2 滑动轮上的触点应与微动开关有良好接触,滑动轮每转动一周,轮上触点碰击微动开关一次,产生脉冲信号,传送到仪器作深度计数并启动采集数据。
- 3 滑动轮内应装有倒转制动装置。
- 4 计深误差不得大于1%。

9.2.7 采用读数方式测记静力触探数据时,由标尺和位移指针组成的计深装置应符合下列要求:

- 1 标尺刻度为10 cm,刻度误差小于5 mm,累积误差不得大于标尺全长的0.2%。
- 2 标尺应垂直固定于静力触探孔旁的地面不动点处;位移指针应置于向下贯入的工作探杆上,随探杆一道下移。
- 3 探杆贯入状态下,不得移动标尺。

9.2.8 单桥探头、双桥探头和孔压探头规格及更新标准应符合本规程附录C的规定。

9.2.9 探头的粗糙度、表面硬度等应符合下列要求:

- 1 套筒和摩擦筒表面纵向粗糙度应小于 $3.2\ \mu\text{m}$ 。
- 2 探头表面硬度HR宜为45~50。
- 3 锥头、摩擦筒与探头管之间的滑动间隙不宜大于 $150\ \mu\text{m}$ 。
- 4 锥头、摩擦筒与探头管的同轴度公差为 $\phi 0.2\ \text{mm}$ 。

9.2.10 探头的技术性能应符合下列要求:

1 力传感器的检测总误差和绝缘性能应符合本规程第5.2.3条有关规定。

2 探头在工作状态下,各部传感器的互扰值应小于本身额定测值的0.3%。

3 探头应能在 $-10^{\circ}\text{C}\sim 45^{\circ}\text{C}$ 的环境温度中正常工作。

9.2.11 孔压探头的技术性能还应符合下列要求:

• 66 •

1 过滤器宜置于探头锥肩的位置,此时过滤器的上表面距锥底面的高度应小于10 mm;过滤器也可置于探头锥面的位置,此时过滤器中心或中心线距锥顶的距离应为0.5~0.8倍圆锥母线长度。

2 过滤器的渗透系数宜控制在 $(1\sim 5)\times 10^{-3}\ \text{cm/s}$ 范围内。在组装好的孔压探头中,过滤器与相邻部件的接触界面应具有 $(110\pm 5)\ \text{kPa}$ 的抗承压能力,过滤器应有足够的刚度和耐磨性。

3 满负荷水压条件下,对于电阻应变式孔压传感器应变腔的体(容)积变化量不大于 $4\ \text{mm}^3$ ,体变率应小于0.2%;对于硅应变式孔压传感器应变腔的体变率应小于0.1%。

4 密封性能好,在2 MPa的水压作用6 h后测试绝缘电阻应大于300 M $\Omega$ 。

5 孔压分辨率应小于1 kPa。

9.2.12 各种探头,自锥底起算,在1 000 mm长度范围内,与之连接的杆件直径不得大于探头直径;减摩阻器应在此范围以外(上)的位置加设。

9.2.13 探头贮存应配备防潮、防震的专用探头箱(盒),并应存放于干燥、阴凉处;带透水元件的探头锥尖,应贮存于盛有脱气液体(水或硅油)的专用密封容器内,使透水元件始终处于饱和状态。

9.2.14 探头采用内置芯片数字化处理技术时,模数转换器应满足下列规定:

- 1 分辨率不应低于16位。
- 2 采样频率不应低于1 Hz。

9.2.15 探头使用过程中出现下列情况之一时,应予以更换:

- 1 锥尖和锥肩受损的。
- 2 锥面、套筒出现明显的变形或多处划痕的。
- 3 摩擦套筒活动不便的。
- 4 过滤器位于锥肩时,过滤器外径小于锥肩直径的。

• 67 •

### 9.3 试验要点

#### 9.3.1 现场试验前应做好下列准备工作:

- 1 电缆应按探杆连接顺序一次穿齐。
- 2 安放贯入主机的地面应平整;使用的反力措施应保证静力触探达到预定深度。
- 3 检查使用的探头是否符合规定;核对探头标定记录,调零试压。
- 4 孔压探头在贯入前应用特制的抽气泵对孔压传感器的应变腔抽气并注入脱气液体(水、硅油或甘油),至应变腔无气泡出现为止。孔压探头在压入土层之前应放置在装满脱气液体的密闭容器中。

9.3.2 贯入主机就位后,应调平机座并用水平尺校准,与反力装置衔接、锁定并随时进行检查;当贯入主机不能按指定孔位安装时,应记录移位后的孔位和地面高程。

9.3.3 当贯入深度超过 30 m,或穿过厚层软土后再贯入硬土层时,应采取防止孔斜或断杆,也可配置测斜探头,量测静力触探孔的偏斜角,校正土层界线深度。

9.3.4 静力触探贯入速率应符合本规程第 9.2.2 条规定。使用手摇式贯入主机时,手把转速应均匀。

9.3.5 在地下水埋藏较深的地区进行孔压静力触探,应使用外径不小于孔压探头的单桥或双桥探头开孔至地下水位以下后,向孔内注满水,再换用孔压探头试验。

9.3.6 探头的归零检查应符合下列要求:

##### 1 单桥或双桥静力触探:

- 1) 将探头贯入地面下 0.5 m~1 m 后,上提探头 5 cm~10 cm,观测零位漂移情况,待其稳定后,将仪表调零并压回原位即可开始正式贯入。
- 2) 在地面下 6 m 深度范围,每贯入 2 m~3 m 应提升探头

1 次,将零漂值作为初读数填入记录表的相应深度旁,然后使探头复位,继续贯入。

- 3) 孔深超过 6 m 后,视零漂值大小,可放宽归零检查的深度间隔或不作归零检查。
- 4) 终孔起拔时和探头拔出地面时,应记录零漂值。

2 孔压静力触探时,在整个贯入过程中不得提升探头。终孔起拔时应记录锥尖和侧壁的零漂值;探头拔出地面时,应立即卸下锥尖,记录孔压计的零漂值。

9.3.7 静力触探试验时,每贯入 0.1 m 或 0.2 m 应至少记录一次读数。

9.3.8 计深标尺设置在贯入主机上时,每贯入 3 m~4 m 应校核 1 次实际深度。

9.3.9 在预定深度进行孔压消散试验时,应从探头停止贯入时起,记录不同时刻的孔压值和端阻值等参数。宜按不同时间段由密而疏的频率采集:1 s~10 s 内每隔 1 s 采样一次,10 s~100 s 内每隔 10 s 采样一次,100 s~1 000 s 内每隔 100 s 采样一次,1 000 s 以上每隔 1 000 s 采样一次,直至试验结束。试验过程中,不得松动、碰撞探杆,也不得施加使探杆上、下位移的力。

9.3.10 孔压消散试验孔所在场区的地下水位不明确时,至少应有一孔做到孔压消散达稳定值为止(以连续 2 h 内孔压值不变为稳定标准)。其他各孔试验点的孔压消散程度,可视地层情况和设计要求而定,固结度达 60%~70% 时,可终止试验。

9.3.11 遇下列情况之一者,应停止贯入并在记录上注明:

- 1 贯入主机负荷达额定荷载的 120%。
- 2 贯入时探杆出现明显弯曲。
- 3 反力装置失效。
- 4 探头负荷达额定荷载。
- 5 记录仪显示异常。

9.3.12 静力触探终孔后起拔最初几根探杆时,应注意观察并丈

量探杆表面干、湿分界线距地面的深度,注明于记录表内或标注于记录纸上;有条件时宜于收工前或次日核查地下水位。

9.3.13 探头拔出地面后,应及时清洗、检查。

9.3.14 进行下一孔静力触探时,孔压探头的过滤器和应变腔应重新进行脱气处理。

## 9.4 资料整理

9.4.1 静力触探成果资料应包括下列基本内容:

- 1 土层名称、潮湿程度或塑性状态、地下水位。
- 2 各静力触探参数随深度的分布曲线(简称静力触探曲线)。
- 3 孔压静力触探在做孔压消散试验时,应附孔压随时间变化的过程曲线;必要时附端阻随时间的过程曲线。
- 4 各层土的静力触探参数值和地基参数值。

9.4.2 静力触探图幅尺寸与格式可按本规程表 B.5.2~表 B.5.4 制作。

9.4.3 采用读数方式取得的原始数据,应按下列步骤及要求修正:

1 记录深度与实际深度有出入时,应根据记录表所标注的数值和深度误差出现的深度范围,按等距修正法调整;多余的读数记录应根据实际贯入情况删除。

2 具一定热敏性的探头,当零漂值在该深度段测试值的10%以内时,可依归零检查的深度间隔,按线性内插法对测试值予以平差。当零漂值大于该深度段测试值的10%时,宜在相邻两次归零检查的时间间隔内,按贯入行程所占时间段落依比例进行线性平差。各深度的测试值按下式修正:

$$x'_d = x_d - \Delta x_d \quad (9.4.3)$$

式中  $x'_d$ ——某深度  $d$  处读数的修正值;

$x_d$ ——深度  $d$  处的实测值(读数);

$\Delta x_d$ ——相应于深度  $d$  处的零漂修正量(平差值),分正、负。

9.4.4 静力触探参数应采用修正后的数据按下列公式计算:

$$X_d = \xi x'_d \quad (9.4.4-1)$$

$$R_f(\%) = 100(f_s/q_c) \quad (9.4.4-2)$$

$$q_T = q_c + (1-a)u_2 = q_c + \beta(1-a)u_1 \quad (9.4.4-3)$$

$$B_q = \Delta u / (q_T - \sigma_w) \quad (9.4.4-4)$$

$$\Delta u = u_0 - u_w \quad (9.4.4-5)$$

式中  $X_d$ ——深度  $d$  处的静力触探参数( $p_s$ 、 $q_c$ 、 $f_s$ 、 $u_1$ 、 $u_2$ )代号;

$\xi$ ——静力触探参数的标定系数;

$R_f$ ——摩擦比;

$q_T$ ——总锥尖阻力(MPa);

$a$ ——探头有效面积比(见本规程表 C.0.2);

$u_1$ ——过滤器位于锥面处测得的孔隙水压力(kPa);

$u_2$ ——过滤器位于锥肩处测得的孔隙水压力(kPa);

$\beta$ ——孔压换算系数,即  $u_2$  和  $u_1$  之比值,可按表 9.4.4 取值;

表 9.4.4 与土质状态有关的  $\beta$  值

表 9.4.4 与土质状态有关的指标							
土质 状态	中砂、 粗砂	粉、细砂		粉土	粉质黏土	黏土	重超固结 黏土
		松散~中密	密实	正常固结及轻度超固结			
$\beta$	1	0.7~0.3	<0.3	0.6~0.3	0.7~0.5	0.8~0.4	0.4~0.1

$B_q$ ——超孔压比;

$\sigma_w$ ——土的总自重压力;

$\Delta u$ ——探头贯入时土的超孔隙水压力;

$u_0$ ——探头贯入时孔隙水压力(简称贯入孔压),过滤器置于探头锥面上时,  $u_0 = u_1$ ; 过滤器置于锥肩时,  $u_0 = u_2$ ;

$u_w$ ——静止孔隙水压力。

9.4.5 自动记录仪取得的原始记录曲线,应按下列要求修正:

1 贯入深度修正

1) 按下式计算实际贯入深度  $d$ :

$$d = nl + h - \Delta l \quad (9.4.5)$$

式中  $l$ ——每根探杆长度(m);

$n$ ——贯入土中的探杆根数;

$h$ ——从锥底全断面处起算的探头长度(m);

$\Delta l$ ——未入土的探杆余长(m)。

2) 以孔口地面为深度零点,以停止贯入时锥尖应力松弛所形成的似归零线为依据,用记录纸上所标注的深度误差,按式(9.4.5)校正曲线深度,记录曲线上标明深度零点。

## 2 曲线幅值修正

1) 以归零检查的标注为依据,直线连接两相邻归零点。根据此连线与记录纸上零线的偏差值,反号调整记录曲线的幅值。

2) 因加接探杆造成记录曲线脱节或出现喇叭口曲线形态时,应以平顺曲线予以补齐。

3) 根据探头的标定系数,绘制修正后的静力触探曲线纵横坐标比例尺,注明单位和标出各静力触探曲线所代表的参数符号。

## 9.4.6 孔压消散值修正应符合下列要求:

1 以修正的贯入孔压值( $u_1$ 或 $u_2$ )作为消散试验的孔压初始值,以零漂修正量等量修正试验点各个时刻测定的孔压消散值( $u_i$ )。

2 以孔压消散值( $u_i$ )为纵轴、时间对数值( $\lg t$ )为横轴,绘制孔压消散曲线( $u_i - \lg t$ )。

3 孔压消散曲线初始段出现陡降时,可用云形板拟合,使其后段曲线通过陡降段终点与纵轴相交。

4 孔压消散曲线初始段出现上升现象时,宜略去其上升段,以曲线峰值点作为消散曲线的计量起点,在同一张  $u_i - \lg t$  坐标图

中重新绘制孔压消散曲线。

## 9.4.7 静力触探成果图件绘制应符合下列要求:

1 应以深度为纵轴、以静力触探参数为横轴绘制静力触探曲线,其中  $f_s$ 、 $u_1$ (或 $u_2$ )及  $q_c$ 之间的数值比例宜取 1 : 10 : 100。

2  $q_c$ 或  $p_s$ 、 $u_1$ 或  $u_2$ 、 $u_w$ 与深度  $d$  的关系曲线应以不同的表达形式同绘于一个坐标图中,也可将  $u_1$ (或 $u_2$ )和  $u_w$ 绘制于该坐标图的对称侧。 $B_q$ 、 $R_f$ 与  $d$  的关系曲线宜绘于另一坐标图中,二者在横轴上数值比例宜取 1 : 10。

## 9.4.8 归一化超孔隙水压力消散曲线绘制应符合下列要求:

1 均衡孔隙水压力  $u'_w$ 取孔压消散达稳定值时的孔压值,取值标准应符合本规程第 9.3.10 条规定。

2 地基中试验点处的剩余超孔压  $\Delta u_i$ 按下式计算:

$$\Delta u_i = u'_w - u_w \quad (9.4.8-1)$$

3 各时刻的归一化超孔压比  $\bar{U}$ 按下式计算:

$$\bar{U} = (u_i - u_w) / (u_0 - u_w) \quad (9.4.8-2)$$

式中  $u_i$ ——贯入孔压值  $u_0$ (即  $u_1$ 或 $u_2$ )消散至某时刻  $t$  的孔压值(kPa),可在修正的孔压消散曲线上查取。

4 以  $\bar{U}$ 为纵轴、时间  $t$  的对数  $\lg t$ 为横轴,绘制归一化超孔压消散曲线  $\bar{U} - \lg t$ 。

## 9.5 计算与应用

9.5.1 根据静力触探曲线划分土层时,对主要受力层应详细划分,对工程有影响的软弱下卧层应单独分出。

## 9.5.2 土层界面位置的确定应符合下列规定:

1 孔压静力触探时,应将  $u_1$ (或 $u_2$ )和  $B_q$ 的突变点位置定为土层界面。

2 单桥或双桥静力触探时,应根据超前深度和滞后深度按下列要求确定:

1) 一般情况下,可将超前、滞后总深度段中点偏向低端阻



值( $q_c$ 或 $p_s$ )层(软层)10 cm处定为土层界面。

- 2) 上、下土层的端阻值相差1倍以上,且其中软层的平均端阻 $\bar{q}_c$ (或 $\bar{p}_s$ ) $<2$  MPa时,可将软层的最后1个(或第一个) $q_c$ (或 $p_s$ )小值偏向硬层10 cm处定为土层界面。
- 3) 上、下土层端阻值差别不明显时,则应结合 $R_f$ 、 $f_s$ 值确定土层界面。

### 9.5.3 各土层的静力触探参数应按下列公式及要求取值:

1 土层厚度 $h$ 大于等于1 m且土质比较均匀时,应扣除其上部滞后深度和下部超前深度范围内的静力触探参数值,按下列公式计算土层的静力触探参数值:

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (9.5.3-1)$$

$$\bar{q}_T = \bar{q}_c + \beta(1-a)\bar{u}_1 = \bar{q}_c + (1-a)\bar{u}_2 \quad (9.5.3-2)$$

$$\bar{R}_f = \bar{f}_s / \bar{q}_c \quad (9.5.3-3)$$

式中 $x$ 、 $X$ 为各静力触探参数代号,角标 $i=1,2,\dots,n$ 为静力触探参数数据序号。

2 土层厚度 $h$ 小于1 m的均质土层,软层应取最小值、硬层应取较大值。

3 经过修正成图的记录曲线,可根据各分层土层曲线幅值变化情况,划分成若干小层,对每一小层按等积原理绘成直方图,按下式计算分层土层的静力触探参数值:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n (\bar{x}_i \cdot h_i)}{\sum_{i=1}^n h_i} \quad (9.5.3-4)$$

式中 $h_i$ ——第 $i$ 小层土厚度;

$\bar{x}_i$ ——各小层的静力触探参数平均值。

4 分层曲线中异常值,不应参与计算。

5 由单层厚度在30 cm以内的粉砂或粉土与黏性土交互沉积的土层,应分别计算各静力触探参数的大值平均值和小值平均。

• 74 •

### 9.5.4 单桥、双桥及孔压探头的贯入阻力与端阻可按下列公式换算:

$$p_s = 1.1 q_c \quad (9.5.4-1)$$

$$q_T = p_s \quad (9.5.4-2)$$

### 9.5.5 使用双桥静力触探时,可按图9.5.5划分土类。

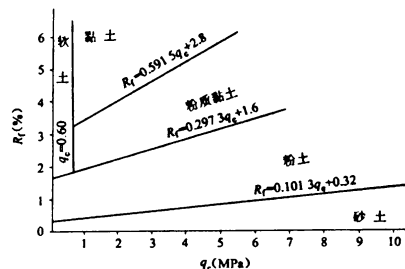


图 9.5.5 双桥静力触探参数判别土类

### 9.5.6 使用过滤器置于锥面的孔压探头试验时,在地下水位以下的土层可按图9.5.6划分土类。

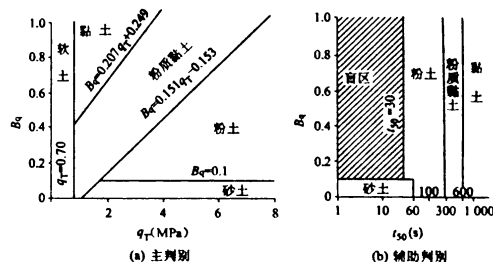


图 9.5.6 孔压静力触探参数划分土类(过滤器在锥面处)

• 75 •

9.5.7 使用过滤器置于锥肩的孔压探头试验时,在地下水位以下的土层可按图 9.5.7 划分土类。

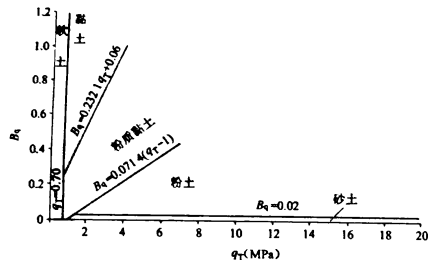


图 9.5.7 孔压静力触探参数划分土类(过滤器在锥肩处)

9.5.8 缺乏钻探取样试验数据时,饱和黏性土的重度  $\gamma$  (kN/m<sup>3</sup>) 可按下列公式计算:

$$p_s < 400 \text{ kPa 时, } \gamma = 8.23 p_s^{0.12} \quad (9.5.8-1)$$

$$400 < p_s < 4500 \text{ kPa 时, } \gamma = 9.56 p_s^{0.095} \quad (9.5.8-2)$$

$$p_s \geq 4500 \text{ kPa 时, } \gamma = 21.3 \quad (9.5.8-3)$$

9.5.9 黏性土的塑性状态可用过滤器置于锥面的孔压探头试验参数按表 9.5.9-1 判别;用单桥静力触探参数时,应结合地区使用经验按表 9.5.9-2 判定。

表 9.5.9-1 孔压静力触探参数判别黏性土的塑性状态

分级	液性指数	主判别	辅助判别
坚硬	$I_L \leq 0$	$q_T > (5)$	$B_q < (0.2)$
硬塑	$0 < I_L \leq 0.5$	$q_T \leq 5$ $3.12 B_q - 2.77 q_T < -2.21$	$I_L < 0.3$

续表 9.5.9-1

分级	液性指数	主判别	辅助判别
软塑	$0.5 < I_L \leq 1$	$3.12 B_q - 2.77 q_T \geq -2.21$ $11.2 B_q - 21.3 q_T < -2.56$	$B_q \geq 0.2$
流塑	$I_L > 1$	$11.2 B_q - 21.3 q_T \geq -2.56$	$B_q \geq 0.42$

注:① $q_T$ 单位用 MPa。

②坚硬状态土多属非饱和土,括号内数值为参考值。

③过滤器置于锥肩的孔压静力触探参数,可通过本规程表 9.4.4 换算出相应的  $q_T$ 、 $B_q$ 后再用本表判别。

表 9.5.9-2 单桥静力触探参数判别黏性土的塑性状态

$I_L$	0	0.25	0.50	0.75	1
$p_s$ (MPa)	(5~6)	(2.7~3.3)	1.2~1.5	0.7~0.9	$< 0.5$

注:括号内数值为参考值。

9.5.10 灵敏度  $S_e = 2 \sim 7$ 、塑性指数  $I_p = 12 \sim 40$  的软黏性土,不排水抗剪强度  $c_u$  可按下列公式计算:

$$c_u = 0.9 (p_s - \sigma_{e0}) / N_k \quad (9.5.10-1)$$

$$N_k = 25.81 - 0.75 S_e - 2.25 \ln I_p \quad (9.5.10-2)$$

缺乏  $S_e$ 、 $I_p$  数据时,可按下列式估算  $c_u$  值:

$$c_u = 0.04 p_s + 2 \quad (9.5.10-3)$$

式中  $p_s$  单位为 kPa。

9.5.11 正常固结和超固结比  $OCR \leq 2$  的轻度超固结的软黏性土,当贯入阻力  $p_s$  (或  $q_c$ ) 随深度呈线性递增时,因结快剪内摩擦角  $\varphi_{em}$  可用下列公式估算:

$$\tan \varphi_{em} = 1.4 \Delta c_u / \Delta \sigma'_{e0} \quad (9.5.11-1)$$

$$\Delta \sigma'_{e0} = \Delta \sigma_{e0} - \gamma_e \Delta d \quad (9.5.11-2)$$

$$\Delta \sigma_{e0} = \gamma \Delta d \quad (9.5.11-3)$$

式中  $\Delta d$ ——线性化静力触探曲线上任意两点的深度增量(m);  
 $\Delta c_u$ ——对应于  $\Delta d$  的不排水抗剪强度增量(kPa),可按式 (9.5.10-3) 计算。

9.5.12 砂类土的内摩擦角( $\varphi$ )可按表 9.5.12 取值。

表 9.5.12 砂类土的内摩擦角  $\varphi$

$p_s$ (MPa)	1	2	3	4	6	11	15	30
$\varphi$ (°)	29	31	32	33	34	36	37	39

9.5.13 石英质砂类土的相对密实度  $D_r$  可按表 9.5.13 判定。

表 9.5.13 石英质砂土的相对密实度  $D_r$

密实程度	$p_s$ (MPa)	$D_r$
密实	$p_s \geq 14$	$D_r \geq 0.67$
中密	$14 > p_s > 6.5$	$0.67 > D_r > 0.40$
稍密	$6.5 \geq p_s \geq 2$	$0.40 \geq D_r \geq 0.33$
松散	$p_s < 2$	$D_r < 0.33$

9.5.14 饱和软黏性土水平向固结系数  $C_h$  可按下式计算:

$$C_h = \xi r_0^2 T_{50} / t_{50} \quad (9.5.14)$$

式中  $r_0$ ——探头半径(cm);

$T_{50}$ ——静力触探产生的超孔压消散达 50% 时的时间因数, 对于过滤器位于锥肩的孔压消散试验, 在未取得使用经验时, 可按表 9.5.14—1 用曲线拟合法确定, 当取得使用经验时, 也可按表 9.5.14—2 取值; 对于过滤器位于锥面的孔压消散试验, 当取得使用经验时, 可按表 9.5.14—2 取值;

表 9.5.14—1 圆柱形轴对称对数法  $T_{50}$  值

刚度指数 $I_r$	土体破坏时的孔压压力参数 $\lambda_1$			
	1/3	2/3	1	4/3
10	1.145	1.593	2.095	2.622
50	2.487	3.346	4.504	5.931
100	3.524	4.761	6.447	8.629
200	5.025	6.838	9.292	12.790

表 9.5.14—2 应变路径法  $T_{50}$

刚度指数 $I_r$	10	50	100	200
过滤器位于锥面( $u_1$ )	$T_{50}$	0.373	0.834	1.180
过滤器位于锥肩( $u_2$ )	$T_{50}$	0.775	1.732	2.450

$t_{50}$ ——相应于  $T_{50}$  的孔压消散历时, 在绘制的归一化超孔压曲线上查取;

$\xi$ ——经验修正系数,  $\xi = 0.25 \sim 0.80$ 。

9.5.15 饱和软黏性土的刚度指数  $I_r$  可按下式计算:

$$I_r = E_u / [2(1 + \mu) \epsilon_u] \quad (9.5.15)$$

式中  $E_u$ ——不排水杨氏模量, 按式(9.5.19)计算。

$\mu$ ——不排水泊松比, 可恒取  $\mu = 0.49$ ;

$\epsilon_u$ ——不排水抗剪强度, 无室内试验资料时, 可按本规程第 5.4.6 条或第 9.5.10 条确定。

9.5.16 静力触探确定地基基本承载力和极限承载力时, 应综合考虑场地土的工程性质和建筑物特点。无地区使用经验可循时, 可根据土层类别和比贯入阻力  $p_s$  按表 9.5.16—1 和表 9.5.16—2 所列经验公式计算, 但  $p_s$  的取值应符合下列规定:

表 9.5.16—1 天然地基基本承载力  $\sigma_0$  计算

土层名称	$\sigma_0$ (kPa)	$p_s$ 值域 (kPa)
黏性土 ( $Q_1 \sim Q_3$ )	$\sigma_0 = 0.1 p_s$	2 700 ~ 6 000
黏性土 ( $Q_4$ )	$\sigma_0 = 5.8 \sqrt{p_s} - 46$	$\leq 6 000$
软 土	$\sigma_0 = 0.112 p_s + 5$	85 ~ 800
砂土及粉土	$\sigma_0 = 0.89 p_s^{0.43} + 14.4$	$\leq 24 000$
新黄土 ( $Q_4, Q_5$ )	东南带	$\sigma_0 = 0.05 p_s + 65$
	西北带	$\sigma_0 = 0.05 p_s + 35$
	北带边缘带	$\sigma_0 = 0.04 p_s + 40$

表 9.5.16—2 天然地基极限承载力  $p_u$  算式

土层名称	$p_u$ (kPa)	$p_u$ 值域 (kPa)
黏性土 ( $Q_2 \sim Q_4$ )	$p_u = 0.14 p_s + 265$	2 700 ~ 6 000
黏性土 ( $Q_4$ )	$p_u = 0.94 p_s^{0.4} + 8$	700 ~ 3 000
软土	$p_u = 0.196 p_s + 15$	< 800
粉、细砂	$p_u = 3.89 p_s^{0.38} - 65$	1 500 ~ 24 000
中、粗砂	$p_u = 3.6 p_s^{0.4} + 80$	800 ~ 12 000
砂类土	$p_u = 3.74 p_s^{0.38} + 47$	1 500 ~ 24 000
粉土	$p_u = 1.78 p_s^{0.43} + 29$	≤ 8 000
新黄土 ( $Q_1, Q_2$ )	东南带 $p_u = 0.1 p_s + 130$	500 ~ 4 500
	西北带 $p_u = 0.1 p_s + 70$	650 ~ 5 300
	北部边缘带 $p_u = 0.08 p_s + 80$	1 000 ~ 6 000

1 对于扩大基础,  $p_u$  值取基础底面下  $2b$  ( $b$  为矩形基础短边长度或圆形基础直径) 深度范围内的比贯入阻力平均值。

2 层状地基的  $p_u$  取值应符合本规程第 9.5.3 条规定; 由粉砂(或粉土)与粉质黏土(或黏土)组成的交错层, 应根据大值平均值和小值平均值, 在表 9.5.16 中分别按其所属土类计算地基承载力, 然后根据建筑物特点和重要程度, 酌取小值、中小值或中值。

9.5.17 地基基本承载力用于设计时, 应进行基础宽度和埋置深度的修正。修正公式见现行《铁路桥涵地基和基础设计规范》TB 10093, 修正系数可按表 9.5.17 确定。

表 9.5.17 基础宽度修正系数  $k_1$  和深度修正系数  $k_2$ 

修正系数	土层名称	$p_s$ (kPa)						
		< 800	800 ~ 2 000	2 000 ~ 3 000	3 000 ~ 5 000	5 000 ~ 10 000	10 000 ~ 14 000	14 000 ~ 20 000
$k_1$	黏性土、粉土、砂类土	0			1	2	3	4
	新黄土 ( $Q_1, Q_2$ )	0						

续表 9.5.17

修正系数	土层名称	$p_s$ (kPa)							
		< 800	800 ~ 2 000	2 000 ~ 3 000	3 000 ~ 5 000	5 000 ~ 10 000	10 000 ~ 14 000	14 000 ~ 20 000	> 20 000
$k_2$	黏性土	0	1	2	3	4	—	—	—
	砂类土、粉土	0	1	1.5	2	3	4	5	6
	新黄土 ( $Q_1, Q_2$ )	0	0	1	1.5	2	—	—	—

9.5.18 土层的压缩模量  $E_s$  和变形模量  $E_0$  可按表 9.5.18—1 和表 9.5.18—2 取值。

表 9.5.18—1 土的  $E_s$  值 (MPa)

土层名称	$p_s$ (MPa)								
	0.1	0.3	0.5	0.7	1	1.3	1.8	2.5	3
软土及一般黏性土	0.9	1.9	2.6	3.3	4.5	5.7	7.7	10.5	12.5
饱和砂类土	—	—	2.6 ~ 5.0	3.2 ~ 5.4	4.1 ~ 6.0	5.1 ~ 7.5	6.0 ~ 9.0	7.5 ~ 10.2	9.0 ~ 11.5
新黄土 ( $Q_1, Q_2$ )	—	—	—	—	1.7	3.5	5.3	7.2	9.0
土层名称	$p_s$ (MPa)								
	4	5	6	7	8	9	11	13	15
软土及一般黏性土	16.5	20.5	24.4	—	—	—	—	—	—
饱和砂类土	11.5 ~ 13.0	13.0 ~ 15.0	15.0 ~ 16.5	16.5 ~ 18.5	18.5 ~ 20.0	20.0 ~ 22.5	22.5 ~ 27.0	27.0 ~ 31.0	31.0 ~ 35.0
新黄土 ( $Q_1, Q_2$ )	12.6	16.3	20.0	23.6	—	—	—	—	—

注: 1  $E_s$  为压缩曲线上  $p_1 = 0.1$  MPa ~  $p_2 = 0.2$  MPa 压力段的压缩模量。

2 粉土可按表列砂土  $E_s$  值的 70% 取值。

3  $Q_2$  及其以前的黏性土和新近堆积土应根据当地经验取值或采用原状土样作压缩试验。

4 表内数值可以线性内插, 不可外延。

表 9.5.18—2 土的  $E_0$  值(MPa)

公式号	土层名称	$E_0$ 算式	$\rho_s$ 值(MPa)
9.5.18—1	老黏性土( $Q_1 \sim Q_3$ )	$E_0 = 11.78 \rho_s - 4.69$	3~6
9.5.18—2	软土及饱和黏性土( $Q_4$ )	$E_0 = 6.03 \rho_s^{0.4} + 0.8$	0.085~2.5
9.5.18—3	细砂、粉砂、粉土	$E_0 = 3.57 \rho_s^{0.644}$	1~20
9.5.18—4	新黄土 ( $Q_1, Q_2$ )	东南带 $E_0 = 13.09 \rho_s^{0.44}$	0.5~5
9.5.18—5		西北带 $E_0 = 5.95 \rho_s + 1.41$	1~5.5
9.5.18—6		北部边缘带 $E_0 = 5 \rho_s$	1~6.5

注:新近堆积土的  $E_0$  应根据当地经验取值或用载荷试验确定;一般工程,当  $l_p > 10$  时,按式(9.5.18—2)算出  $E_0$  后再乘以 0.9~0.4 折减系数,折减系数随  $\rho_s$  值增加而降低。

9.5.19  $\rho_s \leq 1$  MPa 的饱和黏性土,不排水杨氏模量  $E_u$  可按下式计算:

$$E_u = 11.4 \rho_s \quad (9.5.19)$$

式中  $E_u$ ——剪应力水平达 50% 时的割线模量。

9.5.20 打入钢筋混凝土预制桩的极限荷载  $Q_u$  可按下列公式及要求计算:

$$Q_u = U \sum_{i=1}^n h_i \beta_i \bar{f}_{si} + \alpha A_c q_{cp} \quad (9.5.20-1)$$

式中  $U$ ——桩身周长(m);

$h_i$ ——桩身穿过的第  $i$  层土厚度(m);

$A_c$ ——桩底(不包括桩靴)全断面面积(m<sup>2</sup>);

$\bar{f}_{si}$ ——第  $i$  层土的侧阻平均值(kPa);

$q_{cp}$ ——桩底端阻计算值(kPa);

$\beta_i, \alpha$ ——分别为第  $i$  层土的极限摩阻力和桩尖土的极限承载力综合修正系数。

$q_{cp}, \beta_i, \alpha$  应分别按下列要求计算:

1 桩底高程以上  $4d$  ( $d$  为桩径)范围内平均端阻  $\bar{q}_{cp}$  小于桩底高程以下  $4d$  范围内平均端阻  $\bar{q}_{cq2}$  时:

$$q_{cp} = (\bar{q}_{cp1} + \bar{q}_{cq2}) / 2 \quad (9.5.20-2)$$

反之,

$$q_{cp} = \bar{q}_{cq2} \quad (9.5.20-3)$$

2 桩侧第  $i$  层土的平均端阻  $\bar{q}_{ci} > 2000$  kPa, 且相应的摩阻比

$\bar{f}_{si} / \bar{q}_{ci} \leq 0.014$  时:

$$\beta_i = 5.067 (\bar{f}_{si})^{-0.45} \quad (9.5.20-4)$$

$\bar{q}_{ci}$  及  $\bar{f}_{si} / \bar{q}_{ci}$  不能同时满足上述条件时:

$$\beta_i = 10.045 (\bar{f}_{si})^{-0.55} \quad (9.5.20-5)$$

由上二式计得  $\beta_i \bar{f}_{si} > 100$  kPa 时,宜取  $\beta_i \bar{f}_{si} = 100$  kPa。

3  $\bar{q}_{cq2} > 2000$  kPa, 且相应的摩阻比  $\bar{f}_{s2} / \bar{q}_{cq2} \leq 0.014$  时:

$$\alpha = 3.975 (q_{cp})^{-0.25} \quad (9.5.20-6)$$

$\bar{q}_{cq2}$  及  $\bar{f}_{s2} / \bar{q}_{cq2}$  不能同时满足上述条件时:

$$\alpha = 12.064 (q_{cp})^{-0.35} \quad (9.5.20-7)$$

9.5.21 混凝土钻孔灌注桩及沉管灌注桩的极限荷载  $Q_u$  可按公式(9.5.20—1)估算,式中的综合修正系数  $\beta_i$  和  $\alpha$  应按下列规定计算:

1 钻孔灌注桩:

$$\beta_i = 18.24 (\bar{f}_{si})^{-0.75} \quad (9.5.21-1)$$

$$\alpha = 130.53 (q_{cp})^{-0.76} \quad (9.5.21-2)$$

2 沉管灌注桩:

$$\beta_i = 4.14 (\bar{f}_{si})^{-0.4} \quad (9.5.21-3)$$

桩底高程以下  $4d$  范围内的摩阻比  $R_f(\%) > 0.1013 \bar{q}_{cq2} + 0.32$  时

$$\alpha = 1.65 (q_{cp})^{-0.14} \quad (9.5.21-4)$$

桩底高程以下  $4d$  范围内的摩阻比  $R_f(\%) \leq 0.1013 \bar{q}_{cq2} + 0.32$  时

$$\alpha = 0.45 (q_{cp})^{-0.09} \quad (9.5.21-5)$$

9.5.22 地震动峰值加速度为  $0.1g$  ( $0.15g$ ) 的地区, 地下 15 m 以内, 地震动峰值加速度为  $0.2g \sim 0.4g$  的地区, 地下 20 m 以内, 有可能液化的地层, 宜使用静力触探方法按下列要求进行判别:

1 实测计算贯入阻力  $p_{cs}$  或  $q_{cs}$  小于或等于单桥静力触探液化临界贯入阻力  $p'_c$  或双桥静力触探液化临界贯入阻力  $q'_c$  时, 应判为液化土。

2 实测计算贯入阻力  $p_{cs}$  或  $q_{cs}$  应按下列规定取值:

1) 土层厚度大于 1 m 时, 应取该土层的贯入阻力平均值  $\bar{p}_s$  (或  $\bar{q}_s$ ); 土层厚度小于 1 m, 且上、下层的贯入阻力较小时, 应取该层土贯入阻力较大值。

2) 土层厚度较大、根据力学性质和  $p_s$  或  $q_s$  值可明显分层时, 应分层计算  $p_{cs}$  或  $q_{cs}$  值。

3) 双桥静力触探时, 应确定各分层的计算侧阻值  $f_{cs}$ , 并计算各分层土的摩阻比  $R_{fs} = f_{cs}/q_{cs}$ 。

3 液化临界贯入阻力可按下列公式计算:

$$p'_c = p_{s0} \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \quad (9.5.22-1)$$

$$q'_c = q_{s0} \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \quad (9.5.22-2)$$

$$\alpha_1 = 1 - 0.065(d_w - 2) \quad (9.5.22-3)$$

$$\alpha_3 = 1 - 0.05(d_u - 2) \quad (9.5.22-4)$$

式中  $p_{s0}$ 、 $q_{s0}$ —— $d_w = 2$  m、 $d_u = 2$  m、 $\alpha_1 = 1$  时可液化土层的临界贯入阻力, 按表 9.5.22-1 取值;

表 9.5.22-1 可液化土层临界贯入阻力基本值

地震动峰值加速度	0.1g	0.15g	0.2g	0.3g	0.4g
$p_{s0}$ (MPa)	5	8	11.5	14.5	18.0
$q_{s0}$ (MPa)	4.5	7	10	13	16

$\alpha_1$ ——地下水埋深  $d_w$  (m) 修正系数; 地面常年有水且与地下水有水力联系时,  $\alpha_1 = 1.13$ ;

$\alpha_3$ ——上覆非液化土层厚度  $d_u$  (m) 修正系数; 对于深基础, 恒取  $\alpha_3 = 1$ ;

$\alpha_4$ ——黏粒含量百分比修正系数, 可按表 9.5.22-2 或表 7.4.4-2 确定。

表 9.5.22-2  $\alpha_4$  取值

土 类	砂 土	粉 土	
$R_{fs}$ (%)	$\leq 0.4$	$0.4 < R_{fs} \leq 0.9$	$> 0.9$
$\alpha_4$	1.00	0.60	0.45

## 10 应力铲试验

### 10.1 一般规定

10.1.1 应力铲试验分为总应力铲试验和有效应力铲试验,适用于确定流塑~软塑状饱和黏性土的静止侧压力系数和水平固结系数等参数。

10.1.2 应力铲的标定应符合本规程附录 A 规定。未经标定的应力铲,严禁在生产中使用。

10.1.3 应力铲试验应在场地地层结构、构造清楚的条件下进行。

10.1.4 应力铲试验孔对水平地面的垂直度偏差应控制在 2% 以内。

### 10.2 设备

10.2.1 应力铲试验设备应包括标定设备、贯入设备和测试设备以及辅助工具等。标定设备由压力罐、测力(压)计或力传感器、加卸荷装置及记录仪等构成;贯入设备可采用静力触探贯入设备或工程钻机;测试设备包括记录仪、总应力铲、有效应力铲和传输信号的电缆;辅助工具包括真空饱和设备和现场饱和及拆卸工具。

10.2.2 采用静力触探设备贯入时,贯入设备技术性能应符合本规程第 9.2.2 条和第 9.2.3 条有关规定,数据传输电缆应符合本规程第 9.2.4 条有关要求。

10.2.3 数据采集宜使用自动记录仪,其技术性能应符合本规程第 9.2.5 条有关要求。

10.2.4 总应力铲、有效应力铲应符合下列技术要求:

• 86 •

1 总应力铲、有效应力铲外形及尺寸规格应符合图 10.2.4 和表 10.2.4 的要求。

2 应力铲总应力测试腔内部应充满脱气硅油或甘油;测试腔周边及中轴部位应以刚性肋条连成骨架。

3 应力铲总应力测试腔感应膜片应用厚 1 mm~1.2 mm 不锈钢板与空腔周边肋条及接头焊成一体,焊缝应刨光成形。

4 应力铲总应力测试腔感应膜片在额定荷载下的最大法向变形量  $s$  应小于板宽的万分之五,即  $s/B < 1/2000$ 。

5 有效应力铲孔压测试腔内部应充满脱气硅油或甘油;孔压透水器过滤片的滤水直径应不小于  $\phi 10$  mm,厚度不大于 6 mm。过滤片宜用金属、陶瓷或高分子塑料制成并应有足够的刚度和耐磨性。

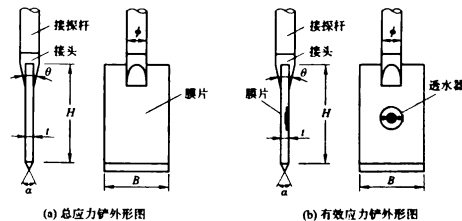


图 10.2.4 总应力铲和有效应力铲外形图

表 10.2.4 总应力铲和有效应力铲的尺寸规格

项目	板高 $H$ (mm)	板宽 $B$ (mm)	板厚 $t$ (mm)	刃角 $\alpha$ (°)	接头直径 $\phi$ (mm)	接头夹角 $\theta$ (°)
总应力铲	$215 \pm 1$	$100 \pm 1$	$5 \sim 8 \pm 1$	$60 \pm 1$	$\leq 40$	$20 \pm 1$
有效应力铲	$215 \pm 1$	$100 \pm 1$	$15 \pm 1$	$60 \pm 1$	$\leq 40$	$20 \pm 1$

6 有效应力铲孔压过滤片渗透系数应控制在  $(1 \sim 5) \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ , 或过滤片孔隙应控制在 50 目~80 目。

7 应力铲总应力测试腔应在  $(300 \pm 5) \text{ kPa}$  压力条件下无渗漏现象; 有效应力铲孔压过滤片在  $(110 \pm 5) \text{ kPa}$  压力条件下与相邻部件的接触界面无渗漏现象。

8 应力铲总应力、有效应力铲总应力和孔压的校准标定误差及环境温度应符合本规程第 9.2.10 条有关要求。

9 有效应力铲过滤片出现堵塞或破损但铲体完好时, 应更换滤水器。

10 应力铲使用过程中出现下列情况之一时, 应予以更换:

- 1) 铲面出现明显的变形或多处划痕。
- 2) 总应力测试腔出现泄漏。
- 3) 总应力或孔压测试数值出现异常。

11 与应力铲接头相连接的探杆在 1.0 m 长度范围内, 其直径不得大于接头直径。

12 应力铲的存贮和运输应配备防潮、防震的专用仪器箱, 并应存放于干燥、阴凉的处所; 带过滤片元件的透水器, 宜存储在盛有硅油或甘油的密封容器内, 使透水元件始终处于饱和状态。

### 10.3 试验要点

10.3.1 试验准备工作应符合本规程第 9.3.1 条及第 9.3.2 条有关规定。试验孔水平应力松弛和孔压消散试验点的深度间距不宜小于 0.5 m。

10.3.2 软土地区进行试验时, 可使用静力触探主机贯入; 非软土地区试验时, 应使用工程钻机先开孔至试验点深度以上  $(1 \pm 0.1) \text{ m}$  处, 通过立轴贯入至预定深度。

10.3.3 贯入速率应符合本规程第 9.2.2 条的规定。

10.3.4 记录贯入时的水平总应力和孔压值, 应每贯入 0.1 m 记录一次读数; 应随时检查仪表工作情况并做好标注。记录深度与

• 88 •

实际贯入的杆件总长度不符时, 应记录清楚。

10.3.5 在预定深度进行水平应力松弛和孔压消散试验时, 应符合本规程第 9.3.9 条和第 9.3.10 条有关规定。有效应力铲消散试验宜以孔压消散值作为稳定标准并准确记录试验孔的静止水位。

10.3.6 遇下列情况之一时应停止贯入, 并在记录表上注明:

- 1 贯入时探杆弯曲。
- 2 反力装置失效。
- 3 总应力或孔压负荷达额定荷载。
- 4 仪表显示异常。

10.3.7 试验终孔后, 准备转入下一孔试验时, 应对总应力铲、有效应力铲外表面及孔压测试腔进行清洗、整理和检查, 并在下一孔试验前重新饱和孔压测试腔的硅油或甘油, 同时更换透水器。

### 10.4 资料整理与计算

10.4.1 总应力铲和有效应力铲试验原始记录数据, 可按本规程第 9.4.3 条、第 9.4.5 条及第 9.4.6 条有关要求修正。

10.4.2 初始水平总应力  $\sigma_{h0}$  和孔隙水压力  $u_s$  应采用修正后的数据, 按下列公式计算:

$$\sigma_{h0} = \xi \cdot x'_h \quad (10.4.2-1)$$

$$u_s = \xi \cdot x'_u \quad (10.4.2-2)$$

式中  $\xi$ ——标定系数;

$x'_h$ ——修正后的总应力读数或曲线幅值;

$x'_u$ ——修正后的孔压读数或曲线幅值。

10.4.3 试验成果图件应包括  $\sigma_{h0}$ 、 $u_s$  随深度 ( $d$ ) 的分布曲线; 水平应力  $\sigma_h$ 、孔隙水压力  $u_s$  随时间对数 ( $\lg t$ ) 的衰减曲线和归一化应力比衰减曲线 ( $\bar{V} - \lg t$ ); 土层名称、状态、地下水位、地基土参数等内容。

10.4.4 各时刻土的归一化应力比  $\bar{V}_p$  和孔压比  $\bar{V}$  应按下列公式

• 89 •



计算:

$$\bar{V}_p = (\sigma_{1c} - \sigma_{1e}) / (\sigma_{10} - \sigma_{1e}) \quad (10.4.4-1)$$

$$\bar{V} = (u_i - u_w) / (u_{1c} - u_w) \quad (10.4.4-2)$$

式中  $\sigma_{1c}$ ——自起算至某时刻  $t$  时的水平应力;  
 $\sigma_{1e}$ ——水平总应力  $\sigma_{10}$  衰减后的稳定值,以连续 2 h 水平总应力值不变为稳定标准,简称静止水平总应力;  
 $u_{1c}$ ——停止贯入时的孔隙水压力;  
 $u_i$ ——自停止贯入时起算至某时刻  $t$  时的孔隙水压力;  
 $u_w$ ——静止水压力。

10.4.5 饱和黏性土静止侧压力系数  $K_0$  值可按下列公式计算:

1 总应力铲消散试验

$$K_0 = n(\sigma_{1c} - u_w) / (\sigma_{10} - u_w) \quad (10.4.5-1)$$

式中  $u_w$ ——土的静水压力(kPa);  
 $\sigma_{10}$ ——土的总自重压力(kPa);  
 $n$ ——经验系数,正常固结和轻度超固结黏性土,  $t=5$  mm 时,可取  $n=0.83 \sim 0.87$ ;  $t=8$  mm 时,可取  $n=0.73 \sim 0.79$ ,其值随土的压缩性增大而增大。

2 有效应力铲试验

$$K_0 = \alpha(\sigma_{1c} - u_w) / (\sigma_{10} - u_w) \quad (10.4.5-2)$$

式中  $\sigma_{1c}$ ——贯入过程中的水平总应力(kPa);  
 $u_w$ ——贯入过程中的孔隙水压力(kPa);  
 $\sigma_{10}$ ——土的总自重压力(kPa);  
 $u_w$ ——土的静水压力(kPa);  
 $\alpha$ ——经验系数,  $\alpha=0.60 \sim 0.90$ ,液性指数高者取相对高值;对于正常固结和轻度超固结饱和和流塑~软塑的黏性土,一般可取 0.70。

10.4.6 饱和和软黏性土的水平固结系数  $C_h$  可按下列公式计算:

1 对数法

$$C_h = r_c^2 T_{50} / t_{50} \quad (10.4.6-1)$$

$$r_c = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (10.4.6-2)$$

式中  $r_c$ ——应力铲等效半径(cm);

$A$ ——总应力铲和有效应力铲截面积( $\text{cm}^2$ );总应力铲  $A=5 \text{ cm}^2 \sim 8 \text{ cm}^2$ ,有效应力铲  $A=15 \text{ cm}^2$ ;

$t_{50}$ ——消散试验时,对应于应力铲总应力、有效应力铲总应力与孔压固结度  $U$  达 50% 时的历时(s);

$T_{50}$ ——固结度  $U$  达 50% 时的时间因数,孔压参数  $A_r=1/3$  时,根据土层刚度指数  $I_r$  值按表 10.4.6 取值。

表 10.4.6 孔隙压力参数  $A_r=1/3$  时间因数  $T_{50}$  值

$I_r$	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
$T_{50}$	2.343	2.487	2.618	2.743	2.860	2.975	3.072	3.170	3.260	3.347	3.434	3.524

注:1 土的刚度指数  $I_r$  可按式(9.5.15)计算。

2 当土的刚度指数  $I_r$  值大于 100 时,可采用本规程第 9.5.14 条的曲线拟合法求得。

2 应变路径法

$$C_h = T^* \sqrt{T_r} r_c^2 / t_{50} \quad (10.4.6-3)$$

式中  $T^*$ ——修正时间因数,应力铲、有效应力铲总应力消散时

$T^*=0.118$ ,有效应力铲孔压消散时  $T^*=0.245$ ;

$I_r$ ——土的刚度指数,  $I_r$  值可按式(9.5.15)计算。

## 11 扁板侧胀试验

### 11.1 一般规定

11.1.1 扁板侧胀试验适用于软土、黏性土、松散~中密砂类土及粉土等,可用于判定土层类别与状态,确定静止侧压力系数、水平基底系数、饱和黏性土的不排水杨氏模量等。扁板侧胀C值消散试验(简称DMTC消散试验)适用于饱和软黏性土,可用于测定土的水平固结系数。

11.1.2 扁板侧胀试验孔垂直度偏差不应大于2%。

### 11.2 设 备

11.2.1 扁板侧胀试验设备包括测量系统、贯入装置和压力源,测量系统应包括侧胀板头、气电路路、控制装置和数据采集仪,贯入装置应包括主机、探杆和附属工具,压力源可采用普通或特制氮气瓶。

11.2.2 侧胀板头的技术性能应满足下列要求:

1 侧胀板头结构尺寸规格应符合图 11.2.2 和表 11.2.2 的要求。

2 板头在平行于轴线长度内,弯曲度不得大于0.3%。

3 板头前缘偏离轴线不应超过1 mm。

4 板头应用高强度不锈钢锻制,厚度、宽度误差不应超过1%;高度误差不应超过2%。

5 圆形不锈钢膜片平装于板头一侧板面上;膜片内侧设置的三位电开关能准确显示膜片膨胀中的三个特征压力点。

表 11.2.2 扁板侧胀板头的尺寸规格

板高 $H(\text{mm})$	板宽 $B(\text{mm})$	板厚 $t(\text{mm})$	刃角 $\alpha(^{\circ})$	接头直径 $\phi(\text{mm})$	接头夹角 $\theta(^{\circ})$	膜片直径 $d(\text{mm})$
235	95	15	12~16	$\leq 40$	45 $\pm$ 1	60

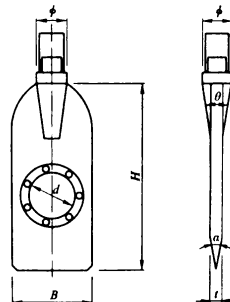


图 11.2.2 侧胀板头结构图

11.2.3 气电路路的技术性能应满足下列要求:

1 管路应由厚壁、小直径、耐高压、内部贯穿导线的尼龙管组成。

2 管路两端接头绝缘性良好,直径最大不超过12 mm。

3 用于标定的管路长度宜为1 m。

4 能输送气压和准确地传递特定信号。

11.2.4 控制装置与数据采集仪应满足下列要求:

1 压力表显示的有效最小分度值不宜大于1 kPa。

2 传送膜片达特定位移量时的信号应采用蜂鸣器和检流计显示。

3 蜂鸣器和检流计应在膜片膨胀量小于0.05 mm或大于8

于 1.10 mm 时接通,在大于等于 0.05 mm 且小于 1.10 mm 时断开。

4 与气电路、气压计、校正器等附件组成的标定装置应能精确测定膜片膨胀各阶段压力值、对膜片进行标定和老化处理。

11.2.5 贯入主机和探杆应满足本规程第 9.2.2 条和第 9.2.3 条规定。

11.2.6 压力源应安装压力调节器,高压气体应为干燥的氮气。

### 11.3 试验要点

11.3.1 贯入设备的能力必须满足试验深度的需要。

11.3.2 试验时应使机座保持水平状态,采用水平尺校验,记录每次试验中试验孔的垂直度偏差。

11.3.3 水上试验时,应有保证孔位不致发生移动的稳定措施;水底以上部位,宜加设防止探杆挠曲的装置。

11.3.4 采用静力触探贯入设备时,气电路应按探杆连接顺序一次穿齐,气电路一端与侧胀板头连接,探杆长度应超过最大试验深度 2 m~3 m。

11.3.5 试验的准备工作应符合下列要求:

1 拉直气电路,让气电路滑行穿过探杆,防止气电路损伤。

2 检查控制装置、压力源,并将气电路的另一端与控制装置的对应插座接上。

3 将地线接到地线插座上,另一端夹到探杆或主机的机座上。

4 检查电路,轻按膜片中心,蜂鸣器发出响声。

5 标定膜片,记录标定值  $\Delta A$  及  $\Delta B$ 。

6 标定值不在适用范围内的新膜片应事先进行老化处理,直到  $\Delta B$  值达适用范围且相对误差小于 2% 为止。

11.3.6 膜片标定应符合下列要求:

1 用率定气压计对侧胀板头抽真空,使膜片从自然位置移向基座,蜂鸣器鸣响后缓慢解除真空,蜂鸣器响声停止瞬间读取  $\Delta A$  值。

2 用率定气压计对侧胀板头施加正气压,待蜂鸣器鸣响瞬间读取  $\Delta B$  值。

3 重复 3 次~4 次上述操作,记录  $\Delta A$  及  $\Delta B$  的平均值。

11.3.7  $\Delta A$  值适用范围应取 5 kPa~25 kPa,  $\Delta B$  值适用范围应取 10 kPa~110 kPa。

11.3.8 膜片老化处理应符合下列要求:

1 加压至 300 kPa,蜂鸣器尚未鸣响时应先检查电路;电路正常时,用 300 kPa 气压循环老化数次;每次应从零开始,若  $\Delta B$  达适用范围则停止老化,若用 300 kPa 压力老化后  $\Delta B$  仍很高,可将压力增至 350 kPa 循环老化;倘仍无效,再加大压力,每次升幅宜取 50 kPa。

2 在空气中老化膜片,最大压力不应超过 600 kPa。

11.3.9 试验深度应以膜片中心为记录点。计深标尺设置在贯入主机上时,贯入深度应以板头、探杆入土的实际深度为准,每贯入 3 m~4 m 校核一次。

11.3.10 测读 A、B、C 压力值应符合下列要求:

1 侧胀板头贯入至预定深度,蜂鸣器鸣响(电流计动作),关闭排气阀,慢慢打开微调阀,缓慢增加压力,在蜂鸣器和电流计停止响动瞬间,读取压力 A 值。

2 压力从零到 A,加压时间应控制在 15 s 内;试验土层均匀时, A 值可由既有测点值预估,低于预估阶段快速加压,然后缓慢加压到 A。

3 记录 A 值后,继续不停地缓慢加压,待蜂鸣器鸣响(电流计动作)瞬间,读取压力 B 值。

4 记录 B 值后,必须快速减压至蜂鸣器停响为止,再缓缓卸掉剩余压力,蜂鸣器再响时,读取压力 C 值。

5 试验点间距不应小于 20 cm,连续贯入时宜为 20 cm~25 cm,C 压力值可每隔 1 m~2 m 测读一次。

11.3.11 饱和软黏性土中测定土的水平固结系数时,宜在预定深度进行 DMTC 消散试验。试验应从侧胀板头停止贯入时,用秒表计时,记录不同时刻的 C 压力值,计时间隔由密而疏,合理控制。

11.3.12 DMTC 消散试验孔所在场区的地下水位不明时,至少应有一孔做到 C 压力值消散达稳定值为止(以连续 2 h 内孔压力值不变为稳定标准)。其他各孔试验点的 C 压力值消散固结度达到 70%~80%时,可终止试验。

11.3.13 试验过程中,不得松动、碰撞探杆,也不得施加使探杆产生上、下位移的力。

11.3.14 遇下列情况之一时,应停止贯入,并在记录表上注明:

- 1 贯入主机的负荷达到其额定荷载的 120%。
- 2 贯入时探杆出现明显弯曲。
- 3 反力装置失效。
- 4 无反应信号或测不到压力 B 值或 B 值时时有时无。
- 5 B 值达到采集箱或气电路的额定压力。
- 6 气电路破裂或被堵塞。
- 7 试验中校核(B-A)值时出现  $B-A < \Delta A + \Delta B$ 。

11.3.15 试验暂停时,必须打开排气阀,避免损坏膜片。

11.3.16 每孔试验结束时应立即提升探杆,取出侧胀板头,并对膜片进行再标定。

11.3.17 膜片在下列情况下必须更换:

- 1 表面严重划伤、皱折及破裂。
- 2 标定值超出适用范围。
- 3 过度膨胀,加卸压时发出异常响声。

11.3.18 试验结束后应及时检查气电路,做好标记,给两端接头戴上盖帽,防止污物进入。

11.3.19 试验结束后应测量试验孔内地下水埋藏深度;有条件

· 96 ·

时,宜于次日核查地下水位。

## 11.4 资料整理与计算

11.4.1 扁板侧胀试验数据应按下列公式修正:

$$p_0 = 1.05 \times (A - Z_m + \Delta A) - 0.05 \times (B - Z_m - \Delta B) \quad (11.4.1-1)$$

$$p_1 = B - Z_m - \Delta B \quad (11.4.1-2)$$

$$p_2 = C - Z_m + \Delta A \quad (11.4.1-3)$$

式中  $p_0$ ——膜片向土中膨胀之前作用在膜片上的接触压力(kPa);

$p_1$ ——膜片膨胀 1.10 mm 时的膨胀压力(kPa);

$p_2$ ——膜片回到 0.05 mm 时受到的终止压力(kPa);

A——膜片膨胀 0.05 mm 时气压的实测值(kPa);

B——膜片膨胀 1.10 mm 时气压的实测值(kPa);

C——膜片回到 0.05 mm 时气压的实测值(kPa);

$\Delta A, \Delta B$ ——空气中标定膜片分别膨胀 0.05 mm、1.10 mm 时气压的实测值(kPa);

$Z_m$ ——未调零时的压力表初读数(kPa)。

11.4.2 侧胀模量  $E_D$ 、水平应力指数  $K_D$ 、土类指数  $I_D$ 、孔压指数  $U_D$ 应按下列公式计算:

$$E_D = 34.7 \times (p_1 - p_0) \quad (11.4.2-1)$$

$$K_D = (p_0 - u_w) / \sigma'_w \quad (11.4.2-2)$$

$$I_D = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_w) \quad (11.4.2-3)$$

$$U_D = (p_2 - u_w) / (p_0 - u_w) \quad (11.4.2-4)$$

式中  $\sigma'_w$ ——土的有效自重压力(kPa);

$u_w$ ——土的静水压力(kPa)。

11.4.3 扁板侧胀试验成果图件应包括下列内容:

1  $p_0, p_1, p_2, \Delta p$  随深度的分布曲线,其中  $\Delta p = p_1 - p_0$ 。

2  $E_D, K_D, I_D, U_D$  随深度的分布曲线。

11.4.4 扁板侧胀试验资料分析与应用应根据场地地质情况及当地建筑经验,针对工程设计需要进行,并应做出相应评价。

11.4.5 根据  $I_D$  值可按表 11.4.5 划分土类。

表 11.4.5 判别土类的  $I_D$  值

土类	泥炭或灵敏黏土	黏土	粉质黏土	粉土	砂类土
$I_D$	$<0.10$	$0.1 \leq I_D < 0.3$	$0.3 \leq I_D < 0.6$	$0.6 \leq I_D < 1.8$	$\geq 1.8$

11.4.6 黏性土的塑性状态可按表 11.4.6 判定;表中参数  $m$  按下式计算:

$$m = (\lg E_D + 0.748) / (\lg I_D + 7.667) \quad (11.4.6)$$

式中  $E_D$  的单位为 kPa。

表 11.4.6 判别饱和黏性土塑性状态的  $m$  值

判别式	$m \leq 0.53$	$0.53 < m \leq 0.62$	$0.62 < m \leq 0.71$	$m > 0.71$
塑性状态	流塑	软塑	硬塑	坚硬

11.4.7 饱和黏性土的水平应力指数  $K_D = 1.5 \sim 4.0$  时,静止侧压力系数  $K_0$  可按下式计算:

$$K_0 = 0.30 K_D^{0.54} \quad (11.4.7)$$

11.4.8 饱和黏性土  $\Delta p \leq 100$  kPa 时,不排水杨氏模量  $E_u$  可按下式计算:

$$E_u = 3.5 E_D \quad (11.4.8)$$

11.4.9 黏性土、砂土及粉土地基的基准水平基床系数  $K_{bl}$  (kN/m<sup>3</sup>) 可按下式计算:

$$K_{bl} = \zeta (0.2 \cdot k_h) \quad (11.4.9-1)$$

$$k_h = 1364 \Delta p = 1364 (p_1 - p_0) \quad (11.4.9-2)$$

式中  $K_{bl}$ ——基准水平基床系数(kN/m<sup>3</sup>);

$k_h$ ——侧胀仪抗力系数(kN/m<sup>3</sup>);

1364——量纲为 m<sup>-1</sup> 的系数;

$\zeta$ ——经验修正系数,黏性土液性指数  $I_L \geq 0.75$  时取

$1.0, 0 < I_L < 0.75$  时取  $0.7 \sim 0.8$ ;砂类土取  $0.2 \sim 0.3$ ;其他土类可根据经验取值。

11.4.10 DMTC 消散试验应以  $C$  压力值为纵轴,时间  $t$  的平方根  $\sqrt{t}$  为横轴,绘制消散曲线( $C-\sqrt{t}$ )。

11.4.11 DMTC 消散试验测定饱和软黏性土水平向固结系数  $C_h$  可按下式计算:

$$C_h = \frac{R^2 \cdot (T_{50-DMTC} \cdot \sqrt{I_r})}{t_{50-DMTC}} \quad (11.4.11)$$

式中  $R$ ——扁板侧胀板头的等效半径( $R^2 = 6 \text{ cm}^2$ );

$T_{50-DMTC}$ ——DMTC 消散达 50% 时的修正时间因数;当有地区经验时,应根据地区经验取值;若缺少地区经验可取 0.257;

$t_{50-DMTC}$ ——相应于  $T_{50}$  的 DMTC 值消散历时(s);

$I_r$ ——土的刚度指数,可按式(9.5.15)计算。

## 12 旋转触探试验

### 12.1 一般规定

12.1.1 旋转触探适用于软土、黏性土、粉土、砂类土及含少量碎石的土层,可划分土层、判别土类、确定地基承载力等。

12.1.2 旋转触探三桥探头的标定应符合本规程附录 A 规定。未经标定的三桥探头,严禁在生产中使用。

### 12.2 设备

12.2.1 旋转触探设备由旋转贯入装置、给水装置、反力装置、测试系统等组成。

12.2.2 旋转贯入装置包括贯入双油缸、主轴箱、液压马达、液压夹具、控制系统等。主轴箱固定在贯入双油缸之间,液压夹具应保证和旋转触探主轴同心。

12.2.3 探杆应满足本规程第 9.2.3 条要求外,还应采用外径  $\phi 40$  mm 或  $\phi 42$  mm 高强度厚壁无缝钢管,壁厚不小于 13 mm,探杆采用锥形螺纹连接。

12.2.4 给水装置包括泥浆泵、旋转水龙头及附属设备。泥浆泵应为定量泵,泵压不宜小于 4 MPa。旋转水龙头应保证旋转灵活,密封性能良好。

12.2.5 测试系统包括无缆触探测试仪和附属设备。无缆触探测试仪包括三桥探头、地上读数仪和深度、转速记录装置等。

12.2.6 三桥探头应包括传感器组、地下数据采集器及电子仓、外套管及锥头等。传感器组包括压力传感器、扭矩传感器和水压力传感器。锥头规格及更新标准应符合本规程附录 C.0.3 的规定。

三桥探头的技术性能应满足本规程第 9.2.10 条要求。

### 12.3 试验要点

12.3.1 试验开始前应检查以下内容:

1 三桥探头是否符合规定,并核对标定记录。

2 无缆测试仪工作是否正常,地下数据采集器和地上读数仪电能是否充足,并调零试压。

3 深度、转速记录装置是否工作正常。

12.3.2 旋转触探设备就位后,应调平机座,使之与反力装置衔接、锁定。

12.3.3 旋转触探试验时,应先开启泥浆定量泵,再开启旋转贯入系统,使旋转触探探头匀速旋转贯入,贯入速率  $(20 \pm 5)$  mm/s、转速  $(25 \pm 5)$  r/min。旋转贯入过程中应记录转速、贯入深度、旋转贯入阻力  $p_r$ 、旋转扭矩  $M_r$  和旋转排土水压力  $p_w$ 。

12.3.4 遇下列情况,应停止旋转触探贯入:

1 旋转触探主机负荷达到其额定荷载的 120% 时。

2 旋转、给水装置不能正常工作。

3 记录仪器显示异常。

4 反力装置失效。

12.3.5 旋转触探测试停止旋转贯入后,应符合下列要求:

1 不得将探杆长时间滞留孔内,应及时起拔;拆卸探杆时,应夹持稳固,防止下部探杆连同探头滑落孔底。

2 及时将地下参数存储器的测试数据传输到地上读数仪中,并对探头进行检查、清理。

### 12.4 资料整理与计算

12.4.1 旋转触探成果资料应包括以下内容:

1 测试参数随深度的分布曲线。

2 土层名称,分层。

### 3 各层土的旋转触探测试参数值。

#### 12.4.2 土层界面位置的确定应符合下列规定：

1 上下层阻力相差不大时，取超前深度和滞后深度的中点，或中点偏向于阻值较小者 5 cm~10 cm 处作为分层面。

2 上下层阻力相差一倍以上时，取软层最靠近分界面处的数据点偏向硬层 10 cm 处作为分层面。

3 上下层阻力变化不明显时，可结合  $M_r$  或  $p_w$  的变化确定分层面。

#### 12.4.3 旋转触探成果图内容与格式可按本规程附录 B.6 绘制，并应符合下列要求：

1 以深度为纵轴，以旋转触探测试参数为横轴绘制触探曲线；其中， $p_r$ 、 $M_r$  及  $p_w$  之间的数值比例宜取 1 : 50 : 1。

2  $p_r$ 、 $M_r$  及  $p_w$  与深度  $h$  的关系曲线绘于同一个坐标图中。

3 旋转触探曲线各测试参数符号及图例在图中标示清楚，按本规程第 12.4.2 条进行分层，计算各层旋转触探测试参数值，填入成果图件内的表格中。

12.4.4 各土层的旋转触探测试参数计算及取值应满足本规程第 9.5.3 条要求。

12.4.5 旋转触探水压比  $B_r$  应按下式计算：

$$B_r = (p_w - u_w) / p_r \quad (12.4.5)$$

式中  $p_w$ ——旋转排水土压力(MPa)；

$u_w$ ——该深度处静水压力(MPa)；

$p_r$ ——旋转贯入阻力(MPa)。

12.4.6 使用旋转触探时，可按图 12.4.6 判别土类。

12.4.7 旋转触探比功  $e_r$  可按下式计算：

$$e_r = p_r + \frac{2\pi n M_r}{A v} \quad (12.4.7)$$

式中  $e_r$ ——旋转触探比功(MPa)；

$p_r$ ——旋转贯入阻力(MPa)；

$M_r$ ——旋转扭矩(MN·m)；

$A$ ——旋转触探锥头投影面积，取 0.003 5 m<sup>2</sup>；

$n$ ——转速(r/min)；

$v$ ——贯入速度(m/min)。

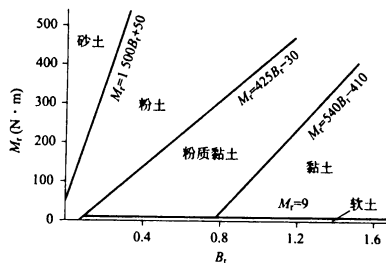


图 12.4.6 旋转触探参数判别土类

12.4.8 天然地基基本承载力可按表 12.4.8 中公式计算。

表 12.4.8 旋转触探计算天然地基基本承载力

土层类别	地基基本承载力 $\sigma_0$ (kPa)
粉 土	$\sigma_0 = 178.6 e_r^{0.187}$
粉质黏土	$\sigma_0 = 228.4 e_r^{0.187}$
黏 土	$\sigma_0 = 203.9 e_r^{0.437}$

## 附录 A 传感器的标定与计算

A. 0.1 用于标定传感器的计量设备,应符合现行国家《标准测力仪检定规程》JJG 144、《工作测力仪检定规程》JJG 455、《指示表(指针式、数显式)检定规程》JJG 34 及《弹性元件式精密压力表和真空表检定规程》JJG 49 等要求,并按规定定期送检。

A. 0.2 测力仪由力传感器(或测力环)及配套的指示装置(压力表、记录仪等)组成。力传感器包括压(拉)力传感器、孔压传感器、扭力传感器。用于标定力传感器的测力仪,按照测量上限确定的检测准确度不得低于 0.3 级。

A. 0.3 力传感器的标定应符合下列规定:

1 力传感器标定时的最大加载量应根据其额定荷载确定,新组装的传感器在正式标定前应进行 3 次~4 次满负荷加载和卸载。

2 力传感器标定宜在室温  $20^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$  环境中进行,并应连同配套使用的仪器、电缆一道参与标定;同型号仪器、电缆经检定确认不致引起标定系数或供桥电压的改变量大于 1% 时,方可调换使用。

3 力传感器的标定系数或供桥电压值的有效期为 3 个月,逾期应重新标定。在重要工程勘察过程中或传感器在使用过程中出现测试数据异常时,应随时进行校验标定。

4 对批量性加工、组装并经标定检验合格的力传感器,宜抽取其总数的 10%~20% 进行时漂和温漂的检验标定。

5 力传感器经标定合格后,应建立档案,记录其编号、标定系数或供桥电压、标定日期及标定者。

A. 0.4 用固定桥压法标定传感器时,应符合下列规定:

1 在固定桥压下,对传感器加、卸荷应逐级进行。每级荷载增量可取最大加载量的  $1/10 \sim 1/7$ 。

2 每级加、卸荷均应记录仪表输出值。

3 每个拉、压传感器的标定,其加、卸荷不得少于 3 个循环过程,并应符合下列要求:

1) 顶柱式传感器或传感器与传力垫可以相对转动的探头,每加、卸荷一个循环后,应转动顶柱或传力垫  $90^{\circ}$  或  $120^{\circ}$ ,再开始下一个加、卸荷循环过程。

2) 传感器与传力垫不能相对转动的探头,可将整个探头在标定架上转动  $90^{\circ}$  或  $120^{\circ}$  以实施加、卸荷循环过程。

A. 0.5 孔压传感器的标定应符合下列规定:

1 将孔压静力触探或有效应力铲探头安装在有专门校准装置的饱和容器中进行饱和,饱和后不得将探头从容器中取出。

2 密封抽真空至约  $-0.1 \text{ MPa}$ ,保持 60 min 以上,然后以负压吸入脱气甘油,使孔压过滤环与孔压传感器相连的通道充分饱和。

3 连接好探头、电缆和测量仪表,将仪表示值调零。

4 根据孔压静力触探或有效应力铲的额定荷载确定孔压的标定最大荷载。以  $0.1 \text{ MPa}$  开始逐级加压,宜以探头额定荷载的  $1/10$  作为每级加压增量,最大荷载量不宜超过  $2 \text{ MPa}$ ,然后逐级卸压至零。在各级标定荷载下,待读数稳定后记录相应数字压力仪表示值。每次标定的加、卸压循环不应少于 3 次。

5 孔压传感器经标定合格后,应建立档案,记录其编号、标定系数、标定日期及标定者。

A. 0.6 扭力传感器的标定,应符合下列规定:

1 将传感器的一端固定在专用标定架的力矩盘中,另一端嵌入活动支座中。

2 接通记录仪,并将仪表预调零。

3 观察传感器和记录仪在一道预热条件下仪表的零位漂移



情况。然后锁定活动支座,注意观察锁定时仪表是否产生附加漂移;出现附加漂移时,应查找原因,设法消除。

4 零漂稳定和附加漂移消除后,将仪表调零,即可进行正式标定。

5 用专用砝码通过力矩盘对传感器逐级施加扭矩,同时记录各级扭矩时的仪表输出值(读数)。至额定荷载加上后,逐级卸荷并记录读数,完成一个加、卸荷循环过程。

6 松开活动支座,将力矩盘连同传感器转动  $60^\circ$  或  $120^\circ$ ,重复上述步骤,反复加、卸荷 6 或 3 个循环过程。

A. 0.7 传感器标定时,在分级加(卸)荷过程中,出现加(卸)荷过量时,宜将荷载回复到原级荷载,再加(卸)至下一级荷载。

A. 0.8 传感器扭矩标定系数应按下式计算:

$$\xi = \sum_{i=1}^n (\bar{\epsilon}_i M_i) / \sum_{i=1}^n (\bar{\epsilon}_i)^2 \quad (\text{A. 0.8})$$

式中  $\xi$ ——传感器扭矩标定系数( $\text{kN} \cdot \text{m} / \mu\epsilon$ );

$M_i$ ——传感器亦即十字板头第  $i$  级扭矩( $\text{kN} \cdot \text{m}$ );

$\bar{\epsilon}_i$ ——第  $i$  级扭矩时各次仪表读数平均值。

A. 0.9 传感器压力标定系数应按下列公式计算:

$$\xi = \sum_{i=1}^n (\bar{x}_i P_i) / [A \sum_{i=1}^n (\bar{x}_i)^2] \quad (\text{A. 0.9-1})$$

$$\bar{x}_i = (x_i^+ + x_i^-) / 2 \quad (\text{A. 0.9-2})$$

式中  $\xi$ ——传感器压力标定系数( $\text{kPa} / \mu\epsilon$ );

$P_i$ ——第  $i$  级荷载值;

$A$ ——探头的工作面积;

$x_i^+$ ——加至第  $i$  级荷载时,仪表各次读数平均值;

$x_i^-$ ——卸至第  $i$  级荷载时,仪表各次读数平均值。

A. 0.10 由式(A. 0.8)或式(A. 0.9)确定最佳标定线。

A. 0.11 传感器标定后的各项检测误差可对照图 A. 0.11 按极差原理由下列各式计算:

$$\text{非线性误差} \quad \delta_1 = |x_i^+ - x_i^-|_{\max} / \text{FS} \quad (\text{A. 0.11-1})$$

$$\text{重复性误差} \quad \delta_r = (\Delta x_i^+)_{\max} / \text{FS} \quad (\text{A. 0.11-2})$$

$$\text{滞后误差} \quad \delta_s = |x_i^+ - x_i^-|_{\max} / \text{FS} \quad (\text{A. 0.11-3})$$

$$\text{归零误差} \quad \delta_0 = |x_0| / \text{FS} \quad (\text{A. 0.11-4})$$

式中  $x_i^{\pm}$ ——对应于第  $i$  级荷载  $P_i$  的重复加荷或卸荷时仪表的平均值;

$x_i$ ——最佳标定线上对应于  $P_i$  的仪表输出值;

$(\Delta x_i^+)_{\max}$ ——重复加荷或卸荷至  $P_i$  时仪表输出值的极差;

$x_i^+$ ——重复加荷至  $P_i$  时仪表的平均输出值;

$x_i^-$ ——重复卸荷至  $P_i$  时仪表的平均输出值;

$x_0$ ——卸荷归零时仪表的最大不归零读数。

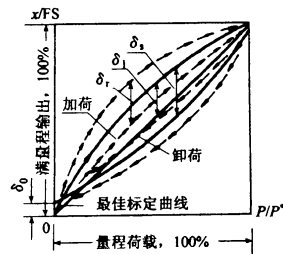


图 A. 0.11 标定曲线及其误差

$\delta_1$ —非线性误差;  $\delta_r$ —重复性误差;  $\delta_s$ —滞后误差;  $\delta_0$ —归零误差;

——加荷或卸荷平均线;

--- 各次加荷或卸荷线

图中的  $P^*$  为额定荷载即满量程输出值。FS 为与  $P^*$  对应的仪表满量程输出值。扭矩  $M = P \cdot L$  ( $L$  为力臂)。上列各式亦适用于评定扭力传感器的检测误差。

A. 0.12 力传感器起始感量  $Y_0$  可按下式计算:

$$Y_0 = \xi \Delta r \quad (\text{A. 0.12})$$

表 A.0.13 静力触探探头力传感器的灵敏性可根据起始感量  $Y_0$  (kPa) 分级

**A.0.14** 上列标定与计算结果,应逐项填入记录表中,存档备查。  
记录表格式可参照本规程表 B.5.1 的格式制作。

• 109 •



表 B.2.3 剑桥型自钻式旁压仪位移传感器标定试验记录表

工程名称		位移测臂编号				标定日期			
mm	Arm 1	线性度	滞后	Arm 2	线性度	滞后	Arm 3	线性度	滞后
	(mV)	(%)	(%)	(mV)	(%)	(%)	(mV)	(%)	(%)
0									
1									
2									
3									
4									
5									
6									
7									
8									
9									
8									
7									
6									
5									
4									
3									
2									
1									
0									
零点	mV			mV				mV	
斜率	mV/mm			mV/mm				mV/mm	

试验：记录：

试验:

记录:

复核:

表 B.2.4 剑桥型自钻式旁压仪总压力及孔隙水压力  
传感器标定试验记录表

工程名称		总压力或孔隙水压力传感器					标定日期		
mm	TPC	线性度	滞后	PPC A	线性度	滞后	PPC B	线性度	滞后
	(mV)	(%)	(%)	(mV)	(%)	(%)	(mV)	(%)	(%)
0									
1									
2									
3									
4									
5									
6									
7									
8									
9									
8									
7									
6									
5									
4									
3									
2									
1									
0									
零点	mV			mV			mV		
斜率	mV/MPa			mV/MPa			mV/MPa		

试验:

记录:

复核:

表 B.2.5 低压型旁压仪试验记录表

工程名称			钻孔位置			试验编号		
孔口高程			试验深度(m)			地下水位(m)		
测管水位与孔口的高差(m)			旁压器测量腔静水压力 $p_w$ (kPa)			膜标定编号		
旁压器规格			$\eta =$	$A =$	$V_c =$	成孔方法		
地层描述								
压力(kPa)			测管水位下降值 $s_m$ (cm)			体积膨胀量( $\text{cm}^3$ )		
压力表读数 $p_m$	校正值 $p_i$	校正后 $p$	30 s	60 s	180 s	校正后 $s$	校正后 $V$	蠕变值 $\Delta V_{180-30}$
①	②	③ = ① - ② + $p_w$	④	⑤	⑥	⑦ = $\eta \cdot (① + p_w)$	⑧ = ⑥ - ⑦	⑨ = ⑧ · A ⑩ = ⑥ - ⑨ · A

试验:

计算:

复核:

年 月 日

表 B.2.6 高压型旁压仪试验记录表

工程名称			钻孔位置			试验编号		
孔口高程			试验深度(m)			地下水位(m)		
测管水位与孔口的高差(m)			旁压器测量腔静水压力 $p_w$ (kPa)			膜标定编号		
旁压器规格			$\eta =$	$A =$	$V_c =$	成孔方法		
地层描述								
压力(kPa)			旁压器体积膨胀量 $V_m$ ( $\text{cm}^3$ )					
压力表读数 $p_m$	校正值 $p_i$	校正后 $p$	15 s	30 s	60 s	180 s	校正后 $s$	校正后 $V$
①	②	③ = ① - ② + $p_w$	④	⑤	⑥	⑦	⑧ = $\eta \cdot (① + p_w)$	⑨ = ⑧ - ⑧ · A ⑩ = ⑧ - ⑨ · A

试验:

计算:

复核:

年 月 日

## B.3 标准贯入试验记录格式

表 B.3.1 标准贯入试验记录表

\_\_\_\_\_线\_\_\_\_\_段\_\_\_\_\_测

第 页 共 页

工程名称\_\_\_\_\_

试验者\_\_\_\_\_

钻孔编号\_\_\_\_\_

记录者\_\_\_\_\_

钻孔标高\_\_\_\_\_

试验日期\_\_\_\_\_

地下水位\_\_\_\_\_

序号	试验深度(m)	贯入度 $\Delta$ (cm)			对应于 $\Delta$ 的击数 $N_i$			实测击数 $N$	修正击数 $N'$	预贯入实测击数 $N$	探杆长度(m)	土层定名及描述	备注
		$\Delta_1$	$\Delta_2$	$\Delta_3$	$N_1$	$N_2$	$N_3$	(击/30 cm)	(击/15 cm)				

复核\_\_\_\_\_

复核日期\_\_\_\_\_

## B.4 动力触探记录表及贯入图格式

表 B.4.1 动力触探记录表

\_\_\_\_\_线\_\_\_\_\_段\_\_\_\_\_测

第 页 共 页

工程名称\_\_\_\_\_

类 型\_\_\_\_\_

里程位置\_\_\_\_\_

孔口标高\_\_\_\_\_

编 号\_\_\_\_\_

试验日期\_\_\_\_\_

探杆总长(m)	试验深度(m)	贯入度(cm)	锤击数(击)	$N_{63.5} = \eta \times 10 / \Delta_s$ (击/10 cm)	校正后击数 $N'_{63.5} = a \times N_{63.5}$ (击/10 cm)	备注

记录\_\_\_\_\_

复核\_\_\_\_\_

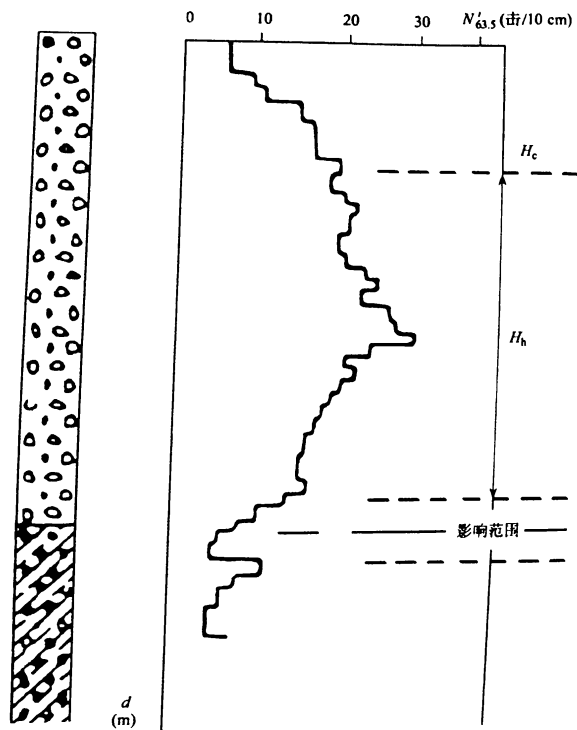


图 B.4.1 动力触探校正后击数与贯入深度关系曲线

表 B.4.2 动力触探记录表

\_\_\_\_线\_\_\_\_段\_\_\_\_测 第 \_\_\_\_ 页 共 \_\_\_\_ 页  
 工程名称 \_\_\_\_\_ 类 型 \_\_\_\_\_  
 里程位置 \_\_\_\_\_ 孔口标高 \_\_\_\_\_  
 编 号 \_\_\_\_\_ 试验日期 \_\_\_\_\_

探杆总长 (m)	试验深度 (m)	贯入度 (cm)	锤击数 (击)	$N_{120} =$ $n \times 10 / \Delta s$ (击/10 cm)	校正后击数 $N'_{120}$ $= \alpha \times N_{120}$ (击/10 cm)	备注

记录 \_\_\_\_\_

复核 \_\_\_\_\_

表 B.4.3 动力触探记录表

\_\_\_\_线\_\_\_\_段\_\_\_\_测 第 \_\_\_\_ 页 共 \_\_\_\_ 页  
 工程名称 \_\_\_\_\_ 类 型 \_\_\_\_\_  
 里程位置 \_\_\_\_\_ 孔口标高 \_\_\_\_\_  
 编 号 \_\_\_\_\_ 试验日期 \_\_\_\_\_

探杆总长 (m)	试验深度 (m)	贯入度 (cm)	锤击数 (击)	$N_{10}$ (击/30 cm)	备注

记录 \_\_\_\_\_

复核 \_\_\_\_\_









表 C. 0.2 双桥探头及孔压探头规格

锥底面积( $\text{cm}^2$ )		10	15	20	
锥头	锥角 $\theta(^{\circ})$	60 $\pm$ 1			
	公称直径 $D_1(\text{mm})$	35.7	43.7	50.4	
	直径公差( $\text{mm}$ )	$+0.18$ 0	$+0.22$ 0	$+0.25$ 0	
	圆柱高度 $h(\text{mm})$	$\leq 10$			
	有效面积比 $a$	0.4 $\pm$ 0.05			
	过滤片与土接触面积 $s_1(\text{cm}^2)$	$\geq 1.7$			
摩擦筒	公称直径 $D_2(\text{mm})$	35.7	43.7	50.4	
	直径公差( $\text{mm}$ )	$+0.35$ $+0.20$	$+0.43$ $+0.24$	$+0.50$ $+0.27$	
	公称长度 $L(\text{mm})$	133.7	218.5	189.5	
	长度公差( $\text{mm}$ )	$+0.60$ $-0.90$	$+0.80$ $-1.10$	$+0.80$ $-0.95$	
	有效表面积 $s(\text{cm}^2)$	150	300	300	
	锥头与摩擦筒间距 $e_1(\text{mm})$		$\leq 5$		
摩擦筒与探头管间距 $e_2(\text{mm})$		$\leq 3$			
孔压探头全长( $\text{mm}$ )		$h+e_1+L+e_2+l\geq 1\ 000$			
探头管直径( $\text{mm}$ )		$(D-1.1)\leq D_3\leq (D-0.3)$			
更新标准		$D_1(\text{mm})$	$< 34.8$	$< 42.6$	$< 49.2$
		$D_2(\text{mm})$	$\leq 34.8$	$\leq 42.6$	$\leq 49.2$
		锥高 $H(\text{mm})$	$< 25$	$< 31$	$< 37$
	外形	(1)锥面、套筒出现明显变形或多处刻痕			
		(2)摩擦筒活动不便			
		(3) $D_2<D_1$ 时			
		(4)锥尖压损			
		(5)过滤片与土接触面凹于锥头表面或透水失效			

注: 1  $a = F_A/A$ ,  $F_A = \frac{1}{4} \pi d^2$ , 对孔压探头  $a$  值不受限制。

2  $e_1, e_2$  为工作状态下的间距。

3 对同一枚探头,  $D_2$  必须大于  $D_1$ 。

双桥探头及孔压探头结构示意图如图 C. 0.2 所示。

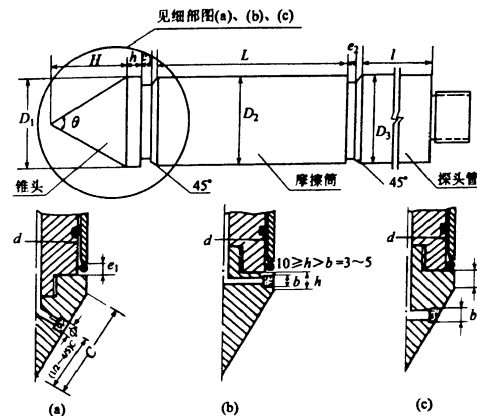


图 C. 0.2 双桥探头及孔压探头结构示意图(单位: mm)

C. 0.3 旋转触探锥头的规格及更新标准应符合表 C. 0.3 的规定。

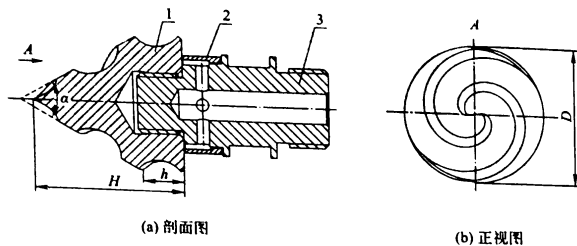
表 C. 0.3 旋转触探锥头规格及更新标准

锥头	螺旋线参数	锥角( $^{\circ}$ )	60
		直径 $D(\text{mm})$	68
		锥头高度 $H(\text{mm})$	73
		圆柱高度 $h(\text{mm})$	20
		半锥角( $^{\circ}$ )	24
		导程( $\text{mm}$ )	64
		起始直径( $\text{mm}$ )	110
		终止直径( $\text{mm}$ )	0
		头数	2
		螺旋槽直径( $\text{mm}$ )	25

续表 C. 0. 3

更新标准	直径 $D(\text{mm})$		$<65$
	锥高高度 $H(\text{mm})$		$<70$
	外形	锥面、套筒出现明显变形或划痕多处	

旋转触探锥头结构示意图如图 C. 0. 3 所示。



(a) 剖面图

(b) 正视图

图 C. 0. 3 旋转触探锥头结构示意图

1—锥头体; 2—挡水环; 3—接头

## 本规程用词说明

执行本规程条文时,对于要求严格程度的用词说明如下,以便在执行中区别对待。

1. 表示很严格,非这样做不可的用词:

正面词采用“必须”,反面词采用“严禁”。

2. 表示严格,在正常情况下均应这样做的用词:

正面词采用“应”,反面词采用“不应”或“不得”。

3. 表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样做的用词:

正面词采用“宜”,反面词采用“不宜”。

4. 表示允许有选择,在一定条件下可以这样做的,采用“可”。

## 《铁路工程地质原位测试规程》

### 条文说明

本条文说明系对重点条文的编制依据、存在的问题以及在执行中应注意的事项等予以说明,不具备与标准正文同等的法律效力,仅供使用者作为理解和把握标准规定的参考。为减少篇幅,只列条文号,未抄录原文。

1.0.1 为了推进铁路工程地质综合勘探技术的发展,保障原位测试质量,提高勘察技术水平,本规程在原发布施行的《铁路工程地质原位测试规程》TB 10018—2003 的基础上进行修订而成。

1.0.3 大多数原位测试手段均属间接性的,其不仅受尺寸效应影响,而且与土的强度及变形特性有关;这些特性又因土质状态、土的物质组成不同而异,往往具有明显的地区性特点。所谓土质的“地区性”或“区域性”,是由土(地)层的成因类型、沉积环境、物质组成、地质历史(或应力历史)所决定的。我国幅员辽阔,各地土质特点不可能全然一样,故特别强调了地区性经验的可贵,寄希望于路内各有关单位在执行本标准过程中,积累资料,建立地区性使用经验,使以后的规程修订日臻完善。很多土质参数有赖于钻探取样试验或其他测试手段取得,故对于重要工程,原位测试尚应与其他勘探试验相结合,通过综合勘探方法取得符合实际的地基参数。

1.0.5 原位测试仪器设备定期校验分两种情况:一是用于标定原位测试仪器传感器的计量设备应按国家相关规定定期送检;二是原位测试仪器传感器应定期标定校验。

3.1.2 依据《岩土工程勘察规范》GB 50021—2001(2009 年版)第 10.2.1 条的条文说明,深层平板载荷试验与浅层平板载荷试验的

区别,在于试土是否存在边载,荷载作用于半无限体的表面还是内部。一般认为深层平板载荷试验适用于各类地上水位以上的土、软质岩和风化岩体,但地下水位以下的土,如采取降水措施并保证试土维持原来的饱和状态,试验仍可进行。

浅层载荷试验只用于确定地基承载力和土的变形模量,不能用于确定桩的端阻力;深层载荷试验可用于确定地基承载力、桩的端阻力和土的变形模量。但载荷试验只是一种模拟,与实际工程的工作状态总是有差别的。深层载荷试验反映了土的应力水平,反映了侧向超载对试验点土承载力的影响,作为地基承载力,不必作深度修正,只需宽度修正。深层载荷试验的破坏模式是局部剪切破坏,而浅基础一般假定为整体剪切破坏,塑性区开展的模式也不同,因而工作状态是有差别的。深层载荷试验时孔壁临空,而桩的侧壁限制了土体的变形,桩与土之间存在法向力和剪力。由于以上的差异性,载荷试验确定地基承载力和桩的端阻力仍需综合判定。

依据《岩土工程勘察规范》GB 50021—2001(2009 年版)第 10.2.1 条,规定“深层平板载荷试验的试验深度不应小于 5 m”。

3.1.4 浅层平板载荷试验,用于确定地基浅部土体或岩体的承载性能。它的作用深度和影响半径,对均质地基而言,约为  $2b$  和  $1.5b$ 。对深层地基或土层单层厚度小于  $2b$  的成层土而言,应进行分层试验或采用其他测试手段。这主要是由于:(1)任何建筑物基础均有一定埋深;(2)在人为活动和自然营力作用下,表面土层性状常与表层下面的土层性状不一致;(3)即使自上至下土质是均质的,土层的力学性质常有随自重压力增加而增强的趋势。鉴此,为客观反映基础底面下地基土的真实性质和挖掘地基潜力,本规程规定试验深度不小于地面下 0.5 m。

3.2.1—3.2.2 深层平板载荷试验是在半无限体内部对某层岩土进行的强度和变形特征的载荷试验。它能为深基础设计提供可靠的持力层及下卧层土体承载力和变形模量。

(1) 深层平板载荷试验是作为检验深部地基及桩端土层承载力的一种直接、有效的手段。其试验条件应满足在半无限体内部承受竖向荷载的要求, 试验时应使压板以上周围原状的土体附加荷载不变, 并限制水平向位移。为达到这一要求, 试验孔的直径应略大于承压板的直径, 以方便试验装置的安装为准, 并且宜进行护壁支撑。

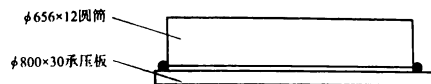
#### (2) 承压板尺寸。

承压板面积采用  $0.5 \text{ m}^2$ , 直径  $0.8 \text{ m}$ 。该承压板尺寸, 一方面扩大了平板载荷试验应用的范围; 同时对于桩基也有比较好的适应性, 因  $0.8 \text{ m}$  直径桩的静载试验具备直径变化时应用的条件。重要的是孔底试验面的处理可以得到解决。

#### (3) 深层载荷试验装置。

推荐的深层载荷试验装置, 对承压板的沉降量应计算出传力设施相应变形, 并予以修正。当有条件时在承压板上安装压力传感器, 承压板沉降经一定的设施(如位移杆或位移钢丝), 传至地表进行观测是完全可行的, 但应保证沉降观测的精度。以下是深层载荷试验的实例。

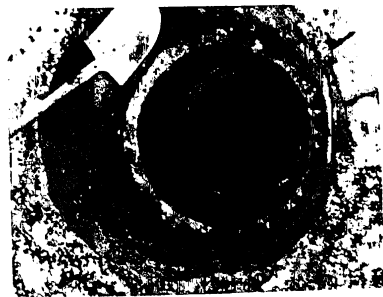
兰新高铁兰州西站使用桩基达 7 000 余根, 设计阶段要求专门进行深层载荷试验。根据设计要求, 需要在地面以下  $17 \text{ m} \sim 18 \text{ m}$  的卵石层进行深层平板载荷试验。该试验深度比较大, 超过一般认为的  $15 \text{ m}$  以内的适宜深度值。预估加压力也比较大, 估计破坏值达  $4\,000 \text{ kPa} \sim 4\,500 \text{ kPa}$ , 最大压力值则应达到  $2\,000 \text{ kN} \sim 2\,250 \text{ kN}$ 。试验结果极限承载力达到  $3\,300 \text{ kPa} \sim 3\,600 \text{ kPa}$ 。关于试验设备: 传力筒采用直径  $63 \text{ cm}$  的无缝钢管, 壁厚  $12 \text{ mm}$ 。分两段, 每段长  $8.8 \text{ m}$ , 中间采用法兰盘连接。承压板如说明图 3.2.1—1 所示, 直径  $800 \text{ mm}$ , 上面焊一节圆筒。承压板如说明图 3.2.1—1 所示, 直径  $800 \text{ mm}$ , 上面焊一节圆筒。组装机时传力筒放入其中。如此总长近  $18 \text{ m}$  的传力结构, 经 3 个试验证明稳定性良好, 满足试验要求。前提是加工的承压板和传力筒组装后应达到轴线不偏离。



说明图 3.2.1—1 深层载荷试验采用的承压板

#### (4) 试验井孔。

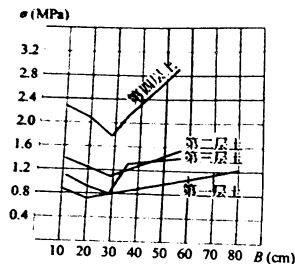
深层载荷试验的试验井孔一般来说应该有衬砌(如现浇模注混凝土护壁), 南宁东站试验井孔的护壁情况如说明图 3.2.1—2 所示。一般是边开挖边衬砌,  $1 \text{ m}$  为一段, 每段衬砌向上稍有向内倾斜, 形成一个小台阶。这些已有比较成熟的经验。兰州西站由于黄土层的直立性比较好, 旋挖机械成孔后未经衬砌进行的试验。应该强调的是, 机械成孔后, 试验人员应下到孔底, 清除扰动土石, 并平整试验层面呈水平状, 满足试验要求。



说明图 3.2.1—2 深层载荷试验试验井孔

此外, 承压板尺寸与地基承载力的关系已有较丰富的成果, 故在选择承压板尺寸时应考虑对地基承载力的影响, 同时建议的地基承载力应考虑基础尺寸与承压板尺寸的差异性。铁科院和铁三院主编《地基承载力试验研究文集》中对比了不同承压板尺寸与地

基承载力的关系(说明图 3.2.2), 可见在  $B=30$  cm 的两侧, 二者  
的关系完全不同, 可认为 30 cm 处为临界宽度  $B_c$ , 当  $B < B_c$  时为触  
探探头和桩的贯入机理; 当  $B > B_c$  时为压缩变形机理。



说明图 3.2.2 地基承载力与承压板尺寸关系

3.2.3 压力表准确度等级应不低于 0.4 级, 指依据国家计量检定  
规程《工作测力仪检定规定》JJG 455—2000 的规定误差要求小于  
0.4%FS。

3.3.1 深层平板载荷试验时, 承压板周围以上土层应模拟深基  
础, 或桩端情况, 即保持承压板周围的附加荷载与实际相符, 并限  
制水平向位移。

深层平板载荷试验孔可机械或人工成型, 宜有护壁支撑; 试验  
孔的内径可稍大于 0.5 m<sup>2</sup> 承压板直径 0.8 m, 以满足设备的安装  
为准; 待试验的地基宜由人工整平达到试验要求。

3.3.4 慢速法是每施加一级荷载后, 待沉降达到相对稳定标准  
时再施加下一级荷载, 目的是使试验在排水条件下进行。快速  
法是每施加一级荷载后, 按规定沉降时间间隔施加下一级荷载,  
对饱和黏性土而言, 属于部分排水条件, 一般不采用; 但若只要  
求确定承载力, 不要求确定变形模量时, 饱和黏性土也可使用快  
速法。

3.4.2~3.4.5 使用拐点法修正荷载板试验曲线, 严格说来只有  
在实测数据点在前后两段中呈现明显的线性分布规律时才可使  
用, 这既是一种假定的准弹性“模型”, 也是诸多经典文献所推  
荐的方法。根据最小二乘原理, 可求出初始直线段截距  $s_0$  和斜  
率  $c$ :

$$s_0 = \frac{\sum s' \sum p^2 - \sum p \sum p s'}{n \sum p^2 - (\sum p)^2} \quad (\text{说明 } 3.4.2-1)$$

$$c = \frac{n \sum p s' - \sum p \sum s'}{n \sum p^2 - (\sum p)^2} \quad (\text{说明 } 3.4.2-2)$$

式中  $n$ ——荷载级数;

$p$ ——第  $i$  级荷载下单位面积上的压力 (kPa);

$s'$ ——对应  $p$  的实测沉降值。

上列修正公式系针对比例界限以前各点, 根据求出的  $c$  值及  
荷载  $p$ , 按  $s = cp$  算出相应荷载下各点的沉降量。对于比例界限  
以后各点, 则按  $s = s' - s_0$  计算出各点的沉降量。若  $p-s'$  曲线  
完全呈线性(图 3.4.2(a) 曲线 5) 多属不成功试验, 应重新补充  
试验。

在大多数荷载板试验中, 上述理想情况并不多见; 普遍表现  
出图 3.4.2(a) 中曲线 3 和曲线 1 所示的情况, 于是产生了多种曲线  
修正和对承载力  $p_u$  和  $p_{0.9}$  的取值方法, 每种方法各有其自身的物理  
内涵和实践基础。如果对于同一条  $p-s'$  曲线能同时使用两种或  
两种以上的方法确定  $p_u$  和  $p_{0.9}$  值时, 必会出现  $p_u$  或  $p_{0.9}$  值因方法不  
同而异, 其相对误差有时不容忽视。也就是说有关文献所介绍的  
任何一种方法, 都不可能涵盖所有土类。特别是地基的稳定性需  
按极限状态设计和分析时, 问题显得突出, 希望能寻找到一种涵盖  
面宽、容易掌握且偏于安全的取值方法。本规程推荐双曲线拟合  
法就是出于这一目的, 现简述如下:

(1) 双曲线拟合法的物理基础。

用双曲线拟合室内三轴压缩试验曲线 (kondner, 1963) 建立

$E, \mu$  模型已成范例。 $p-s$  曲线无论从形态上看还是从力学原理上看, 与三轴压缩试验曲线相似, 故采用此法。

(2) 双曲线拟合  $p-s$  曲线的内在含义。

① 安全性和可控性

当式 (3.4.2-1) 中  $s \rightarrow \infty$  时,  $p = p_t = 1/b'$  有界, 说明双曲线的收敛速率较  $p-s$  曲线为快, 即用双曲线推算出来的  $p_t$  值或  $p_a$  值将较实际值为小; 反之, 相对于 PLT 的末级荷载 (极限值或破坏值) 用双曲线推算所得的沉降必大于实测值。因此, 偏于安全。

取极限承载力  $p_a$  与破坏荷载  $p_t$  之比为  $R_t$ , 因  $p_t = 1/b'$  有唯一性, 而  $R_t$  值由人为确定, 故可控。由此而知  $p_a$  的最小安全储备为  $\Delta = 1 - R_t$ , 此为地基基床系数的确定乃至可靠度分析创造了条件。

② 参数计算的统一性和连续性

令  $K = p/s$  (基床系数), 则式 (3.4.2-1) 可改写为

$$1/K = a + b's \quad (\text{说明 } 3.4.2-3)$$

当  $s = 0$  时, 便得初始切线基床系数为

$$K_i = 1/a \quad (\text{说明 } 3.4.2-4)$$

在  $p-s$  曲线上任意一点的切线基床系数  $K_i$  和割线基床系数  $K_a$  可通过对式 (3.4.2-1) 求导和联立求解上列公式而得到

$$K_i = (1 - R_t R_a)^2 K_a \quad (\text{说明 } 3.4.2-5)$$

$$K_a = (1 - R_t R_a) K_i \quad (\text{说明 } 3.4.2-6)$$

故在同一点处有

$$K_i = (1 - R_t R_a) K_i \quad (\text{说明 } 3.4.2-7)$$

上列诸式中,  $R_a = p/p_a = p/(R_t p_t)$  为荷载水平。设  $(K_a)_0$  为  $p_a$  所对应的割线基床系数, 那么下列关系成立:

$$(K_a)_0 = (1 - R_t) K_i \quad (\text{说明 } 3.4.2-8)$$

$$K_a = (1 - R_t R_a) (K_a)_0 / (1 - R_t) \quad (\text{说明 } 3.4.2-9)$$

特别地, 当  $R_a = 0.5$  时, 便有

$$K_{0.5} = (1 - 0.5 R_t) K_i \quad (\text{说明 } 3.4.2-10)$$

上式即条文中式 (3.4.8-1) 的内涵之一。

也就是说, 只要  $R_t, R_a$  一经人为确定, 那么,  $p-s$  曲线上任一点的切线及割线基床系数便可惟一性地被确定下来。

(3) 双曲线拟合结果及拟合方法的广义性。

对 209 条  $p-s$  曲线用双曲线拟合后, 所得相关系数均在 0.99 以上, 但  $p_a$  所对应的相对沉降  $s/b$  值域很宽, 它不仅与土类有关, 还与土所处的塑性状态和固结状态有关, 故单纯用一个固定的  $s/b$  值来界定  $p_a$  或  $\sigma_0$  值的方法不够全面, 表 3.4.4 就是参考说明表 3.4.4 的统计结果制定的。

说明表 3.4.4 对应于  $p_a$  的  $s/b$  值频数统计表

$s/b(\%)$	$\leq 4$	4~8	8~12	12~16	$>16$
砂类土频数	17	30	14	9	6
粉土频数	2	4	2	—	—
黏性土频数	9	53	37	11	15

注: 软土数据已统计在黏性土中。

本拟合方法不仅广泛适用于天然地基 (包括所谓的拐点法在内), 也适用于非岩质地基的单桩和单桩复合地基。本次通过对 72 根钻孔桩和 44 根沉管灌注桩分析, 得到单桩极限承载力误差在 20% 以内者占总桩数 95%。王幼青在《岩土工程师》1994 年第 1 期 p22~26 中以 68 根试桩数据与  $s-\lg r$  法、 $\lg p-\lg s$  法、第二拐点法进行了对比, 得到  $p_a$  的计算值与实测值之比的平均值为 1.009, 方差为 0.099 5; 而自身的  $R_t$  平均值为 0.79, 方差为 0.073。曲线拟合的相关系数平均值达 0.997 6。陈颖辉和黄明提出以指数模型  $p = ae^{b's} + c$  拟合复合地基的  $p-s$  曲线方法 (《岩土工程师》1998 年第 2 期 p12~15), 并以 1 根试桩数据作为算例, 得到  $p_a = 327.73 \text{ kPa}$ 。使用本法, 得到  $s_0 = 1 \text{ mm}$ ,  $p_t = 343.64 \text{ kPa}$ , 两者之间的比值  $R_t = p_a/p_t = 0.954$ 。

由此表明, 使用双曲线拟合法既偏于安全, 也直截了当; 间接

表明,当其用之于复合地基时,表 3.4.5 中的  $R_i$  值还可适当提高。

对于呈反弯形的  $p-s'$  曲线[图 3.4.2(a)中曲线 4],可用三次多项式拟合。出现初始反弯段形态原因如下:

- ①没有处理好试验土层与压板的接触关系;
- ②仪表的初读数未消除;
- ③土层(体)自身有大孔结构,且结构强度不高。

如果不是后一原因所造成,则可略去曲线的初始反弯段,视反弯段以后的  $p-s'$  曲线为双曲线或使用下面的二次曲线拟合:

$$p = as^2 + bs + c \quad (\text{说明 3.4.2—11})$$

因二阶导数  $\frac{d^2p}{ds^2} = 2a$  为常数,故可将舍去反弯段后的  $p-s'$  曲线的前段曲线(“第一拐点”以前的曲线段)线性化,即令

$$(s_3 - s_2) - (s_2 - s_1) = (s_2 - s_1) - (s_1 - s_0)$$

得式(3.4.2—3)。

(4)快法试验数据整理的意图和方法。

①意图与目的

利用快法所得  $p-s$  曲线,可直接求取  $p_0$  值,但不能推求排水模量和基床系数。为获得更多的地基参数,采用外推法。

②整理方法

快法试验结果外推至慢法试验结果,其基本假定是两者的  $s-t$  或  $s-\sqrt{t}$  或  $s-\lg t$  关系完全是一样的,方法如下:

实践经验表明,沉降与时间的对数呈线性关系,各级荷载下沉降达到相对稳定标准时所需时间和沉降量可参照下列公式外推计算:

$$t = \frac{t_w}{1 - e^{-s_w/\beta_n}}$$

$$s_n = a_n + \beta_n \ln(t_n + 1)$$

$$a_n = \frac{\sum s'_i [\sum \ln(t'_i + 1)]^2 - \sum \ln(t'_i + 1) \sum s'_i \ln(t'_i + 1)}{N \sum [\ln(t'_i + 1)]^2 - [\sum \ln(t'_i + 1)]^2}$$

$$\beta_n = \frac{N \sum s'_i \ln(t'_i + 1) - \sum s'_i \sum \ln(t'_i + 1)}{N \sum [\ln(t'_i + 1)]^2 - [\sum \ln(t'_i + 1)]^2}$$

(说明 3.4.2—12)

式中  $t_n$ ——第  $n$  级荷载下沉降达到相对稳定标准时所需要的时间(min),  $t_n$  应取为 30 的倍数;

$s_n$ ——第  $n$  级荷载下沉降达到相对稳定标准时的沉降量(mm);

$t_w$ ——沉降速率达相对稳定标准的时间增量(=60 min);

$s_w$ ——沉降速率达相对稳定标准的沉降增量(=0.1 mm);

$a_n$ ——第  $n$  级荷载下,  $s-\ln t$  关系的截距(mm);

$\beta_n$ ——第  $n$  级荷载下,  $s-\ln t$  关系的斜率;

$N$ ——每级荷载下沉降观测次数,  $N=8$ ;

$s'_i$ ——第  $n$  级荷载下  $t'_i$  的净沉降量(mm)(实测值扣除前几级荷载下的剩余沉降值);

$t'_i$ ——第  $n$  级荷载下的观测时间(min)。

为了使快法的成果与慢法取得一致,必须从施加第二级荷载开始,从沉降观测值中扣除以前各级沉降未稳定而产生的剩余沉降的影响。剩余沉降量的计算公式如下:

$$\Delta s_{k,n}^{(i)} = \sum_{k=1}^{i-1} \beta_k \{ \ln[N(n-k) + i] \Delta t + 1 \} - \ln[N(n-k) \Delta t + 1 \}$$

(说明 3.4.2—13)

式中  $\Delta s_{k,n}^{(i)}$ ——第  $n$  级荷载下第  $i$  次观测值中应扣除的残余沉降量(mm);

$k$ ——第  $n$  级荷载前的荷载级数;

$\Delta t$ ——沉降观测的时间间隔,取  $\Delta t = 15$  min;

$n$ ——荷载级数。

表 3.4.4 注中对于软~极软的软质岩、强风化~全风化的风化石,原规程 TB 10018—2003 规定应根据工程重要性和地基的复



杂程度取  $s/b=0.001\sim 0.002$  所对应的压力为  $\sigma_0$ 。但在工程实践中,得到的承载力偏低,故在本次修订中将  $s/b$  取值范围扩大为  $s/b=0.001\sim 0.006$ 。

3.4.6 对测量误差的数据处理经常用到粗差剔除准则是 Grubbs 准则。设对某量作等精度独立测定,得  $l_i (i=1,2,\dots,n)$ , 这里  $l$  表示  $\sigma_0$  或  $p_u$ , 将  $l_i$  排成顺序统计量  $l_{(1)}: l_{(1)} \leq l_{(2)} \leq \dots \leq l_{(n)}$ , 可导出统计变量的分布。

$$g = \frac{l_{(n)} - \bar{l}}{\sigma} \quad (\text{说明 } 3.4.6-1)$$

式中  $\bar{l}$ —— $l_i$  的算术平均值;

$\sigma$ ——按贝塞尔公式计算的方根差,

$$\sigma = [\sum (l_i - \bar{l})^2 / (n-1)]^{0.5}$$

对于取定的置信度  $\alpha$ , 令

$$P\left[\frac{l_{(n)} - \bar{l}}{\sigma} \geq g_0(n, \alpha)\right] = \alpha \quad (\text{说明 } 3.4.6-2)$$

可得临界值  $g_0(n, \alpha)$ , 见说明表 3.4.6。

于是得到如下 Grubbs 准则:若测定的最大值或最小值  $l_i$  满足

$$\frac{|l_i - \bar{l}|}{\sigma} > g_0(n, \alpha) \quad (\text{说明 } 3.4.6-3)$$

则认为是粗差,应予剔除。

说明表 3.4.6  $g_0(n, \alpha)$

$\alpha \backslash n$	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
0.05	1.153	1.463	1.672	1.822	1.938	2.032	2.110	2.176	2.234	2.285	2.331	2.371	2.409	2.443
0.01	1.155	1.492	1.749	1.944	2.097	2.221	2.323	2.410	2.485	2.550	2.607	2.659	2.705	2.747
$\alpha \backslash n$	17	18	19	20	21	22	23	24	25	30	35	40	45	50
0.05	2.475	2.504	2.532	2.557	2.580	2.603	2.624	2.644	2.663	2.745	2.811	2.866	2.914	2.956
0.01	2.785	2.821	2.854	2.884	2.912	2.939	2.963	2.987	3.009	3.103	3.178	3.240	3.292	3.336

4.1.2 螺旋板载荷试验是将螺旋板旋入地下试验深度,通过传力杆对螺旋板施加荷载,通过观测地上传力杆的沉降认为螺旋板沉降,由于传力杆受力变形,会随着试验深度的增加,误差越来越大,所以建议一般测试深度为 5 m~6 m,对于较深时应采取措施,减小沉降误差。

4.2.1~4.2.2 螺旋板旋入土中会引起土体的扰动,但如适当选择板径( $b$ )、轴径( $c$ )、螺距( $a$ )、板厚( $t$ ),使  $c/b=0.15$ 、 $a/b=0.25$ 、 $t/b=0.025$ ,并保持螺旋板头旋转一周的入土深度与螺距一致,可使土体扰动大为减小。据 Selvadurai 的研究,螺旋板旋入引起的土体扰动量并不比扰动最小的自钻式旁压仪严重。

4.4.2~4.4.5 作为压板试验之一的螺旋板试验,具有“深层试验”和“分层试验”两大优点,操作简便、数据直观、省时省钱,特别在成层土地基中,结合平板载荷试验和室内土样试验及其他原位测试,可深化对成层土地基承载力及界面效应的认识;在均质地基中可逐步掌握模量随深度增加的规律,无论是对工程设计或是理论研究都是有益的。通过京沪高速、新荷线、济邯线、朔黄线、保霸线及上海、福州等地共 25 处 131 个实测点的资料分析表明螺旋板载荷试验所获得的地基承载力是试验深度处原位状态下所测得的,它已经包含了上覆压力的影响因素。

第 4.4.5 条中的 3 个公式,是建设部综合勘察研究院和同济大学利用 Mindlin 课题而得到的一个近似解(《工程勘察》2000 年第 4 期及 2002 年第 1 期)。

4.4.6 铁四院依托高速铁路与城市轨道交通等工程勘察项目,对螺旋板载荷试验、旁压试验、扁板侧胀试验及《城市轨道交通岩土工程勘察规范》GB 50307—2012 附录 H 基床系数经验值(以后各章节涉及基床系数的条文说明中均简称“规范法”或规范经验值)确定基准基床系数进行了大量对比试验研究,试验场地涵盖全国多个地区。其中螺旋板载荷试验主要涉及流塑~硬塑的黏性土。试验结果分析如下:

螺旋板载荷试验计算基准竖向基床系数统计结果见说明表 4.4.6 与说明图 4.4.6—1。螺旋板载荷试验计算的  $K_{v1}$  与规范经验值比较, 软土较为接近, 随着液性指数  $I_L$  值减小, 前者大于后者, 且差值越来越大。其中对于  $0.25 < I_L \leq 1$  的黏性土 ( $Q_4$ ), 差值较小,  $I_L \leq 0.25$  的黏性土 ( $Q_3$ ), 差值较大。

对螺旋板载荷试验计算基准竖向基床系数与静力触探比贯入阻力  $p_s$  进行拟合分析如说明图 4.4.6—2 所示, 按  $I_L > 0.25$  的黏性土 ( $Q_4$ ) 与  $0 < I_L \leq 0.25$  的黏性土 ( $Q_3$ ) 分别比贯入阻力  $p_s$  进行拟合分析如说明图 4.4.6—3 所示。

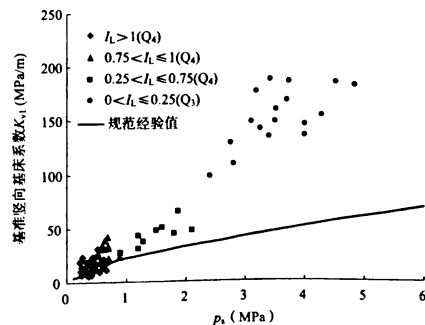
说明表 4.4.6 螺旋板载荷试验计算黏性土  $K_{v1}$  (MPa/m) 统计表

土类	状态	成因	样本数	取值	静力触探		基准竖向基床系数 $K_{v1}$	
					$q_c$ (MPa)	$p_s$ (MPa)	计算值	经验值
淤泥	$I_L > 1$	$Q_4^1$	9	最大值	0.3	0.4	23.0	4~10
				最小值	0.1	0.2	6.3	
				平均值	0.2	0.3	13.9	
				标准差	0.1	0.1	5.8	
				变异系数	0.2	0.2	0.4	
淤泥质土	$I_L > 1$	$Q_4^1$	30	最大值	0.8	0.7	30.8	4~10
				最小值	0.2	0.3	5.7	
				平均值	0.5	0.5	15.9	
				标准差	0.1	0.1	5.7	
				变异系数	0.3	0.2	0.4	
粉质黏土 (黏土)	$0.75 < I_L \leq 1$	$Q_4^1$	12	最大值	0.8	0.7	42.1	8~22
				最小值	0.5	0.5	21.5	
				平均值	0.6	0.6	30.0	
				标准差	0.1	0.1	6.8	
				变异系数	0.1	0.1	0.2	

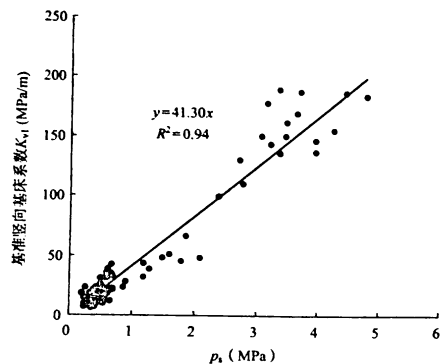
续说明表 4.4.6

土类	状态	成因	样本数	取值	静力触探		基准竖向基床系数 $K_{v1}$	
					$q_c$ (MPa)	$p_s$ (MPa)	计算值	经验值
粉质黏土 (黏土)	$0.25 < I_L \leq 0.75$	$Q_4^1$	10	最大值	3.6	3.1	66.2	20~45
				最小值	1.0	1.3	27.6	
				平均值	1.9	2.3	43.4	
				标准差	0.8	0.8	10.9	
				变异系数	0.4	0.3	0.3	
	$0 < I_L \leq 0.25$	$Q_4^1$	17	最大值	4.4	5.8	188.6	30~70
				最小值	1.3	2.8	99.0	
				平均值	2.8	4.2	153.4	
				标准差	1.0	1.1	26.8	
				变异系数	0.4	0.3	0.2	

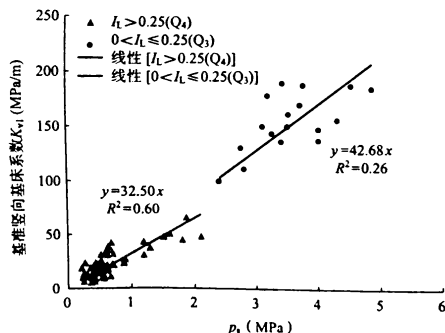
注: 经验值参考《城市轨道交通岩土工程勘察规范》GB 50307—2012 附录 H。



说明图 4.4.6—1 螺旋板载荷试验计算黏性土  $K_{v1}$  分布图



说明图 4.4.6—2 螺旋板载荷试验计算黏性土  $K_{v1}$  与  $p_1$  拟合分析图(一)



说明图 4.4.6—3 螺旋板载荷试验计算黏性土  $K_{v1}$  与  $p_1$  拟合分析图(二)

5.1.2 在地基受力层范围内软弱夹层的强度,是地基稳定性的控制因素。地基土常具成层性,十字板剪切试验(VST)的对象主要

是软弱黏性土。为使试验有针对性和代表性以收到最佳效果,应事先掌握场地地层剖面。

5.1.5 目前国内普遍采用电测式十字板,极少采用机械式十字板,因此本次修订删除了机械式十字板剪切试验的相关内容。

5.2.2 整体铸造十字板头,可获得最大的抗扭刚度;使用不锈钢材料,可维持规定的表面粗糙度。在总体上增加十字板头的使用寿命。

十字板头的形状、尺寸对试验结果有直接影响,本规程采用国内外通用规格,其形状如图 5.2.2 所示。

瑞典的试验表明,高宽比  $H/D$  为 1.25、2.25、3.75 时,强度接近;南京水利科学研究所通过 73 组对比试验,亦得到  $H/D$  为 1.3、1.6、2.0 时强度差别不大的结论。故取  $H/D=2$ ,称之为常规十字板。

面积比  $A_s$  过大,表明轴杆过粗或叶片过厚,对地基土的扰动便大。叶片厚度与试验时所需要的抗弯刚度是一对矛盾统一体。本规程以  $A_s$  不大于 14% 为控制指标并与水电部同类标准取得一致。

从塑性力学分析,叶片数目不会影响试验结果。曾经试用过 2 片(一字板)、6 片及 8 片(米字形)的板头,瑞典等国最后仍推荐用 4 片为宜,此即“十字板”之由来。

叶片形状也曾试用过菱形(钻石型)、球形或半球形的,以探求土层强度的各向异性特点,已属非常规试验,本规程未纳入。

5.2.3 国内大多采用模拟电信号技术,传感器和记录仪如达到条文规定的技术要求,则可望从零漂造成的试验误差(归零误差)被控制在 1%FS 以内。零漂可分为时漂和温漂两种;在恒温 and 零输入状态下,在规定的时段内,仪表对传感器零输出值的变化大小,谓之“时漂”;在零输入状态下,传感器零输出值随温度变化而改变,称为“温漂”。

传感器检测总误差若在 3% 以下, 则整个测试误差(包括仪器的检测误差、十字板头尺寸误差等在内)被控制在 8% 以内。

传感器的绝缘程度随静置时间延长而降低, 对传感器出厂时的绝缘电阻要求既是合理的, 也是可行的。武汉冶金勘察研究院就传感器(探头)绝缘电阻对测试误差的影响进行过分析与试验, 结论认为探头应变测试误差在绝缘电阻为 1 MΩ 级时可远小于 1%。铁四院在南方若干工点中, 也发现同一探头在 5 MΩ 和大于 200 MΩ 时, 其测试值的重现性很好; 但当探头绝缘电阻降至 5 MΩ 以下时, 由于气候潮湿和野外环境恶劣, 也许在一夜之间便降为零。为此, 本规程将传感器绝缘电阻的使用下限定为 20 MΩ, 可保证外业工作不受这方面因素影响。

十字板传感器护套外径为 20 mm 时虽大于十字板头轴杆直径, 但因位于十字板叶片以上 50 mm 处, 其对十字板头造成的附加应力可以忽略; 过大的护套外径或过短的轴杆长度将会带来一定的测试偏差。

5.2.4 探杆若不平直, 则在试验过程中, 十字板头除绕自身轴线转动还会绕扭力装置或探杆的某一点产生“公转”, 致试验结果失真。

5.3.1 电阻应变式传感器有一定热敏性, 特别当桥臂阻值有较大差异时更为明显。应让其与地温取得热平衡后试验, 才能取得可靠的  $s_w$  值。

软黏土在不排水条件下, 具有应变软化特性, 过峰值后, 剪应力随转角  $\theta$  的继续加大而降低, 直至出现稳定的强度值即残余强度  $s_{wr}$ 。这里所谓  $s_{wr}$  属大应变条件下的最终强度, 其排水条件并不十分明确, 但在评价地基的长期稳定性时, 是一个有用的参数。试验表明,  $s_{wr}$  与应力历史无关。此外, 尚需指出以下几点:

(1) 以  $1^\circ/10$  s 的速率扭转, 土的排水条件与实际工程中剪损面上的排水条件是否一致、不同渗透性的土在同一剪切速率下其

排水性状有否明显差别, 都需进一步研究。前者属  $s_0$  的修正问题, 后者既是本规程适用土层的规定依据, 也是本项试验技术有待解决的课题之一。

(2) 本规程提出快速旋转探杆 6 圈后进行重塑试验, 是出于对电缆的保护需要。

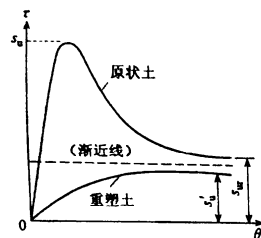
(3) 铁四院在萧甬、广珠等线的实践表明, 在深度 1 m 以下, 各试验点的仪表初读数, 不一定是温度效应引起的, 在很多情况下, 更可能是上一个试验点的残余应力未充分解除所造成。故从第 2 个试验点开始, 仪表可不再调零, 但需记下初读数, 在与整个场地 VST 及 CPT 测试数据对比分析之后, 确定试验结果。

(4) 试验前十字板头插入土中静置的时间延长时, 测得的抗剪强度往往会增加。这与插入十字板头所产生的孔隙压力的消散和土触变强度的恢复有关。插入时在十字板头四周产生超孔隙水压力, 静置时间过长, 孔隙压力消散会使有效应力增长, 使不排水抗剪强度增大; 若静置时间过短, 土稍稍被扰动还来不及恢复, 测出的强度值可能偏低。

5.4.1 随着试验深度加大, 土对探杆的摩擦阻力也加大, 当传感器在 2 m 深度以下与地温取得热平衡之后, 可认为在有限深度范围内地温对传感器造成的温漂很小, 仪表的初读数是由上一个试验点残余剪应力引起的, 此时仪表所测得的初读数或视为零而不再对实测值  $\epsilon_t$  (或  $\epsilon'_t$ )、 $\epsilon_r$  进行修正; 若经对整个场地的 VST、CPT 及钻探试验资料进行综合分析, 认为  $\epsilon_0$  或  $\epsilon'_0$  值系由地温引起, 则应对实测值进行修正。但应注意, 此时的  $\epsilon_0$  或  $\epsilon'_0$  不一定就为正值, 也可负值。

5.4.3 软黏土灵敏度  $S_i$  最初是以室内无侧限抗压强度之比定义的, 并沿用至今。但对难以取样的软土, VST 对取得  $S_i$  数据无疑是一种创新。

需要指出的是,重塑土强度和残余强度在概念上有所差别。在含水率不变的条件下重塑,意味着土的原生结构的彻底破坏和物质组分的匀化,然后土颗粒沿剪切面产生定向排列。残余强度是土块(体)沿剪切面的大应变强度,在剪切面(带)上土颗粒虽产生定向排列,但剪切面以外土体的结构破坏不彻底。此外,实践表明,十字板转角 $\theta$ ,在远未达 $90^\circ$ 时, $s_w$ 便早已出现,说明十字板转动所造成的剪切面轨迹未及一周土强度便达最终值。因而在数值上讲, $s_w$ 与 $s'_u$ 既相近又不等(说明图 5.4.3)。如能取得 $s_w$ 与 $s'_u$ 间的地区性经验换算关系,则用 $s_w$ 估算 $s'_u$ ,从而确定 $S_c$ 可收事半功倍之效。



说明图 5.4.3  $\tau-\theta$  曲线

#### 5.4.4 十字板试验时,剪应力 $\tau$ 与扭矩 $M$ 的关系为

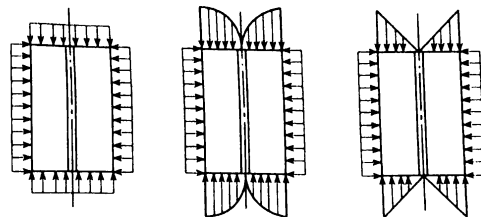
$$\tau = K \cdot M \quad (\text{说明 } 5.4.4-1)$$

式中的 $K$ 是与十字板头形状、尺寸及圆柱体表面剪应力分布特点(假定)有关的板头常数。若假定分布在圆柱面上的剪应力是均匀的,而圆柱体上、下端面上的剪应力分布分别为说明图 5.4.4 所示的三种形式,则 $K$ 值分别由下列公式确定:

$$\text{均匀分布} \quad K = 2[\pi D^2(H+D/3)] \quad (\text{说明 } 5.4.4-2)$$

$$\text{抛物线分布} \quad K = 2[\pi D^2(H+2D/7)] \quad (\text{说明 } 5.4.4-3)$$

$$\text{三角形分布} \quad K = 2[\pi D^2(H+D/4)] \quad (\text{说明 } 5.4.4-4)$$



(a) 均匀分布

(b) 抛物线分布

(c) 三角形分布

说明图 5.4.4 剪应力分布假定

比较以上三式可知,这种分布上的差别对 $K$ 值造成的偏差最大约为4%,故本规程取均匀分布假定以策安全,称为常规分析法。这里已规定 $H/D=2$ ,即式(说明 5.4.4-2)变成 $K=6/(7\pi D^3)$ 。

5.4.5 曲线 $s_u-d$ 、 $s'_u-d$ 和 $s_w-d$ 能较详细地给出土层强度剖面,是进行地基工程分析的基本图件之一。

绘制曲线 $\tau-\theta$ (说明图 5.4.3),可利用下式计算土的不排水剪切模量 $G_u$ ,对了解地基土的刚度特性,有重要参考价值。

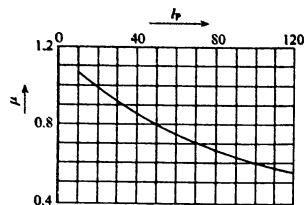
$$G_u = 0.5\alpha \cdot \tau_0 / \theta_0 \quad (\text{说明 } 5.4.5)$$

式中 $\alpha$ 为与地区土性有关的经验系数,需通过对比试验特别是工程反演分析确定,一般情况下可取 $\alpha=1.44$ 估计; $\tau_0$ 为十字板柱面上的剪应力; $\theta_0$ 为与 $\tau_0$ 相对应的转角。

5.4.6 十字板的剪切速率较之地基在建筑荷重下的剪应变速率要快得多,而土的强度随应变速率增加而增大, $I_p$ 越高强度增大越明显。比杰伦(Bjerrem, 1973)针对世界各地14处软土路堤破坏实例得到说明图 5.4.6 所示修正曲线,并为世人所公认。上海地区的经验表明,修正系数 $\mu$ 与 $I_p$ 存在如下统计关系:

$$\text{对各向异性土} \quad \mu \approx 1.06 - 0.035 \sqrt{I_p} \quad (\text{说明 } 5.4.6-1)$$

$$\text{对各向同性土} \quad \mu \approx 1.05 - 0.045 \sqrt{I_p} \quad (\text{说明 } 5.4.6-2)$$



说明图 5.4.6 强度修正系数  $\mu$

考虑到国内软黏土的  $I_p$  值多在 30 以内,故当  $I_p > 20$  时本条文统一修正系数  $\mu = 0.9$ 。

根据刚塑性理论,使用  $\varphi = 0$  分析法,不排水抗剪强度  $c_u$  常可用于评价均质土坡的极限高度和软土地基路基的稳定性等。现扼要列述如下:

(1) 均质土坡的极限高度  $H_c$  和滑弧下切深度  $z_c$  可按下列公式计算:

$$H_c = N_s \bar{c}_u / \gamma \quad (\text{说明 } 5.4.6-3)$$

$$z_c = n N_s \bar{c}_u / \gamma \quad (\text{说明 } 5.4.6-4)$$

式中  $N_s$ ——稳定数,按说明表 5.4.6 取值;

$\bar{c}_u$ ——滑弧下切深度  $z_c$  (从坡顶面起算) 范围内  $c_u$  的平均值;

$\gamma$ ——土的重度;

$n$ ——滑弧切深比,  $n = z_c / H_c$ , 按说明表 5.4.6 取值。

说明表 5.4.6 稳定数  $N_s$  和切深比  $n$

坡率 $M$	0	0.125	0.250	0.500	0.750	1.000	1.250	1.500	1.750	2.000	2.500
$N_s$	5.58	5.59	5.60	5.65	5.75	5.91	6.12	6.38	6.68	7.03	7.81
$n$	1.36	1.35	1.32	1.25	1.19	1.14	1.11	1.09	1.08	1.07	1.06

注:  $M = \cot \beta$ ,  $\beta$  为坡面与水平夹角, 表内数值可以线性内插。

在确定  $H_c$  时, 应使用迭代法运算。无裂隙均质土层的短期稳定性可采用安全高度  $H_s = H_c / F_s$  ( $F_s$  为安全系数, 根据土的灵敏度、工程环境及重要性可取 1.2~1.5) 表征。

(2) 均质软土地基上路堤的填筑临界高度  $H_{cr}$  及滑弧下切深度  $z_c$  (从天然地面起算) 可按下列公式计算:

$$H_{cr} = N_s \bar{c}_u / \gamma_c \quad (\text{说明 } 5.4.6-5)$$

$$z_c = 0.06 N_s (B' + M H_{cr}) \quad (\text{说明 } 5.4.6-6)$$

式中  $\gamma_c$ ——填土重度;

$B'$ ——路堤顶面计算宽度; 当路堤顶面实际宽度  $B < B_{cr}$  时,

取  $B' = B$ ; 当  $B \geq B_{cr}$  时,  $B' = B_{cr}$ ;  $B_{cr}$  为路堤临界顶宽, 按式 (说明 5.4.6-7) 计算。

$$B_{cr} = (33.33 / N_s - M) H_{cr} \quad (\text{说明 } 5.4.6-7)$$

在确定  $H_{cr}$  时, 应使用迭代法运算, 以闭合差不大于 0.02 m 为收敛。

5.4.7 自然沉积层在自重压力和自然背力作用下, 均表现出不同的固结程度。对正常固结 (NC) 或超固结 (OC) 黏土, 在自重压力下已完成了固结过程 ( $K_0$  固结)。从这个意义上讲,  $s_u$  应属  $K_0$  固结不排水 ( $K_0$  CU) 抗剪强度; 而习惯上常称  $s_u$  为不排水抗剪强度。

十字板在剪切过程中, 主应力轴不断转动, 且排水条件和压力条件均不明确, 故其应力路径不甚清楚。说明图 5.4.7 中的 A 点代表地基中某一点的原位应力条件, 如假定软黏土是均质、各向同性的, 且在十字板圆柱体表面上剪应力分布均匀并属不排水的, 那么最大剪应力及剪切面上的总应力路径, 可假定为图中的  $\bar{AB}$  和  $\bar{CD}$  (这里已假定主应力增量  $\Delta \sigma_1 = -\Delta \sigma_3$ )。

如果认为  $s_u$  为固结不排水抗剪强度  $\tau_{cu}$ , 即  $s_u = \tau_{cu}$ , 依库仑定律:

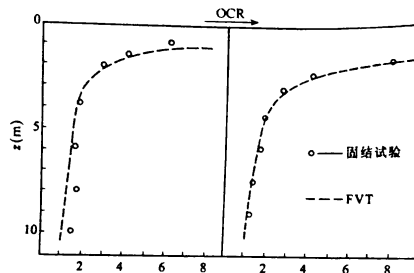
$$\tau_{cu} = c_{cu} + \sigma_n \tan \varphi_{cu}$$

上式对于 NC 黏土,  $c_{cu} = 0$ ; 对 OC 黏土  $c_{cu} > 0$ 。

以 NC 黏土为例, 由上式知



梅恩将该式的计算结果与室内固结试验结果进行了比较,二者相当吻合(说明图 5.4.8)。



说明图 5.4.8 OCR 值的比较

6.1.1 自钻式旁压试验主要分为法国梅纳型和英国剑桥型旁压试验,两者试验的基本原理一致,即获得旁压腔压力~腔体体积或位移的关系曲线,两者的主要区别在于对腔的压力、体积和位移所采用的量测手段不同,梅纳型旁压仪采用测量管、压力表测定腔的体积、压力,而剑桥型旁压仪使用传感器分别测定腔的压力、孔隙水压力及腔体位移。

6.2.1 预钻式旁压仪按试验压力分低压和高压两类。旁压仪的试验原理和主要组成部分基本一样,都是由三腔式旁压器、加压稳定装置、变形量测系统、导管和水箱组成。不同之处主要是梅纳型试验容许压力为 10.0 MPa,国产 PY 型试验容许压力最高为 7 MPa;PY 型旁压仪导管为三根尼龙管,梅纳型为两根尼龙管。

预钻式旁压试验中,成孔是重要一环。对黏性土、砂类土一般应由人工成孔,软岩及风化岩石则需要用回转钻机成孔。人工成孔的工具除勺钻、掘土器外,又推荐了环刀成孔器。

环刀成孔器与直径小于 50 mm 的勺钻配合,适合于黄土和半

干硬到可塑状的黏性土。环刀成孔器是与旁压器长度接近的长筒环刀,外径 54 mm~56 mm,刀口向外倾斜,这样在切土成孔过程中对孔周土体扰动可大大减少,有利于成孔质量的提高。环刀成孔器的上端有与勺钻钻杆连接的接头。

用回转钻机成孔时,在试验段范围内要用与旁压器直径匹配的钻头 and 岩心管,使成孔直径满足试验要求。

6.2.2 梅纳型旁压仪分为预钻式和自钻式旁压仪。自钻式梅纳型和剑桥型旁压仪的主要组成类似,国产旁压仪设备基于梅纳型旁压仪研制而成。梅纳型旁压仪气压控制面板上装置腔体体积测量管,而剑桥型旁压仪则将气压控制和数据采集单元分离,且数据采集时需 12 V~24 V 便携式电源供电。

6.3.1 为保证旁压试验数据准确,必须进行弹性膜约束力和综合变形的标定。

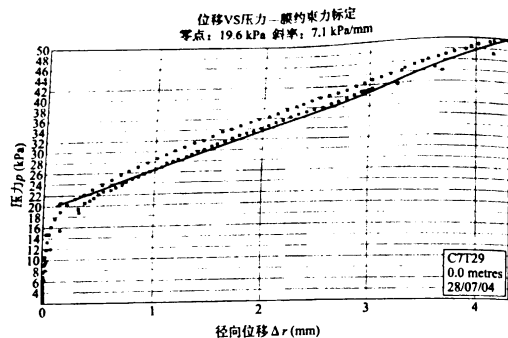
除新膜应进行弹性膜约束力的标定外,使用一定次数后的膜,由于多次膨胀的影响,也需要重新标定。至于连续使用多少次应进行标定,应视弹性膜的材料而定。对于梅纳型旁压仪已有的资料规定,使用次数达 20 次要重新标定。而 PY 型的旁压器则有所不同。铁科院西北分院对弹性膜进行了连续标定试验。结果是当标定到 8 次~9 次时,同一压力的测管水位下降值比第一次平均增大 8 mm~10 mm;对已用的膜较长时间不用,标定曲线也会发生变化,试验资料表明,停用 12 h,标定时对应压力下测管水位下降值平均减小 6.8 mm,36 h 减小 8.2 mm,60 h 减小 11.3 mm。一般说来测管水位下降值变化 8 mm~10 mm,膜约束力变化的最大值可达 10 kPa 左右,此值与 PY 型旁压仪压力表的最小值相当。因此本规程规定当弹性膜使用次数达到 8 次或停用时间达 48 h 以上时,弹性膜应重新进行标定。

有时旁压器从孔中取出时,由于孔周摩擦较大,会出现测量腔弹性膜被拉长,翻到下辅腔的情况,这时弹性膜约束力标定曲线要发生变化。因此当出现这种情况时,弹性膜也需重新标定。



更换剑桥型自钻旁压器内电阻应变片或压力传感器时,需对传感器进行标定。

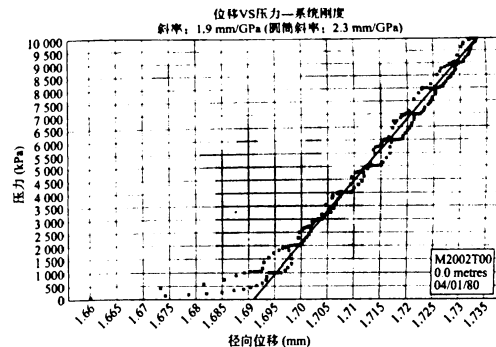
6.3.5 对剑桥型旁压仪的弹性膜约束力进行标定时,当加压至位传感器的最大位移时需立即卸载,要求卸载幅度与加载保持一致,最终获取加、卸载压力  $p$  与径向位移  $\Delta r$  数据,根据绘制的  $p-\Delta r$  散点图,对近似直线段的散点进行线性拟合,其拟合直线的斜率值用作弹性膜的约束力标定,说明图 6.3.5 为剑桥型自钻旁压仪对某个弹性膜约束力进行标定的成果曲线。



说明图 6.3.5 剑桥型旁压仪压力~径向位移膜约束力标定成果曲线

6.3.6 剑桥型自钻式旁压器综合变形标定。剑桥型旁压仪应先加压至其最大压力,再减压至仪器工作压力的 10%,然后按等增量增加至其工作压力,之后将仪器内压力按与增量相同的压力级差减少至零,其各级最大增量或减量不得大于工作压力的 5%。每次加压或减压结束时的压力应保持不变直至传感器读数稳定。对剑桥型旁压仪仪器综合变形进行标定时,刚性圆筒本身具有一

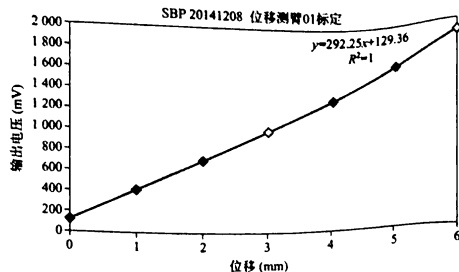
定的弹性性能,在加、卸载过程中,刚性圆筒本身会发生弹性变形,仪器的综合变形必须消除刚性圆筒的本身变形,在仪器综合变形标定之前,要求明确刚性圆筒的膨胀率参数,一般要求膨胀率  $1 \text{ mm/GPa} \sim 3.0 \text{ mm/GPa}$ ,说明图 6.3.6 为系统综合变形标定成果曲线。



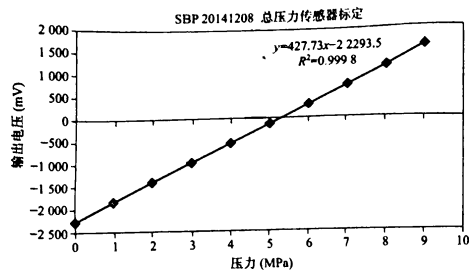
说明图 6.3.6 剑桥旁压仪压力~径向位移系统综合变形标定成果曲线

6.3.7 剑桥型旁压还需对位移传感器、总压力传感器及孔隙水压力传感器进行单独标定。以下是铁二院在某工程现场对所使用的剑桥型自钻旁压仪进行的位移、压力传感器标定成果曲线(说明图 6.3.7—1~说明图 6.3.7—3)。

6.3.9 预钻式旁压试验中,预钻成孔是关键之一。成孔质量将直接影响试验结果。大量的试验资料表明,孔周土体的扰动对确定变形特征的影响尤为严重。

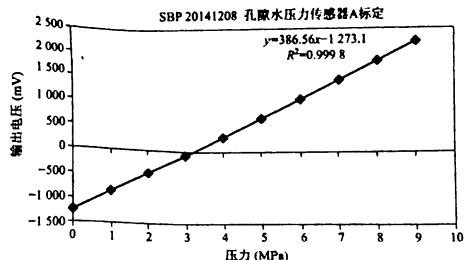


说明图 6.3.7—1 剑桥型旁压仪输出电压~位移测臂 1 标定成果曲线



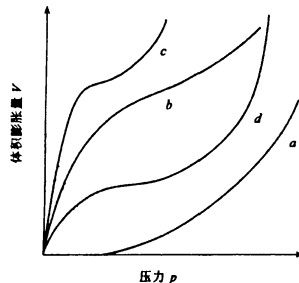
说明图 6.3.7—2 剑桥型旁压仪输出电压~总压力传感器标定成果曲线

说明图 6.3.9 是由于成孔不规则造成不同形态的异常旁压曲线。图中 *a* 曲线反映成孔直径太小或有缩孔现象, 试验前孔壁已受挤压, 因而缺少恢复区, 曲线不完全, 难以使用。曲线 *b* 可能是孔壁被严重扰动形成很厚的扰动圈所致。加载后曲线有一段较长的凸段, 表明扰动土层在加载时的压密过程; 因受旁压器膨胀量所限, 旁压曲线不完善, 用起来很困难; 同时因扰动, 曲线的走向产生



说明图 6.3.7—3 剑桥型旁压仪输出电压~孔隙水压力传感器 A 标定成果曲线

偏差, 也会使结果失真。曲线 *c* 恢复区的范围大, 出现了“鹅脖子”现象。其原因是孔径太大, 使旁压器测量腔的膨胀量有相当大一部分消耗在弹性膜与孔壁之间的孔隙中, 最后使曲线很不完整, 无法使用。曲线 *d* 为正常, 孔壁土扰动小, 成孔直径比较合适。



说明图 6.3.9 各种形态的  $p-V$  曲线

鉴于这些情况,在规程中对于钻孔径大小、形状和尽量减少孔周土体扰动及成孔方法提出了具体要求。

本规程推荐勺钻成孔的同时,提出环刀扩大成孔的方法。该法用刀口向外倾斜的环刀切出试验段,这样对周围土体扰动小,同时所成孔径基本一致,因此可减少试验结果的离散性。对95个用环刀成孔的试验孔检查表明,孔径比旁压器直径大1.5 mm~2.1 mm的占97%。由于孔径大小可以控制,对于极限压力在仪器容许最大压力范围内的土层,当测管水位下降至35 cm~40 cm左右时,试验段孔穴体积可以接近原孔段体积的2倍,有利于极限压力的确定。

在某场地选出静探 $p_s$ 值接近的五段(每段长约60 cm)为一组,共四组,对每组的地层段进行了旁压试验。其中两组用勺钻成孔,两组用环刀扩大成孔,其余试验条件均一样。试验结果和每组的离散系数见说明表6.3.9。两种成孔方法 $p_L$ 、 $p_F$ 的离散系数接近,环刀成孔较小。

说明表 6.3.9 成孔方法离散系数的比较

勺钻成孔					环刀成孔				
试验孔号	$p_s$ (kPa)	$p_L$ (kPa)	$p_F$ (kPa)	离散系数	试验孔号	$p_s$ (kPa)	$p_L$ (kPa)	$p_F$ (kPa)	离散系数
642	3 230	568	268	$\delta_{pL}=0.32$ $\delta_{pF}=0.28$	643	3 840	548	222	$\delta_{pL}=0.22$ $\delta_{pF}=0.24$
673	3 220	677	234		622	3 940	685	266	
682	3 210	496	213		562	3 930	608	264	
6 121	3 230	516	208		675	3 980	688	284	
692	3 360	560	217	$\delta_{pL}=0.12$ $\delta_{pF}=0.16$	5 112	3 900	592	288	$\delta_{pL}=0.11$ $\delta_{pF}=0.11$
691	2 670	473	206		663	4 400	714	321	
631	2 670	474	208		694	4 500	700	323	
641	2 620	470	200		5 123	4 530	780	336	
683	2 620	459	214		664	4 600	738	355	
685	2 700	513	234		687	4 620	700	331	

6.3.10 试验成孔质量受钻头形式(说明图 6.3.10)、循环液压力、管靴长度、钻机液压及钻速等因素影响。钻头形式一般有以下几种,左侧形式钻头适用于黏性土体,后两种适用于砂类土,循环液压力一般根据土体的密实程度和颗粒大小进行调整,一般黏性土较砂类土采用的压力大,以最小程度减少对孔壁土体的扰动;管靴长度根据钻进情况可作调整,一般在密实或坚硬土体内钻进困难时,可调整管靴长度使得管靴切口距离钻头距离减小,这样有利于提高钻进效率;钻机液压和钻速根据土体坚硬程度,结合现场钻进效率可适当作增减压调整。根据我们在砂土及黏性土中进行的100余次剑桥式自钻试验,总结出以上成孔规律。



说明图 6.3.10 自钻旁压钻头

6.3.11 预钻式旁压试验成孔时将土取出,与其他原位测试相比这是一个有利条件,可以直接鉴别土层。在成孔过程中对地基土的类别、塑性状态、密实程度等进行实地观察描述,再根据试验结果对地基土评价是十分有利的。因此本规程特别提出利用成孔出土的机会要求对地基土进行描述。必要时,在室内可补做其他试验。

6.3.12 旁压贮气罐内压力宜高于预估测试所需的最高压力

0.2 MPa,但如果测点埋深较大、导气管长度较长或被测土体强度较大时,我们认为高于预估测试所需的最高压力 0.5 MPa 为宜。

6.3.14 加荷等级的大小主要考虑旁压  $p-V$  曲线要有足够的试验点描述。法国的资料介绍应有 10 个压力等级,最少 8 个,最多不超过 14 个。苏联的资料要求曲线有 15~16 个点,同时按黏性土的稠度和砂类土、泥灰土的孔隙比给出加荷等级,见说明表 6.3.14。

说明表 6.3.14 慢速试验法的压力等级

土类	压力等级 (kPa)
砂类土:	
密实 $e \leq 0.55$	100
中密 $0.55 < e \leq 0.75$	50
松散 $e > 0.75$	25
黏性土 ( $I_L$ —稠度):	
$0 < I_L \leq 0.5$	50
$0.5 < I_L \leq 1.0$	25

考虑目前国内的旁压试验主要应用于浅基极限承载力的确定和变形参数的估算,因此在  $p-V$  曲线上,首先要确定出临塑压力  $p_r$ 、极限压力  $p_L$  和线性段斜率  $\Delta p / \Delta V$ 。另外参考国内荷载板试验确定加荷等级的方法,规程中提出用估计地基设计承载力的 1/5 或极限承载力的 1/10 作为加荷等级。具体确定时可参照常用加荷等级 10 kPa、12.5 kPa、25 kPa、50 kPa、75 kPa、100 kPa、200 kPa、500 kPa 等选用。这种确定加荷等级方法比较简便,同时也可满足试验要求。为了提高确定  $p_0$  点的准确性可考虑开始 1~2 级加荷等级适当减小,以增加  $p_0$  前后的试验点。

6.3.15 如荷载板试验一样,旁压试验的加荷稳定时间是个重要问题。对于饱和黏性土、砂类土,不同的加荷稳定时间则固结程度是不同的,将直接影响试验结果。另外,完成一个旁压试验的时间

也有很大差别。出于不同的考虑,各国各部门对此规定差别很大。在法国,旁压试验是以快剪模式为基础,稳定时间规定为 1 min。苏联的国家标准 (ГОСТ—202726—74) 规定采用慢速和快速,并且提出快速法只用于区域工程地质勘察,慢速法适用于各类工程地基土勘察。在详细勘察中如果对岩土进行过快速与慢速的对比试验,则可使用快速法。快速和慢速的稳定时间见说明表 6.3.15。

说明表 6.3.15 不同试验方法每级荷载稳定时间

土 类	试验方法	稳定时间 (min)
砂类土:		
非饱和砂	慢	15
饱和砂	慢;快	30;3
黏性土 ( $I_L$ —稠度):		
$I_L \leq 0.25$	慢	30
$I_L > 0.25$	慢;快	60;6

稳定时间的确定从以下几个方面考虑是适宜的:

(1) 旁压试验的基本条件:旁压器是个柱状体,侧面面积大,如 PY 型三腔旁压器总长度为 50 cm,侧面积达 785 cm<sup>2</sup>。在这样大的面积上通过弹性膜给孔周土体施加压力,固结排水条件非常不利(试验段排水出路还要经过辅助腔)。与室内的压缩、强度等试验条件比,它的排水路径要大得多。所以对饱和土类,尤其是饱和黏性土,旁压试验基本上只能完成快剪模式的试验。如果考虑排水固结将使试验时间拖得过长,这对现场原位测试是很困难的。

(2) 地基变形问题:现行的有关规范和手册中地基变形计算方法是以前试验为依据的分层总和法,考虑了排水固结。如果利用旁压试验资料确定土的变形模量和压缩模量则需要通过与荷载板或压缩试验的对比建立关系。故对旁压试验的加荷稳定时间做出统一规定,同时按土类分别建立旁压和荷载(压缩)试验的变形(压

缩)模量相关关系,则变形计算中的固结问题也可得到解决。

(3)在采用快剪模式的前提下,黏性土、砂类土每级荷载的稳定时间 3 min 是比较适合的,其理由是:

①3 min 稳定时间,对黏性土符合快剪模式;对砂类土符合排水固结模式。

②当压力较高时,调压阀的灵活性较差,加压比较费力,从开始加压到准确加到给定值,所用时间较长。3 min 稳定时间与 1 min 相比较,操作误差小。

③稳定时间 3 min 和 1 min 相比,每级荷载完成的变形占稳定变形的比例大,且比较稳定,有利于变形参数的确定。对黄土(非饱和的三相土)不同稳定时间测管水位下降值的变化,3 min 产生的变形为 30 min(作为变形稳定的标准)的 90%以上。对黏性土和软土,铁道部第四勘察设计院提供的资料说明,在 3 min 的加荷时间内,拐点处的变形可完成稳定变形的 50%左右。

④3 min 的稳定标准国内已有较丰富的实践经验,取得的资料比较多。这一稳定标准一般可使一孔试验在 1 h 内完成,比较适合现场的试验条件,目前仪器的承压管路可以适应。若每级加荷时间拉长,为使压力保持稳定,在管路漏水等方面可能出现新的困难。

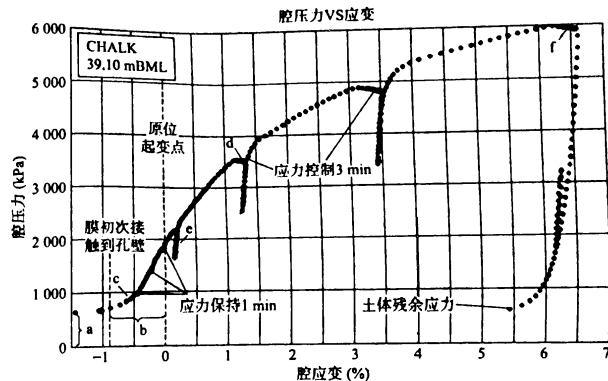
综合以上几点,本规程规定黏性土、砂类土加荷稳定时间为 3 min。

对风化岩和软岩一般不考虑加载时的排水固结问题。由于强度较高目前均是采用梅纳型旁压仪。根据国内外资料,加荷稳定时间为 1 min。

6.3.24~6.3.25 两种自钻式旁压现场试验操作方法差距较大,剑桥型旁压仪现场试验加、卸载操作按照其操作规程进行,根据该设备研发方现场培训人员的经验,在成孔扰动极小的土体内,卸载循环建议位于孔径向位移 0.5 mm、1.5 mm、2.5 mm 及 4.5 mm 可进行卸载循环操作,某剑桥型自钻式旁压现场试验加卸载过程如下:

(1)通过应变控制试验过程,试验前阶段应控制试验压力以恒

定的速率增加直至膨胀开始(说明图 6.3.24 中 a)。



说明图 6.3.24 某场地粉土剑桥型旁压成果曲线

(2)膨胀开始后,控制每分钟恒定应变 1%(说明图 6.3.24 中 b)。

(3)确保初始应力点易辨别(说明图 6.3.24 中 c)。

(4)卸载—加载循环之前需维持恒定的应力或应变(说明图 6.3.24 中 d)。

(5)卸载—加载循环过程中,旁压仪应以加载阶段同样的速率进行卸载,应控制卸载—加载循环中的卸载量,理论分析说明当卸荷量与该土体的抗剪强度相当时,这样的小范围卸载—加载循环试验处于岩土体的弹性范围内(说明图 6.3.24 中 e)。

(6)最终卸载过程中,旁压仪应以加载阶段同样的加载率进行卸载(说明图 6.3.24 中 f)。

6.4.2 本规程规定预钻式旁压曲线采用  $p-V$  曲线,因为它有明确的物理概念,表示孔周土体在压力作用下体积的变化。以往工程中采用  $p-S$  曲线的  $S$  值为测管的水位下降值,与土体的变形

缩)模量相关关系,则变形计算中的固结问题也可得到解决。

(3)在采用快剪模式的前提下,黏性土、砂类土每级荷载的稳定时间 3 min 是比较适合的,其理由是:

①3 min 稳定时间,对黏性土符合快剪模式;对砂类土符合排水固结模式。

②当压力较高时,调压阀的灵活性较差,加压比较费力,从开始加压到准确加到给定值,所用时间较长。3 min 稳定时间与 1 min 相比较,操作误差小。

③稳定时间 3 min 和 1 min 相比,每级荷载完成的变形占稳定变形的比例大,且比较稳定,有利于变形参数的确定。对黄土(非饱和的三相土)不同稳定时间测管水位下降值的变化,3 min 产生的变形为 30 min(作为变形稳定的标准)的 90%以上。对黏性土和软土,铁道部第四勘察设计院提供的资料说明,在 3 min 的加荷时间内,拐点处的变形可完成稳定变形的 50%左右。

④3 min 的稳定标准国内已有较丰富的实践经验,取得的资料比较多。这一稳定标准一般可使一孔试验在 1 h 内完成,比较适合现场的试验条件,目前仪器的承压管路可以适应。若每级加荷时间拉长,为使压力保持稳定,在管路漏水等方面可能出现新的困难。

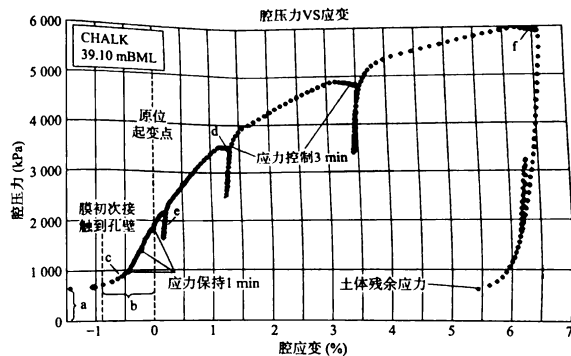
综合以上几点,本规程规定黏性土、砂类土加荷稳定时间为 3 min。

对风化岩和软岩一般不考虑加载时的排水固结问题。由于强度较高目前均是采用梅纳型旁压仪。根据国内外资料,加荷稳定时间为 1 min。

6.3.24~6.3.25 两种自钻式旁压现场试验操作方法差距较大,剑桥型旁压仪现场试验加、卸载操作按照其操作规程进行,根据该设备研发方现场培训人员的经验,在成孔扰动极小的土体内,卸载循环建议位于孔径向位移 0.5 mm、1.5 mm、2.5 mm 及 4.5 mm 可进行卸载循环操作,某剑桥型自钻式旁压现场试验加卸载过程如下:

(1)通过应变控制试验过程,试验前阶段应控制试验压力以恒

定的速率增加直至膨胀开始(说明图 6.3.24 中 a)。



说明图 6.3.24 某场地粉土剑桥型旁压成果曲线

(2)膨胀开始后,控制每分钟恒定应变 1%(说明图 6.3.24 中 b)。

(3)确保初始应力点易辨别(说明图 6.3.24 中 c)。

(4)卸载—加载循环之前需维持恒定的应力或应变(说明图 6.3.24 中 d)。

(5)卸载—加载循环过程中,旁压仪应以加载阶段同样的速率进行卸载,应控制卸载—加载循环中的卸载量,理论分析说明当卸荷量与该土体的抗剪强度相当时,这样的小范围卸载—加载循环试验处于岩土体的弹性范围内(说明图 6.3.24 中 e)。

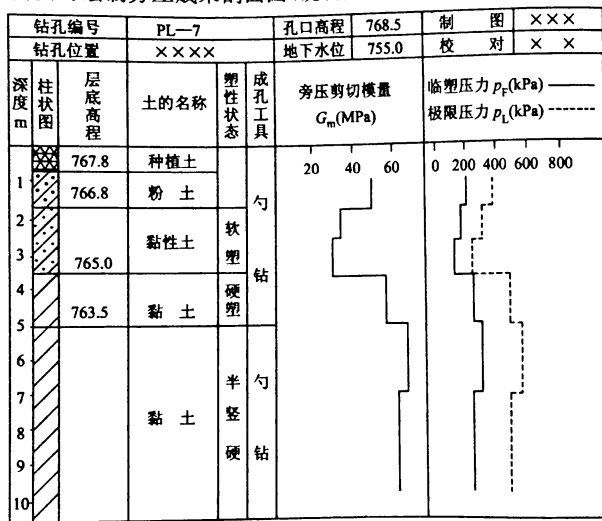
(6)最终卸载过程中,旁压仪应以加载阶段同样的加载率进行卸载(说明图 6.3.24 中 f)。

6.4.2 本规程规定预钻式旁压曲线采用  $p-V$  曲线,因为它有明确的物理概念,表示孔周土体在压力作用下体积的变化。以往工程中采用  $p-S$  曲线的  $S$  值为测管的水位下降值,与土体的变形

只是间接关系,在确定旁压剪切模量时要经过换算,不甚方便,且与国际常用方法不一致。

**6.4.3** 本规程规定预钻式旁压试验极限压力  $p_L$  用两倍体积法 ( $V_L = V_c + 2V_0$  时对应的压力) 确定,这是因为:(1) 体积达到  $V_L$  时,土体的塑性变形已相当大;(2) 与弹性膜的强度和灵敏度相协调;(3) 测管水位的限制;(4) 与国际上通用的方法一致,资料即可通用,又有可比性。由于仪器能力的限制及成孔孔径不合适等因素的影响,有时需外延  $p-V$  曲线来确定(外延前至少应有三个点可判断走势)。当外延有困难时,可利用试验的最后 2~4 级数据绘制  $p-1/V$  曲线,以  $1/(V_c + 2V_0)$  对应的压力确定  $p_L$ 。

**6.4.4** 确定了临塑压力  $p_F$ 、极限压力  $p_L$  和旁压剪切模量  $G_m$  后根据需可绘制旁压成果剖面图(说明图 6.4.4)。



说明图 6.4.4 旁压成果剖面图

**6.4.5** 黏性土、砂类土的试验资料表明,预钻式旁压试验在  $p-V$  曲线上准确地定出  $\sigma_{h0}$  是比较困难的。人们曾经认为成孔后,会有一些的缩孔,在旁压器膨胀的初期,向孔内膨胀的土体被挤压至原始位置时,所对应的压力便为地层水平压力。但对并非完全弹性变形的土体,这样的假设与实际情况有差异。按照这种设想把  $p-V$  曲线(或  $p-\Delta V$ ) 曲线第一拐点,即直线段起点  $p_0$  当作  $\sigma_{h0}$ 。实践证明,这种方法确定的  $\sigma_{h0}$  规律性差,且往往偏大。说明表 6.4.5—1 列举了贵州省建筑设计院的资料:红黏土中旁压试验  $p-V$  曲线直线段起点确定的  $\sigma_{h0}$  与深度的关系,可以看出 7 m~8 m 深度内  $\sigma_{h0}$  没有随深度增加,甚至有减小的趋势,故不能反映水平应力的变化规律。

说明表 6.4.5—1  $\sigma_{h0}$  与深度的关系

试验深度(m)	$\sigma_{h0}$ (kPa)	试验深度(m)	$\sigma_{h0}$ (kPa)	试验深度(m)	$\sigma_{h0}$ (kPa)	试验深度(m)	$\sigma_{h0}$ (kPa)	试验深度(m)	$\sigma_{h0}$ (kPa)
1.0	35	2.1	32	2.1	25	2.1	45	1.5	40
2.0	40	3.1	33	3.1	30	3.1	45	2.5	25
4.0	31	5.1	27	4.1	35	4.5	60	3.5	40
5.0	40	6.1	25	5.5	25	5.5	35	5.0	20
6.7	40	7.1	21	6.6	25	6.5	50	7.0	50
7.0	28	8.1	29	7.7	12	7.6	95	8.8	100

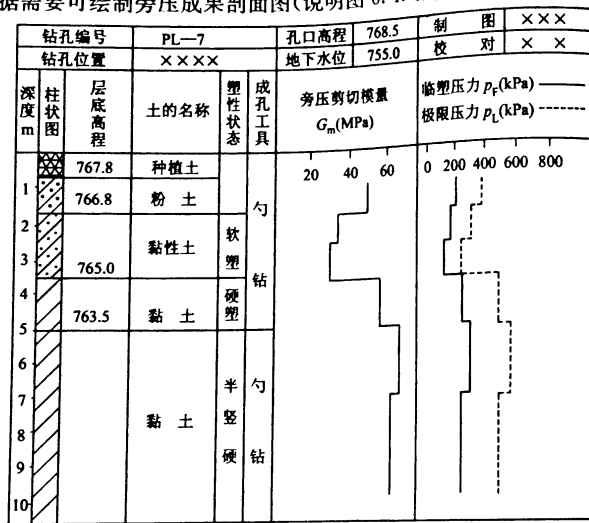
说明图 6.4.5 表示孔距 1 m, 试验深度相同, 成孔工具分别采用直径、长度不同的勺形钻和螺纹提土钻, 所取得的三个旁压试验曲线(贵州省建筑设计院)。曲线 1、2、3 的钻具直径分别为 54 mm、58 mm、62 mm。三个试验的  $p_F$  值非常接近, 而  $p_0$  却相差较大, 说明  $p_0$  不单单是水平压力的函数, 还与成孔的直径、孔壁土扰动程度等有关。因此用  $p_0$  表示地层静止水平总压力经常不准确。

由此便出现了作图修正法。比较简捷的如水利电力部《土工试验规程》(DS-128)(第二分册)推荐的把  $p-V$  曲线的直线段延

只是间接关系,在确定旁压剪切模量时要经过换算,不甚方便,且与国际常用方法不一致。

6.4.3 本规程规定预钻式旁压试验极限压力  $p_L$  用两倍体积法 ( $V_L = V_c + 2V_0$  时对应的压力) 确定,这是因为:(1) 体积达到  $V_L$  时,土体的塑性变形已相当大;(2) 与弹性膜的强度和灵敏度相协调;(3) 测管水位的限制;(4) 与国际上通用的方法一致,资料即可通用,又有可比性。由于仪器能力的限制及成孔孔径不合适等因素的影响,有时需外延  $p-V$  曲线来确定(外延前至少应有三个点数的影响,可判断走势)。当外延有困难时,可利用试验的最后 2~4 级数据绘制  $p-1/V$  曲线,以  $1/(V_c + 2V_0)$  对应的压力确定  $p_L$ 。

6.4.4 确定了临塑压力  $p_F$ 、极限压力  $p_L$  和旁压剪切模量  $G_m$  后根据需要可绘制旁压成果剖面图(说明图 6.4.4)。



组长:

日期:

说明图 6.4.4 旁压成果剖面图

6.4.5 黏性土、砂类土的试验资料表明,预钻式旁压试验在  $p-V$  曲线上准确地定出  $\sigma_{h0}$  是比较困难的。人们曾经认为成孔后,会有一些的缩孔,在旁压器膨胀的初期,向孔内膨胀的土体被挤压至原始位置时,所对应的压力便为地层水平压力。但对并非完全弹性变形的土体,这样的假设与实际情况有差异。按照这种设想把  $p-V$  曲线(或  $p-\Delta V$ ) 曲线第一拐点,即直线段起点  $p_0$  当作  $\sigma_{h0}$ 。实践证明,这种方法确定的  $\sigma_{h0}$  规律性差,且往往偏大。说明表 6.4.5—1 列举了贵州省建筑设计院的资料:红黏土中旁压试验  $p-V$  曲线直线段起点确定的  $\sigma_{h0}$  与深度的关系,可以看出 7 m~8 m 深度内  $\sigma_{h0}$  没有随深度增加,甚至有减小的趋势,故不能反映水平应力的变化规律。

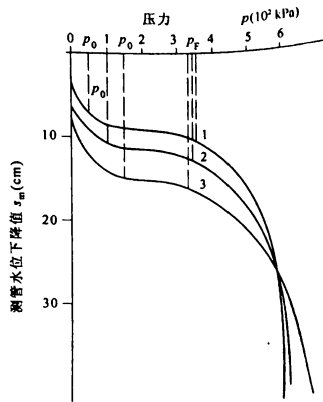
说明表 6.4.5—1  $\sigma_{h0}$  与深度的关系

试验深度(m)	$\sigma_{h0}$ (kPa)	试验深度(m)	$\sigma_{h0}$ (kPa)	试验深度(m)	$\sigma_{h0}$ (kPa)	试验深度(m)	$\sigma_{h0}$ (kPa)	试验深度(m)	$\sigma_{h0}$ (kPa)
1.0	35	2.1	32	2.1	25	2.1	45	1.5	40
2.0	40	3.1	33	3.1	30	3.1	45	2.5	25
4.0	31	5.1	27	4.1	35	4.5	60	3.5	40
5.0	40	6.1	25	5.5	25	5.5	35	5.0	20
6.7	40	7.1	21	6.6	25	6.5	50	7.0	50
7.0	28	8.1	29	7.7	12	7.6	95	8.8	100

说明图 6.4.5 表示孔距 1 m, 试验深度相同, 成孔工具分别采用直径、长度不同的勺形钻和螺纹提土钻, 所取得的三个旁压试验曲线(贵州省建筑设计院)。曲线 1、2、3 的钻具直径分别为 54 mm、58 mm、62 mm。三个试验的  $p_F$  值非常接近, 而  $p_0$  却相差较大, 说明  $p_0$  不单单是水平压力的函数, 还与成孔的直径、孔壁土扰动程度等有关。因此用  $p_0$  表示地层静止水平总压力经常不准确。

由此便出现了作图修正法。比较简捷的如水利电力部《土工试验规程》(DS—128)(第二分册)推荐的把  $p-V$  曲线的直线段延





说明图 6.4.5  $p_0$  的变化

长于  $V$  轴相交,其交点定义为  $V_0$ ,然后从  $V_0$  引水平线与  $p-V$  相交,交点对应的压力为  $V_0$ ,然后从  $V_0$  引水平线与  $p-V$  曲线相交,交点对应的压力为  $\sigma_{10}$ 。还有其他一些方法,基本想法是往小的方向修正,但这些修正理论依据都不充分。鉴于对  $p-V$  曲线直线段前的曲线段理论解释还不完善和直线段起点  $p_0$  值起伏较大,因此对浅基  $\sigma_{10}$  取值按式 (6.4.5) 计算是可行的。

对某些土类或地区,若图解法实践经验较丰富,规律性较好,也可作为确定地层静止水平总压力的方法之一。

对风化岩和软岩,长沙铁道学院对长沙地区旁压试验结果进行分析表明,通过  $p-V$  曲线 (或  $p-s$ ) 曲线确定的  $p_0$  比式 (6.4.5) 计算值要大得多。如以  $m = p_0/\sigma_{10}$  二者的关系,结果见说明表 6.4.5—2。

说明表 6.4.5—2 湖南地区软岩  $m = p_0/\sigma_{10}$

地质时代	风化程度	岩性	统计次数	$m$
第三系 R	$r_1 + r_2$	红色泥质砂岩	31	3.8
	$r_2$		5	2.9
	$r_3$	红色泥质砂岩	3	2.4
早第三系 E	$r_1 + r_2$	红砂岩	5	5.1
	$r_3$		3	1.7
白垩系	$r_1 + r_2$	红色泥质砂岩	59	5
	$r_3$		2	2.6
	$R_2 + r_2$	泥质砾岩	14	2.6
震旦系 Z		板溪群板岩	7	4.2
第四系 Q		(红色泥质砂岩) 残积土	19	1.4

注:1  $\sigma_{10}$  计算采用  $K_0 = 0.493$ ,  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ;

2  $r_1$  表示微风化,  $r_2$  表示弱风化,  $r_3$  表示强风化。

软岩旁压试验地层静止水平总压力  $\sigma_{10}$  的大小与岩层中的原始水平地应力、岩性、风化程度及成孔质量等因素有关,从说明表 6.4.5—2 可见,中风化和微风化的红砂岩  $p_0$  大约是  $\sigma_{10}$  计算值的 2~5 倍。这是由于红砂岩原始水平地应力较大,甚至超过竖向压力 ( $\gamma \cdot d$ ) 的缘故。

鉴于以上理由,本规程规定,在  $p-V$  曲线上确定软岩的地层水平总压力  $\sigma_{10}$ 。取  $p-V$  曲线直线段起点,即  $p_0$  为地层水平总压力  $\sigma_{10}$ 。

**6.4.6 地基基本承载力的确定**以旁压试验 ( $p_F - \sigma_{10}$ ) 作为控制指标,即  $\sigma_{10} = p_F - \sigma_{10}$  由 157 组荷载板和旁压对比试验的统计分析结果得到 (其中黏性土 68 组,黄土 66 组,砂类土 23 组) 的平均值为  $\sigma_0 = 1.0(p_F - \sigma_{10})$ 。因此公式  $\sigma_0 = (p_F - \sigma_{10})$  能够满足地基安全的要求。目前国内各部门的旁压试验技术规程采用此式。此外本次在原 2003 规程基础上增加了采用极限荷载确定基本承载力的方

法,有利于成果资料的分析应用。

对于中风化、微风化的岩石旁压试验常常达不到  $p_F$  就已接近或达到梅纳型旁压仪的容许最大压力,不能直接确定  $p_F$ 。通过统计发现,当地质时代相同,基本岩性一致时,例如湖南地区红砂岩的  $p_F$  与  $E_m$  之间,近似符合线性关系。因此,当  $p_F$  估计值与容许最大压力相差不大时,可以根据该软岩  $p_F$  与  $E_m$  ( $E_m = 2(1+V)(V_0 + V_m) \Delta p / \Delta V$ ) 的统计关系,由试验得到的  $E_m$  值近似确定  $p_F$ 。 $p_F$  和  $E_m$  的统计关系见说明表 6.4.6。

说明表 6.4.6 湖南地区红砂岩  $p_F$  与  $E_m$  回归分析表

岩性·时代	频数	相关系数	均方差(kPa)	回归方程式(kPa)
红砂岩·R	23	0.814 5	2 991	$p_F = 0.007\ 831 E_m + 976$
红砂岩·R	4	0.973 4	1 555	$p_F = 0.004\ 54 E_m + 2\ 330$
红砂岩·R	34	0.813 1	14 399	$p_F = 0.017\ 69 E_m + 475$

6.4.7 为建立旁压试验的极限压力  $p_L$  与地基极限承载力  $p_u$  关系,本次共收集了黄土、一般黏性土、粉土、砂土对比实验资料 79 组(荷载试验资料可以确定极限承载力为收集标准)。旁压试验的极限压力用两倍体积法确定;荷载试验的极限承载力用相对沉降为 6% 对应的压力确定。所采用的荷载试验资料试验条件为压板周围没有超载。

79 组对比资料线性回归结果如下:

$$p_u = 0.890\ 1(p_L - \sigma_{n0}) + 8.152\ 7(\text{kPa}) \quad (\text{说明 } 6.4.7)$$

相关系数  $\gamma = 0.943\ 2$

剩余标准差  $s = 39.4(\text{kPa})$

规程建议采用  $p_u = 0.89(p_L - \sigma_{n0})$

梅纳的极限承载力表达式为  $q_L - q_0 = m(p_L - p_0)$ , 其中  $q_L$  为浅基础的极限承载力,  $q_0$  为基底标高处土的覆盖压力,  $p_L$  为旁压极限压力,  $p_0 = K_0 \cdot \gamma \cdot d$ 。对于压板周围没有超载, 梅纳公式与式 (6.4.7) 形式是相近的。梅纳公式中的  $m$  为承载力系数, 与土的

类型、基础形式、宽度、埋深和施工方法有关。法国的资料表明, 对各种类型的土, 各种基础形式和宽度, 当埋深为 0 时  $m$  为 0.8, 较式 (6.4.7) 中系数稍小。以往国内较普遍的看法是  $(p_F - \sigma_{n0})$ 、 $(p_L - \sigma_{n0})$  与浅基的基本承载力和极限承载力相当。式 (6.4.7) 则是介于 0.8 与 1 之间。

6.4.8 旁压试验的一个重要特点是它可以描述地基土由开始承受荷载经弹性变形、塑性变形直至达到破坏的全过程, 尤其是可以得到似弹性变形阶段荷载与变形的关系。因此可以用旁压试验确定地基土的变形特征。

为了利用旁压试验资料确定地基土变形模量和压缩模量, 需要确定一种参数, 该参数应能反映地基土的变形性质并可以由旁压试验资料给出。由旁压试验轴对称分析可知, 旁压剪切模量表达式为  $G_m = (V_c + V_0 + \Delta V / 2) \cdot \Delta p / \Delta V$ 。公式右边各项均可根据  $p-V$  曲线直接确定, 比较简便。同时变形模量  $E_0$  与  $G_m$  的关系, 理论上为  $E_0 = 2(1+\mu)G_m$ , 因此用  $G_m$  确定  $E_0$ 、 $E_s$  是可行的。

旁压剪切模量  $G_m$  与变形模量  $E_0$  及压缩模量  $E_s$ , 虽然都表达地基土的变形性质, 但除定义有区别外 ( $G_m$  含泊松比  $\mu$  的影响), 还有以下影响因素:

(1) 旁压试验与荷载板试验和压缩试验的受力状态均有一定的区别。

(2) 上述三种试验荷载作用方向不同。

(3) 旁压试验的结果受孔周土体扰动的影响较大。

为了利用旁压试验确定地基土的变形模量和压缩模量, 可利用下列关系:

$$E_0 = K \cdot G_m \text{ 和 } E_s = K' \cdot G_m$$

$K$ 、 $K'$  是通过荷载与旁压, 室内压缩与旁压对比试验的分析得到的, 可以认为它们综合反映了上述诸种因素的影响, 分别称为变形模量转换系数。这种方法有两个特点: 其一, 旁压剪切模量  $G_m$  是由试验资料得到的, 不含其他需要凭经验确定的因素, 较能准确

地反映地基土的变形性质;其二,两式的关系是通过与荷载、压缩对比试验建立的,具有试验基础。

根据这种思路首先建立了黏性土和黄土的旁压剪切模量与变形模量、压缩模量的关系。这部分内容作为《地基土几种原位测试》的一个分题已通过部鉴定(鉴定证书编号:铁道部技 89015)。

黄土通过 87 组旁压与荷载对比试验线形回归得出:

$$E_0 = 3.723\,007 + 0.005\,321 G_m \text{ (MPa)} \quad (\text{说明 } 6.4.8-1)$$

$$\gamma = 0.834\,1, s = 6.34 \text{ MPa}.$$

黏性土 65 组旁压与荷载对比试验资料的线形回归得出:

$$E_0 = 1.835\,79 + 0.002\,854\,9 G_m \text{ (MPa)} \quad (\text{说明 } 6.4.8-2)$$

$$\gamma = 0.865\,5, s = 3.4 \text{ MPa}.$$

由于黏性土的塑性状态变化范围大,  $G_m$  与  $E_0$  的关系也将变化。将硬塑和坚硬的 26 组进行回归结果得出:

$$E_0 = 1.025\,67 + 0.004\,803\,9 G_m \text{ (MPa)} \quad (\text{说明 } 6.4.8-3)$$

$$\gamma = 0.918\,8.$$

关于压缩模量  $E_s$ , 进行了旁压与压缩对比试验, 分析结果如下:

黄土埋深不大于 3.0 m 时

$$E_s = 1.796\,92 + 0.001\,730 G_m \text{ (MPa)} \quad (\text{说明 } 6.4.8-4)$$

$$n = 75, \gamma = 0.787\,9, s = 3.53 \text{ MPa}.$$

黄土埋深大于 3.0 m 时

$$E_s = 1.484\,7 + 0.001\,427 G_m \text{ (MPa)} \quad (\text{说明 } 6.4.8-5)$$

$$n = 52, \gamma = 0.843\,1, s = 3.47 \text{ MPa}.$$

黏性土

$$E_s = 2.092\,4 + 0.002\,516\,2 G_m \text{ (MPa)}$$

(说明 6.4.8—6)

$$n = 65, \gamma = 0.836\,7, s = 2.2 \text{ MPa}.$$

综合以上结果, 给出了规程中表 6.4.8—1 和表 6.4.8—2。由于粉土的对比试验数据不多, 兼之改规之前, 土的工程分类与国标存在一定差别, 式(说明 6.4.8—6)及表 6.4.8—1, 实际上是将黏砂土 ( $I_p \leq 7$  的粉土) 纳入黏性土进行统计。对于粉土可参照表 6.4.8—1 取用。

对粉砂、细砂、中砂、粗砂进行了 19 组旁压与荷载板对比试验, 计算荷载板试验的变形模量和旁压剪切模量列于说明表 6.4.8。变形系数  $K$  值的变化: 粉~粉细~中~粗砂为 4.11~6.62~7.62~10.71, 由粉砂到粗砂,  $K$  值规律地从小到大。

考虑到试验组数还较少, 将砂类土分为粉细和中粗两个组, 分别计算出保证率为 85% 的  $K$  值变化范围:

粗细砂: 3.66~7.06;

中粗砂: 6.81~11.23。

本次规程编制提供 19 组对比试验资料(说明表 6.4.8), 虽然规律性比较好, 但数量偏少, 在原《铁路工程地基土旁压试验规程》TB 10046—96(征求意见稿)审议会上与会代表认为资料可贵, 在目前的情况下对砂类土的  $K$  值不宜规定过细, 但可按粒径分组, 便于使用。根据这些资料给出本规程表 6.4.8—3。

说明表 6.4.8 砂土荷载与旁压对比试验资料

顺号	土类别	荷载试验		旁压试验	$K = E_0 / G_m$
		$\Delta p / \Delta s$ (kPa/cm)	$E_0$ (MPa)	$G_m$ (MPa)	
1	粉砂	266	7.17	2.015	3.56
2	粉砂	331	8.24	2.182	4.10
3	粉砂	322	8.68	2.098	4.14

续说明表 6.4.8

续前附表 6.4.8

顺号	土类别	荷载试验		旁压试验	$K=E_0/G_m$
		$\Delta p/\Delta s$	$E_0$ (MPa)	$G_m$ (MPa)	
		(kPa/cm)			
4	粉砂	227	13.40	2.884	4.65
5	粉细砂	321	12.70	1.954	6.50
6	粉细砂	215	5.80	1.086	5.34
7	粉细砂	467	12.59	2.086	6.04
8	粉细砂	486	13.09	1.525	8.58
9	中砂	1 456	39.25	6.238	6.29
10	中砂	980	26.43	3.903	6.77
11	中砂	2 062	55.59	7.647	7.27
12	中砂	1 167	31.47	3.932	8.00
13	中砂	915	24.67	2.975	8.30
14	中砂	375	52.50	5.792	8.06
15	粗砂	308	8.31	0.975	8.52
16	粗砂	318	8.56	0.875	9.78
17	粗砂	598	16.13	1.460	11.05
18	粗砂	794	21.41	1.786	11.98
19	粗砂	206	5.54	0.454	12.20

6.4.9 铁四院依托中国铁路总公司科技研究开发项目《铁路工程地质原位测试相关参数测试方法研究》(J2015C008)对预钻式旁压试验确定水平基床系数进行了深入研究。根据基床系数的基本概念,旁压试验水平向基床系数的试验值  $k_h$  可按下式计算:

$$k_h = \frac{\Delta p}{\Delta r} \quad (\text{说明 6.4.9—1})$$

$$\Delta p = p_F - p_0 \quad (\text{说明 6.4.9—2})$$

$$\Delta r = r_F - r_0 \quad (\text{说明 6.4.9—3})$$

式中  $k_h$ ——旁压试验水平向基床系数的试验值(kN/m<sup>3</sup>);

$p_0$ —— $p$ - $V$  曲线上直线段起点对应的压力,称为初始压力(kPa);

$p_F$ —— $p$ - $V$  曲线上直线段终点对应的压力,称为临塑压力(kPa);

$r_0$ ——初始压力  $p_0$  对应的旁压膜的半径(m);

$r_F$ ——临塑压力  $p_F$  对应的旁压膜的半径(m);

$\Delta r$ ——旁压膜径向位移(m)。

基床系数与基础尺寸密切相关,基础尺寸越大,基床系数就相应减小。Menard 和 Rousseau 认为:土体总变形量由固结变形和剪切变形两部分组成,在压缩土层厚度大于基础宽度的地基土中,剪切变形量占大部分。两部分变形中,固结变形量与基础宽度成正比,而剪切变形量与基础宽度的关系为

$$\frac{s}{s_0} = \begin{cases} \frac{B}{B_0}, & B \leq 0.6 \text{ m} \\ \left(\frac{B}{B_0}\right)^a, & B > 0.6 \text{ m} \end{cases} \quad (\text{说明 6.4.9—4})$$

式中  $B$ ——基础直径或宽度(m);

$B_0$ ——参考基础直径或宽度(0.6 m);

$s$ ——基础直径或宽度为  $B$  时的土体剪切变形量(m);

$s_0$ ——基础直径或宽度为 0.6 m 时土体剪切变形量(m);

$a$ ——梅纳结构系数其值随土类变化。

基础宽度小于 0.6 m 时,土体的总变形量与基础的宽度基本上成正比;而对于基础宽度大于 0.6 m 时,土体的剪切变形量随着土体的粒状性质的增加偏离线性的性质将更加明显( $a$  值从泥炭土的 1 到砂土的 1/3)。对侧向受压土体一般可视其压缩层的厚度为无穷大,因而剪切变形量将占总变形量的绝大部分,所以总变形量也将随土体颗粒粒径的增加而偏离线性。

因此对于任意直径或宽度的基础,对应的旁压试验的水平基

床系数  $K_b$  为

$$K_b = \begin{cases} \left(\frac{D}{B}\right) k_b & B \leq 0.6 \text{ m} \\ \left(\frac{D}{2r_m}\right) k_b & B > 0.6 \text{ m} \end{cases} = \begin{cases} \left(\frac{D}{2r_m}\right) k_b & B \leq 0.6 \text{ m} \\ \left(\frac{D}{0.6}\right) k_b & B > 0.6 \text{ m} \end{cases}$$

(说明 6.4.9—5)

$$r_m = \frac{r_f + r_o}{2} \quad (\text{说明 6.4.9—6})$$

$$D_m = 2r_m \quad (\text{说明 6.4.9—7})$$

式中  $K_b$ ——对于任意直径或宽度的基础旁压试验水平床系数

数 ( $\text{kN/m}^3$ )。

由于基础形式多样,尺寸差异较大,须统一定义一个基础尺寸

对应水平床系数作为基准,便于现场试验与比较分析,工程设计

时根据支护结构的实际尺寸再换算成对应水平床系数。根据国

内外经验,特定基础尺寸宽度为 30 cm 对应的水平床系数为

$$K_{b1} = \left(\frac{20}{3} r_m\right) k_b \quad (\text{说明 6.4.9—8})$$

式中  $K_{b1}$ ——旁压试验基准水平床系数 ( $\text{kN/m}^3$ )。

目前《上海市工程建设规范〈岩土工程勘察规范〉》(DGJ08—

37—2012)提供的方法与式(说明 6.4.9—1)一致,仅仅是计算旁

压试验水平床系数的试验值,未考虑基础尺寸的影响,未进行尺

寸修正,计算结果显著偏大。

法国梅纳研究中心提出的建议公式(简称“梅纳法”)可按如下

推导:

$$K_b = \frac{\frac{18E_m}{4B(2.65)^a + 3aB}}{\frac{18E_m}{4B_0(2.65)^a + 3aB_0}} = \frac{4B_0(2.65)^a + 3aB_0}{4B(2.65)^a + 3aB}$$

$$= \begin{cases} \frac{18(1+\mu)}{4B(2.65)^a + 3aB} r_m \cdot k_b, (B \leq 0.6 \text{ m}) \\ \frac{18(1+\mu)}{4B_0(2.65)^a + 3aB} r_m \cdot k_b, (B > 0.6 \text{ m}) \end{cases}$$

(说明 6.4.9—9)

式中  $B$ ——基础直径(或宽度);

$B_0$ ——基础参考直径(或宽度),取值 0.6 m;

$E_m$ ——旁压模量(MPa);

$k_b$ ——旁压试验计算土体的水平向床系数的试验值 ( $\text{kN/m}^3$ );

$\mu$ ——土的泊松比;

$a$ ——梅纳结构系数。

则“梅纳法”对应的基准水平床系数  $K_{b1}$  可按下式计算:

$$K_{b1} = \left[ \frac{4 \times (2.65)^a + 3a}{60(1+\mu)} r_m \right] k_b \quad (\text{说明 6.4.9—10})$$

日本《建筑物基础的抗震设计规范》建议的公式(简称“日本

法”)可按如下推导:

$$K_b = 2.5298 \frac{E_m}{(1+\mu)^4} = 2.5298 \frac{B^3}{(1+\mu)^4} \cdot k_b$$

(说明 6.4.9—11)

则“日本法”对应的基准水平床系数  $K_{b1}$  可按下式计算:

$$K_{b1} = [6.2409(1+\mu) r_m] k_b \quad (\text{说明 6.4.9—12})$$

式(说明 6.4.9—8)计算基准水平床系数  $K_{b1}$  简称“铁四院法”。

其式(说明 6.4.9—10)(简称“梅纳法”)及式(说明 6.4.9—12)(简称

“日本法”)都含有一个基本项,即旁压试验水平床系数试验值

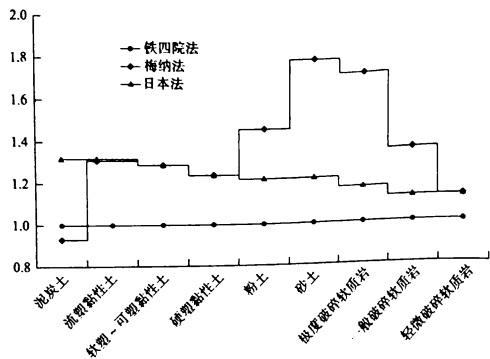
$k_b$ , 其余项都可以看成对  $k_b$  的修正系数。对于不同土类,“梅纳

法”、“日本法”与“铁四院法”的对比关系如说明图 6.4.9—1(“铁

四院法”床系数相对取值 1)所示。从图中可以看出,“铁四院法”

计算结果与“梅纳法”、“日本法”是较为接近的。

铁四院依托高速铁路与城市轨道交通等工程勘察项目,对旁



说明图 6.4.9—1 铁四院法与梅纳法、日本法计算基准水平基床系数  $K_b$  对比图

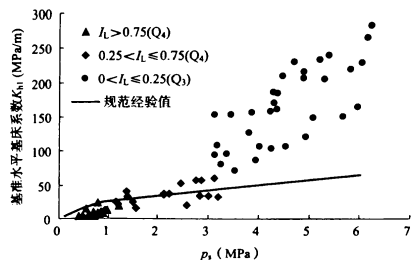
压试验、扁板侧胀试验及螺旋板载荷试验确定基准基床系数进行了大量对比试验研究,试验场地涵盖全国多个地区,涉及流塑~硬塑的黏性土,松散~中密的砂类土,具有广泛的地区代表性。旁压试验结果分析如下:

(1)对于黏性土,旁压试验采用式(说明 6.4.9—8)计算基准水平基床系数  $K_b$  统计结果见说明表 6.4.9—1 与说明图 6.4.9—2。从中可以看出,对于液性指数  $I_L > 0.5$  的黏性土( $Q_4$ ),预钻式旁压试验计算的  $K_b$  比规范经验值偏小,这可能主要是在软黏土地区,成孔质量很难达到要求,对孔壁扰动大,导致试验结果偏小;对于  $0.25 < I_L \leq 0.5$  的黏性土( $Q_4$ ),预钻式旁压试验计算的  $K_b$  与规范经验值较为接近;对于  $I_L \leq 0.25$  的黏性土( $Q_3$ ),预钻式旁压试验计算的  $K_b$  比规范经验值偏大,且随着  $I_L$  值的减小,差值越来越大。

说明表 6.4.9—1 旁压试验确定黏性土  $K_b$  (MPa/m)统计表

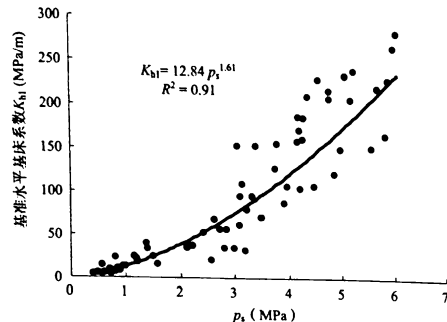
土类	状态	成因	样本数	取值	静力触探		水平基准基床系数 $K_b$	
					$q_c$ (MPa)	$p_s$ (MPa)	计算值	经验值
黏性土	$I_L > 0.75$	$Q_4^1$	16	最大值	1.1	1.2	23.1	10~25
				最小值	0.5	0.5	3.4	
				平均值	0.8	0.8	8.9	
				标准差	0.2	0.2	5.6	
				变异系数	0.24	0.24	0.62	
	$0.25 < I_L \leq 0.75$	$Q_4^1$	19	最大值	3.0	4.4	61.1	20~45
				最小值	0.9	1.4	12.2	
				平均值	1.9	2.8	34.6	
				标准差	0.6	0.8	14.1	
				变异系数	0.32	0.31	0.41	
	$0 < I_L \leq 0.25$	$Q_4^1$	45	最大值	5.9	8.3	279.7	30~65
				最小值	1.8	3.2	68.6	
				平均值	3.3	4.6	172.6	
				标准差	0.8	1.2	55.3	
				变异系数	0.25	0.26	0.32	

注:经验值参考《城市轨道交通岩土工程勘察规范》GB 50307—2012 附录 H。

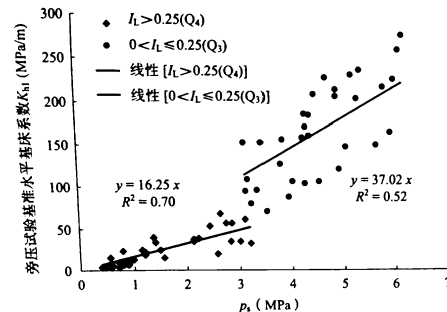


说明图 6.4.9—2 旁压试验确定黏性土  $K_b$  分布图

对旁压试验计算  $K_{h1}$  与静力触探比贯入阻力  $p_s$  进行拟合分析如说明图 6.4.9—3 所示, 若按  $I_L > 0.25$  的黏性土 ( $Q_4$ ) 与  $0 < I_L \leq 0.25$  的黏性土 ( $Q_3$ ) 分别与  $p_s$  进行拟合分析如说明图 6.4.9—4 所示。



说明图 6.4.9—3 旁压试验计算黏性土  $K_{h1}$  与  $p_s$  拟合分析图(一)



说明图 6.4.9—4 旁压试验计算黏性土  $K_{h1}$  与  $p_s$  拟合分析图(二)

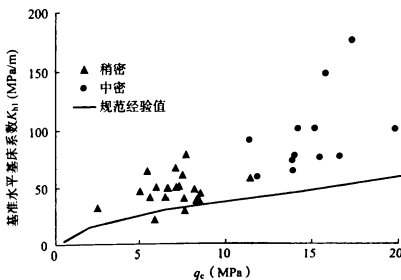
(2) 对于砂土, 旁压试验采用式(说明 6.4.9—8)计算基准水

平基床系数统计结果见说明表 6.4.9—2 与说明图 6.4.9—5。从说明表 6.4.9—2 与说明图 6.4.9—5 中可以看出, 对于砂土 ( $Q_4$ ), 预钻式旁压试验计算的  $K_{h1}$  比规范经验值偏大。

说明表 6.4.9—2 旁压试验确定砂土基准水平基床系数  $K_{h1}$  (MPa/m) 统计表

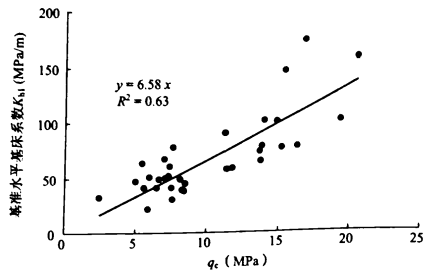
土类	状态	成因	样本数	取值	静力触探	水平基准基床系数 $K_{h1}$	
					$q_c$ (MPa)	计算值	经验值
砂土	稍密	$Q_4^1$	21	最大值	11.4	78.1	10~30
				最小值	2.5	21.6	
				平均值	7.2	48.2	
				标准差	1.9	13.7	
				变异系数	0.26	0.28	
砂土	中密	$Q_4^1$	13	最大值	20.6	173.3	20~45
				最小值	10.4	58.6	
				平均值	14.8	99.4	
				标准差	3.0	36.7	
				变异系数	0.20	0.37	

注: 经验值参考《城市轨道交通岩土工程勘察规范》GB 50307—2012 附录 H。



说明图 6.4.9—5 旁压试验确定砂土  $K_{h1}$  分布图

对旁压试验计算基准水平基床系数与静力触探锥尖阻力  $q_c$  进行拟合分析如说明图 6.4.9—6 所示。



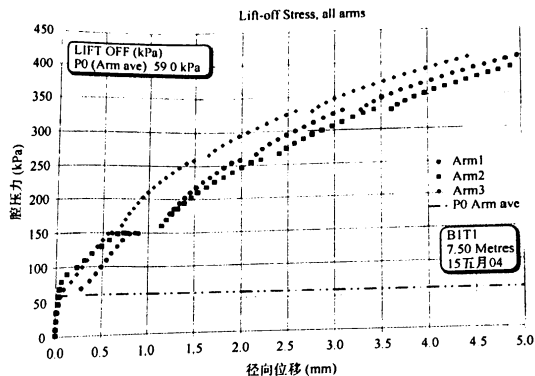
说明图 6.4.9—6 旁压试验计算砂类土  $K_b$  与  $q_c$  拟合分析图

6.4.12 梅纳型自钻式旁压试验采用应力控制式,与预钻式加压试验过程类似,故所述部分参数按本规程第 6.4.3 条、第 6.4.8 条确定。

6.4.13 自钻式旁压仪研发的主要目的之一就是为能够直接测定原位水平应力。对于原位水平应力  $p_0$  的确定一般采用以下两种方法:

①Lift-off 法(又名观察法)仅对自钻式旁压试验成果处理有效,对黏性土和粉质黏土分析效果好。它假定旁压仪钻进时对腔壁土体的扰动很小或不扰动,膜首次移动对应的压力极为  $p_0$ (说明图 6.4.13—1)。

②Marsland&Randolph 分析  $p_0$  的方法以确定屈服应力  $p_t$  为前提,认为在原位侧压力点  $p_0$  附近土体呈简单弹性变形,总压力与径向位移呈线性关系,当周围土体的应力达到不排水抗剪强度  $c_u$  时,土体的弹性变形行为结束,应力—应变曲线开始弯曲,这时有如下关系:  $p_t = p_0 + c_u$ , 根据这种思路,可采用迭代法来推导  $p_0$ ,



说明图 6.4.13—1 某场地砂土 Lift-off 法求解  $p_0$

首先假定一个  $p_0$  值,根据该值在曲线上确定一个临时应变起始点,这样就生成一个总压力和平应变的半对数曲线,用该曲线推导出假定  $p_0$  值下的  $c_u$  值,将  $p_0 + c_u$  与  $p_t$  比较,反复上述过程,直至  $p_0 + c_u = p_t$ ,这个迭代过程可在电脑中进行(说明图 6.4.13—2)。

剑桥型自钻式旁压试验极限压力  $p_L$ 、不排水抗剪强度  $c_u$  基于 Gibson&Anderson(1961)土体弹性/完全塑性计算理论给出的简化公式:

$$p = p_L + c_u \ln \gamma \quad (\text{说明 } 6.4.13-1)$$

式中  $p$ ——旁压试验总压力(kPa);

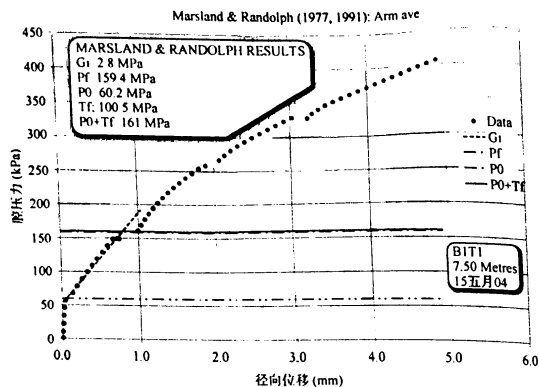
$p_L$ ——极限压力(kPa);

$c_u$ ——不排水抗剪强度(kPa);

$\gamma$ ——剪切应变。

式(说明 6.4.13—1)表明:不排水抗剪强度  $c_u$  和极限压力  $p_L$





说明图 6.4.13—2 某场地砂土 Marsland&Randolph 法求解  $p_0$

可从  $p-\ln \gamma$  曲线中获取(说明图 6.4.13—2),不排水抗剪强度  $c_u$  和极限压力  $p_L$  分别为直线的斜率和截距。

初始压力  $p_0$ 、临塑压力  $p_L$ 、不排水抗剪强度  $\tau_L$  按照 Marsland&Randolph(1977)方法分析,该方法基于能确定塑性变形开始的压力值,即临塑压力  $p_L$ ,此方法需满足以下假设条件:

(1)达到初始应力后,土体表现为线弹性变形,该段压力—应变线性关系表现为直线型。

(2)当压力达到孔壁土体的不排水抗剪强度时,即停止弹性行为,因此压力—应变线性关系将表现为曲线型。

初始压力  $p_0$ 、临塑压力  $p_L$ 、不排水抗剪强度  $\tau_L$  关系如下:

$$p_L = p_0 + \tau_L \quad (\text{说明 6.4.13—2})$$

式中  $\tau_L$ ——不排水抗剪强度(kPa),  $\tau_L = c_u$ ;

$p_L$ ——临塑压力(kPa)。

基于上述公式,使  $p_0 + \tau_L$  无限接近已给定的临塑压力  $p_L$ (说明图 6.4.13—2),可通过计算机迭代法执行这一过程,最终推导出  $p_0$ 。

7.1.1 标贯试验一般适用于黏性土、粉土、砂类土,但根据目前国内国外已有的成熟经验,在花岗岩类地层分布区可将应用范围扩大到残积土和全风化、强风化岩。

7.1.2 标贯试验设备简单,操作方便,节省时间,是种较好的勘探手段。但标贯又是一种比较粗糙的原位试验,如操作得当,在砂土中能反映它在天然结构条件下,基本上处于天然应力状态时抵抗贯入的能力,从而间接地评价砂土的工程性质。国内国外有许多应用标贯试验数据评价岩土工程性能的经验公式,但这些经验关系都是在一定的地区范围或一定的锤击数范围内获得的,应用时必须考虑其是否适用,是否可外推,不可随意套用。这些经验公式如果是按某一校正后的锤击数统计获得的,则应用时也必须按同样方法对锤击数作修正。对于重要工程,或没有标贯经验的地区,建议将标贯与其他原位或室内试验相结合。

7.2.1~7.2.2 本规程采用的规格尺寸考虑到国内各单位实际使用情况,并参考多数国家常用的规格选用的。国内外标准贯入试验常用设备及规格尺寸见说明表 7.2。探杆一般采用  $\phi 42$  mm 钻杆,但  $\phi 50$  mm 钻杆在国内外也有使用(参考论文刘晓静 2013 年就两种杆径对砂层标准贯入试验击数的影响作了初步探讨);钻探的指标除了弯曲度应小于 0.1% 外,一般还有小于 10 kg/m 的指标控制(美国 ASTM;中国 GB 50021—2001,2009 版)。

7.4.1 由于标准贯入试验的断续性,绘制  $N-d$  曲线时,应按直方图包络线的形式绘制。

说明表 7.2 国内外标准贯入试验常用设备及规格尺寸

单位(国别)	落锤		对开式贯入器			钻杆	最大试验深度(m)	贯入阻力记录方法及其他
	锤重(kg)	落高(cm)	方式	全长(mm)	外径(mm)	内径(mm)	刃口角	
南京水利试验处(1935)	63.5	76	人力牵引	700	51	35	30°	每75 cm(或150 cm)将贯入器打入15 cm后,再记录入土30 cm的击数。如遇大于50击的硬土层可记50击时的入土深度或记入土10 cm左右时所需击数
《岩土工程勘察规范》(GB 50021—94)	63.5	76		≥576	51	35		
本规程	63.5	76	自动脱钩	750	51	35	17°50'	
ASTM D1586—67(74)(美国)	63.5 (140#)	76(30")		最小686 (27")	51(2")	38 (1.5")	18°30' 刃口稍圆	(1) 贯入器每次打入土中45 cm(18")或打入100击为止 (2) 每入土深15 cm(6")记录一次击数,第二、三个15 cm(6")所需击数为N值 (3) 如贯入土深度小于45 cm(18"),则最后入土30.5 cm(12")时,记录击数与入土深
							41.2 mm (1.625") 内径 28.6 mm (1.125")	<15.24 (50')
							厚壁管	>15 (或75')

续说明表 7.2

单位(国别)	落锤		对开式贯入器			钻杆	最大试验深度(m)	贯入阻力记录方法及其他
	锤重(kg)	落高(cm)	方式	全长(mm)	外径(mm)	内径(mm)	刃口角	
太沙基与派克(1967)	63.5 (140#)	76 (30")		711 (28")	51(2")	35 (1.375")		贯入器先打入15 cm(6")后,再记入土30.5 cm(12")所需击数
路务局(1974)(美国)	63.5 (140#)	76 (30")	人力牵引	864 (34")	51 (2")		A型外径 413.7 mm (35") B型外径 48.7 mm 为标准	贯入器入土15 cm(6")后,再记入土30.5 cm(12")所需击数,本仪器以50击为限,如遇硬土层超过50击时,则记50击时入土深度
纽约市法规	136 (300#)	45.7 (18")			64(2.5")			记录每贯入30.5 cm(12")的击数
工业标准 A1219—1961 JISM14—09	63.5	75		810	51	35	外径 40.5 mm 或 42 mm	德国与捷克标准和日本仿

续说明表 7.2

单位(国别)	落锤		对开式贯入器				钻杆	最大试验深度(m)	贯入阻力记录方法及其他
	锤重(kg)	落高(cm)	方式	全长(mm)	外径(mm)	内径(mm)	刃口角		
大型贯入器 (日本)	100	150		700	73	51			用于超高层大楼与巨型桥梁的绿地基、各大砾石地层(贯入器及不开锈钢管、内装塑料衬筒)
	65	75		770	50.8	34.8			每米在贯入 15 cm 后,再量测贯入 30 cm 的击数 $N$
	65	75		770	41.3	25.4			每米量测开始贯入 30 cm 的击数 $N$
	60	75		53.7	46	36.5			每米量测开始贯入 30 cm 的击数 $N$
阿根廷标准	70	70		870	50.2	39			每米先量测开始贯入 15 cm 的击数,然后以贯入 30 cm 的击数为 $N$ 值
	63.5 ± 0.5	76 ± 2		<685	51	35	19°40' 在 AW 型外径 43.7 mm 中,用实心锤尖代替	<15	每贯入 30 cm 的击数 $N$ 值
欧洲标准 1977							BW 型外径 54 mm	>15	贯入器内有 $\phi$ 1 球洞

7.4.2 用标准贯入试验确定砂类土的密实度在内容本质上与《铁路工程岩土分类标准》TB 10077 完全一致。本规程表 7.4.2-1 采用的是土层的平均值  $\bar{N}$ ,而非单点值  $N$ ,这是由土层的成层性或土体的聚积性所决定的。因此,两个标准在内涵上是统一的。本规程表 7.4.2-2 则是综合冶金部武汉勘察公司实践经验、上海市《岩土工程勘察规范》有关内容及太沙基和派克早年的经验介绍、同时结合铁路实践验证后制定的,有较普遍的实用性。

7.4.3 花岗岩类的残积土、全风化岩、强风化岩划分依据国家标准《城市轨道交通岩土工程勘察规范》GB 50307 和《岩土工程勘察规范》GB 50021 内容作了相应增加。由于地下水对标准贯入锤击数影响较大,地下水发育时使用此表应慎重,宜布置一些取芯钻孔对其进行修正。

7.4.4 用  $N$  值判定可液化土层的地震液化结合现行国家标准《中国地震动参数区划图》GB 18306—2015 和《铁路工程抗震设计规范》GB 50111 内容作了相应修订。

7.4.5 现行《岩土工程勘察规范》GB 50021 规定:“应用  $N$  值时是否修正和如何修正,应根据建立统计关系时的具体规定而定。”该规范条文说明指出:“通过实测杆件的锤击应力波,发现锤击传输给杆件的能量变化远大于杆长变化时能量的衰减,故建议不作杆长修正的  $N$  值是基本的数值,考虑到过去建立的  $N$  值与土性参数、承载力的经验关系所用  $N$  值均经杆长修正,故对既往已有的经验公式或相关表格,应按其推出时的规定决定是否修正。勘察报告应提供不作杆长修正的  $N$  值,应用时再根据情况考虑修正或不修正,用何种方法修正。”

一般来说,当应用于国内既往已有的经验公式或表格时,应对  $N$  值需进行杆长修正(说明表 7.4.5),用于判别砂土液化及划分砂土密实度及划分花岗岩类残积土、全风化、强风化界限时不对  $N$  值进行修正。

说明表 7.4.5 钻杆修正系数  $\alpha$

钻杆长度(m)	≤3	6	9	12	15	18	21
钻杆修正系数 $\alpha$	1.00	0.92	0.86	0.81	0.77	0.73	0.70

现行欧美标准均强调设备能量比  $E$  的测定,并要求将实测的  $N$  值通过应用修正系数转化为标准化  $N$  值,主要采用 Skempton、Robertson & Wride 建议的修正方法或其变种。需要注意的是,欧美大部分  $N$  值与土壤特性(相对密度、摩擦角)间的关系式是基于重锤系统传递 60% 能量的假定,在将  $N$  值应用于经验和半经验关系式时应谨慎选用  $N$  值的修正类型。一些关系式要求  $N$  值还需要为上覆压力而修正,即  $(N_1)_{60}$ ,然而其他关系式可能只要求 60% 能量效率下的值即  $N_{60}$ 。

8.1.1 轻型、重型、特重型动力触探适用土类范围见说明表

8.1.1. 根据目前国内国外已有的成熟经验,在一定条件下可将应用范围扩大到全风化、强风化岩。

说明表 8.1.1 DPT 适用的土类范围

适用 范围 类型	黏性土		粉 土	砂 类 土					碎石类土(无胶结)		
	黏土	粉质黏土		粉砂	细砂	中砂	粗砂	砾砂	圆砾 角砾	卵石 碎石	漂石 块石
轻型	■■■■■										
重型	■■■■■										
特重型											

注: ■■■■■ 用于确定地基基本承载力( $\sigma_0$ )和变形模量( $E_0$ );

■■■■■ 用于划分土的力学分层、评价土层的均匀程度。

动力触探是定量确定土的主要工程特征指标的有效测试方法之一。多年来路内外有关单位已积累了不少经验,但资料尚存在一定局限性,目前鉴于资料的原因,仅对部分土类提出力学指标的确定办法。对其他土类还有待进一步试验研究加以完善。在临界深度内,击数显著偏小,不能反映正常地基土的力学性质,不宜评判地基承载力。

8.1.2 应用动力触探划分具有不同力学性质的土层和评价土的均匀程度,能得到很好的效果。多年来国内在这方面的成功实例很多。实践经验表明,只要土层的力学性质有明显差异,如扰动土和天然土层都可用动力触探来探查其空间分布范围。动力触探甚至可用以探查土洞、滑动面或极软岩的风化厚度。动力触探与打入桩极其相似,用于确定桩基持力层,效果良好。

8.2.1 轻型动力触探主要优点在于设备轻便,方法简单,对一般黏性土层浅基测试和施工验槽等,有实用价值。

重型动力触探适用范围广,是国内外应用较普遍的一种类型,其锤击能量与标准贯入和国际上通用的动力触探的能量一致,本规程将重型作为动力触探系列的基本类型。

随着动力触探最初用于砂类土,而后逐步扩展到在较密实碎石类土的应用,其锤击能量也向高的方向发展,本规程将目前国内使用较多的锤重 120 kg、落距 100 cm 的动力触探定为特重型列入动力触探系列。

近年来实践经验表明,将轻型、重型、特重型三种类型作为动力触探系列,能满足各类土测试要求。

8.3.3 锤击频率的高低,决定于重锤上升的速度,通过大量试验观测,当锤击频率大于 30 击/min 时,重锤上升速度快,由于上升惯性作用,往往造成重锤落距超限。

15 击/min~30 击/min 的规定与国内及欧洲一些国家动力触探试验标准基本相同。

8.3.6 重型、特重型动力触探在预钻孔内作业时,实践经验表明,随着预钻孔深度、孔径和触探土层密实程度的增加,探杆出现偏斜、弯曲变形也愈明显。

根据采用:①直接在孔径 150 mm~110 mm 预钻孔内试验;②在预钻孔内用直径小于 90 mm 孔壁管保护;③在预钻孔内用松土回填(不夯实)等三种方法,在同一地层(黏土、砂土、碎石类土)不同深度预钻孔内进行对比试验,其结果反映出:

(1)当预钻孔深度小于3 m,实测击数小于8击/10 cm(在黏性土、砂土中)时,三种方法试验结果,探杆变形现象和实测击数无明显差异。随预钻孔深度和被测试土层密实程度增加,①与②、③比较,前者的探杆变形现象明显加剧,并且①的实测击数也比②、③明显增大,这说明了①方法锤击能耗较②、③方法明显提高。

(2)②和③方法在不同预钻孔深度或不同密实度的土层中比较,结果不论探杆变形或是实测击数均无明显差异。对比试验表明了由于孔内回填松土引起的探杆侧壁摩擦力,可以忽略。

8.4.3 对于动力触探杆长修正问题,目前国内外还存在着不同意见:一种意见认为随着杆长不同,触探能量的传递与损耗不同,因此需对杆长进行校正。另一种意见,根据试验认为,在一定范围内,杆长不同对触探指标(击数)值的影响可以忽略。

杆长影响是否需要修正还要与应用动探成果时的经验相适应,如果原有建立的动力触探击数( $N_{63.5}$ )与地基承载力( $\sigma_0$ )的相关关系式(经验公式)是根据经杆长校正后的击数统计建立的,则应考虑杆长的校正。

本规程采用现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021 确定的杆长击数修正系数表。本规程表 8.4.9~表 8.4.11 是根据铁二院 1988 年编制的《动力触探技术规定》中动力触探击数与地基基本承载力、变形模量的关系式而来的,该关系式是按杆长影响校正后击数统计的。鉴于上述情况本规程对重型动力触探实测击数,需按杆长击数进行校正。对于根据特重型动力触探资料求取地基基本承载力、变形模量,特重型动力触探实测击数需先经本规程公式(8.4.4)换算成重型动力触探实测击数,再按重型动力触探杆长击数进行校正。

假定特重型动力触探杆长 10 m,特重型动力触探实测击数 1~30(说明表 8.4.3),查表 8.4.3—2 得相应特重型动力触探杆长修正系数(说明表 8.4.3),按本规程表 8.4.15—2 判定碎石类土相应密实度(说明表 8.4.3);按本规程公式(8.4.4)将特重型动

力触探实测击数换算成重型动力触探实测击数,再按重型动力触探杆长修正系数表 8.4.3—1 修正,修正后按本规程表 8.4.15—1 判定碎石类土相应密实度(说明表 8.4.3)。从说明表 8.4.3 中可看出两种途径判定的碎石类土密实度不完全一致,有的差一个等级,说明特重型动力触探杆长修正系数表 8.4.3—2 和重型动力触探杆长修正系数表 8.4.3—1 应用在判定碎石类土密实度时不完全一致。所以,当采用特重型动力触探确定碎石土密实度时,杆长修正系数表应采用特重型动力触探杆长修正系数表 8.4.3—2,当采用重型动力触探确定碎石土密实度时,杆长修正系数表应采用重型动力触探杆长修正系数表 8.4.3—1。

说明表 8.4.3 特重型和重型动力触探确定碎石土密实度对比表

$N_{120}$	$\alpha_2$	$N'_{120}$	密实度	$N_{63.5}$	$\alpha_1$	$N'_{63.5}$	密实度
1	0.875	0.9	松散	2.5	0.905	2.3	松散
3	0.740	2.2	松散	8.5	0.865	7.4	稍密
5	0.705	3.5	稍密	14.5	0.795	11.5	中密
7	0.685	4.8	稍密	20.5	0.745	15.3	中密
9	0.675	6.1	中密	26.5	0.710	18.8	中密
10	0.670	6.7	中密	29.5	0.695	20.5	密实
15	0.655	9.8	中密	44.5	0.630	28.0	密实
20	0.640	12.8	密实	59.5	0.610	36.3	密实
25	0.625	15.6	密实	74.5	0.610	45.4	密实
30	0.615	18.5	密实	89.5	0.610	54.6	密实

8.4.4 式(8.4.4)是根据重型和特重型动力触探以探杆直径( $\phi=50$  mm),每延米质量(7.5 kg/m)相同的条件下,在天然的黏性土、砂土和卵石土及人工级配各种密度的中粗砂、砾石、卵石土等土层中进行对比试验得出。

对比条件:(1)在均匀土层中重型与特重型动力触探试验两孔相距约 1 m,按同一高度每 50 cm 内的锤击数作一组进行对比,共

128 组;(2)少部分取同一孔内,换锤处向下 20 cm 段的击数进行对比,共 10 组。

参加统计击数范围: $N_{63.5}=1\sim 80$  击/10 cm; $N_{120}=0.3\sim 30$  击/10 cm。

统计结果:相关系数  $r=0.96$ ;标准差  $s_r=2$  击/10 cm。

**8.4.6** 利用动力触探校正后击数与贯入深度曲线划分地层,主要是从土层强度上的差异进行力学分层,一般规律是:黏性土及砂类土动力触探击数较小,曲线比较平稳顺直;砾石土动力触探击数较大,曲线有小的波动;碎石、卵石土曲线往往呈相差较大的峰谷状,大击数反映出较高指标的强度特征,据此可以对土层进行初步定性判别分类。对土层定名应结合钻探资料确定。

分层界面的划分办法,是根据多年来现场和真模试验资料分析研究结果提出的,举例如下:

(1)四川彭山青龙场岷江河漫滩冲洪积砂与卵石层及卵石与白垩系砂页岩风化层。

(2)成都西北郊粉土与卵石土层。

(3)真模试验人工配制的砂、卵石与天然的黏土夹卵石层。

(4)利用多项地基勘察工程的钻探与动力触探试验对比孔资料。

大量的对比资料表明,利用动探( $N-d$ )曲线划分的力学分层界面与一般土层分界面是一致的。取击数小值点上、下 10 cm~20 cm 为分层界面与勘探资料基本吻合。因此在划分地层剖面时动探可以作为一种辅助手段,以减少钻探工作量,在力学强度差异不明显的地层中,划分土层应以钻探资料为主。

**8.4.7** 动力触探贯入过程中,当探头尚未到达下层,在界面上一定深度时,下卧层的影响已经提前反映出来,当探头穿过界面一定深度内,上覆土层的性质仍对击数产生影响,这就是滞后反映现象。也就是说,探头在界面上下一一定深度范围,其击数是上下土层性质的综合反映,此范围称界面影响范围,其曲线呈逐渐过渡变

化。试验结果表明此范围不超过 1 m。一般情况是:上硬下软地层,影响范围大,提前反映段大于滞后反映段,反之影响范围小,提前反映段小于滞后反映段。影响范围内的击数不是土层固有击数,不能代表土层力学特性,在确定土层的动力触探击数平均值时,应剔除,剩余的部分为有效厚度。影响范围的大小与上下两层土应剔除,剩余的部分为有效厚度。影响范围的大小与上下两层土的力学性质差异成正相关,如何划分规定未明确提出,主要是因为自然界中地层的组合复杂多变,提前和滞后反映的范围不尽一致,目前还不能对各种情况提出具体规定,本规定仅要求进行划分,划分标准可结合动探曲线和工程重要性考虑,以有效厚度内的击数变化较稳定为原则。

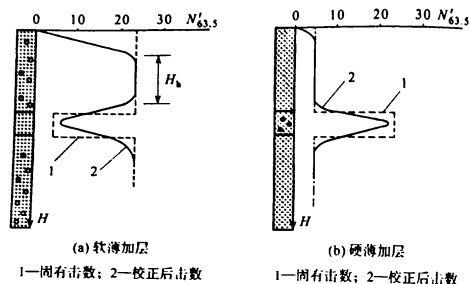
触探的临界深度,可认为是一种特殊的滞后反映。当探头从地表向下贯入时,探头周围土体向外挤压,形成一直径为 74 mm 的圆柱空间。贯入深度较小时,土体产生剪切位移易使地表隆起,减小探头阻力使击数降低。随着贯入深度增加,土体自重压力增大,土体位移表现为体积压缩在地面的反映也逐渐减小,到一定深度后动探击数趋于稳定,滞后反映结束。试验表明各种土的地表临界深度均不超过 1 m。

在有效厚度内剔除少量击数特殊大值,主要是指土层中异常包裹体(大块卵石)所引起的击数异常值。试验中发现,大颗粒被探头锥尖击碎的可能性很小,主要是下沉、倾斜、外挤。当探头碰到个别大颗粒时,击数突增,通过后又趋正常,对地基强度而言,个别大颗粒的存在并不增加地基承载力。如果土层中大颗粒含量多,则该层大击数出现次数亦多,就不存在少量特殊大值。剔除特殊大值的数量界限限定为 10%,此界限还需根据地层结构特性,进一步论证。

**8.4.8** 划分后的有效厚度( $H_h$ )小于 0.3 m 时,按本条建议的原则确定  $\bar{N}_{63.5}$ ,主要基于以下原因:动探曲线以贯入深度 10 cm 所需击数逐点绘制,当  $H_h < 0.3$  m 时,意为有效动探击数测点少于

3点,加之粗颗粒土中击数的差异性,取算术平均值失去统计意义。

薄夹层情况下校正后击数与土层固有击数往往呈说明图8.4.8所示。



说明图 8.4.8 薄夹层校正后击数与土层固有击数对比图

图中校正击数在薄夹层中出现失真现象,主要是提前和滞后反映所引起的,当夹层薄时,固有击数是否出现有时难以判定。如薄夹层是软弱土层取小值仍可能偏大,此时应特别注意,条文对此规定较灵活,是便于工程技术人员在选取击数值时,可结合具体情况考虑。

**8.4.9** 表 8.4.9 是参照《工业与民用建筑地基基础设计规范》TJ 7 中表 14 编制的。需要说明的是:该地基规范中的承载力是指基础埋深 $\leq 1.5$  m 时的地基容许承载力,埋深大于 1.5 m 时,需进行深度修正。而铁路《桥涵地基和基础设计规范》TB 10093—2017 中对基础埋深大于 3.0 m 进行深度修正,引用时我们未作换算调整,主要原因是:轻型动力触探多用于小型建筑物浅埋基础的地基测试和基坑验槽,用于铁路桥涵时偏于安全。

**8.4.10** 表 8.4.10 是根据多年所积累的荷载与动力触探对比试验资料统计分析得出,资料来源于四川成都、夹江、彭山、德阳,辽宁沈阳、抚顺、本溪,甘肃兰州、白银、蔡家坡和广西南宁等地的砂土、圆砾土、卵石土及少量角砾土、碎石土。

(1)基本承载力的确定原则:采用荷载试验的容许承载力作为基本承载力。荷载试验压板面积以  $2\,500\text{ cm}^2 \sim 5\,000\text{ cm}^2$  为主,少量大于  $1\text{ m}^2$ ,埋深为零,用作基本承载力时未进行深度、宽度修正。容许承载力根据下列原则确定:

①取破坏荷载点压力  $1/2 \sim 1/3$ ,从几十组荷载试验资料表明此值小于或等于比例界限点的压力值。

②没有出现破坏荷载点的试验,取  $p-s$  曲线上直线段终点的压力,同时考虑沉降量相当压板宽度 2% 的因素。

(2)动力触探击数平均值的确定。

①一般情况取持力层中有效厚度内动力触探击数的算术平均值。

②部分荷载试验由于承压板下持力层厚度不够,取地基压缩层厚度范围内,各等厚土层的动力触探击数与相应深度处的附加压力系数的加权平均值。

(3)统计分析。

①中砂~砾砂

参加统计的对比试验资料 25 组,其中砾砂 11 组、粗砂 5 组、中砂 9 组。

参加统计的数值范围:

基本承载力  $\sigma'_0 = 100\text{ kPa} \sim 390\text{ kPa}$

击数平均值  $\bar{N}_{63.5} = 2.35 \sim 9.45$  击/10 cm

相关方程  $\sigma_0 = 0.565 + 3.838 \bar{N}_{63.5}$  (说明 8.4.10—1)

相关系数  $r = 0.936$

标准偏差  $s_{\sigma_0} = 7.625$

离差系数  $R_{\sigma_0} = 14.49\%$

$$R_{\sigma_0} = \sum(|\sigma'_0 - \sigma_0|/n\sigma'_0) \times 100\%$$

式中  $\sigma'_0$ ——实测基本承载力;

$\sigma_0$ ——相关方程式计算值(10 kPa);

$n$ ——参加统计的组数。

表 8.4.10 所列数值按式(说明 8.4.10—1)计算值并根据实测值与计算值离差系数情况进行调整后得出。

### ②碎石类土

参加统计的对比试验资料 59 组,其中卵石土 37 组,圆砾土 17 组、角砾土 4 组、碎石土 1 组。

参加统计的数值范围:

基本承载力  $\sigma'_0 = 150 \text{ kPa} \sim 1100 \text{ kPa}$

击数平均值  $\bar{N}_{63.5} = 2.35 \text{ 击/10 cm} \sim 37 \text{ 击/10 cm}$

相关方程式  $\sigma_0 = 1 \div [0.078 + 2.46e^{-(N/8+4.5)}] - 23$

(说明 8.4.10—2)

相关系数  $r = 0.977$

标准偏差  $s_{\sigma_0} = 6.273$

离差系数  $R_{\sigma_0} = 9.75\%$

表 8.4.10 所列数值按式(说明 8.4.10—2)计算值并根据实测值与计算值的偏差量的情况进行调整后得出。

注:表列数值最大为 1000 kPa,承载力大于此值的地层,动探贯入很困难,不能真实反映土层强度特征。

对粉、细砂,一方面缺乏对比试验资料,加之地下水的影响较大,不应与中砂以上砂类土同等对待。机械工业部第二勘察研究院,根据标贯试验击数得出的承载力与动力触探击数建立关系,提出根据动力触探试验确定粉细砂承载力,可供参考(说明表 8.4.10)。

说明表 8.4.10 粉、细砂容许承载力[R]表

$\bar{N}_{63.5}$ (击/10 cm)		2	3	4	5	6
[R]	kPa	80	110	142	165	187
$\bar{N}_{63.5}$ (击/10 cm)		7	8	9	10	12
[R]	kPa	210	232	255	277	321

8.4.11 地基承载力设计值,按照地基基本承载力经深、宽修正后得到。根据《铁路桥涵地基和基础设计规范》TB 10093,深、宽修正公式为  $[\sigma] = \sigma_0 + k_1 r_1 (b-2) + k_2 r_2 (h-3)$ 。宽度修正系数  $k_1$  由于有对比的荷载试验资料太少,  $k_1$  值仍选用该规范表 4.1.3 值;深度修正系数  $k_2$ , 铁二院对中砂~碎石类土的深度修正系数作了一定的研究,得到  $k_2 = 1.71(z/b)^{0.3} N_{63.5}^{0.7}/z$  的统计关系,利用动力触探击数  $\bar{N}_{63.5}$  来划分  $k_2$  值,比现行规范中的定性划分更加合理和实用,因此,选用该成果作为确定中砂~碎石类土的深度修正系数  $k_2$  值;对于黏性土、粉细砂的深度修正系数  $k_2$ , 仍选用该规范表 4.1.3 值。

8.4.12~8.4.13 由于碎石类土动探与荷载试验有对比关系的仅有 80 组,有极限破坏点的资料仅有 54 组,作统计时代表性较差。黏性土和砂土动探与荷载试验有对比关系的资料也较缺乏。因此,考虑到这些情况,在承载力表的转化过程中,利用现行《铁路工程地质勘察规范》TB 10012 编制极限承载力标准值时的研究成果,即把《动力触探技术规定》TB J18 附录三的地基的基本承载力乘以一个安全系数  $K$  值,经取整后得极限承载力表。一般黏性土  $K$  值取 1.86,砂土  $K$  值取 2.0,碎石类土  $K$  值取 2.33。

8.4.14 根据动力触探击数平均值提供圆砾土、卵石土变形模量,国内这方面的资料极少,过去认为这类土承载力较高、沉降小、对变形因素考虑较少。随着高大建筑物日益增多,对基础变形要求越来越严格,因此,如何较经济、合理地提供圆砾土、卵石土等变形模量,成为急待研究解决的课题。由于资料还不够充分,制定表



8.4.14 时采用了如下过渡办法:

(1)资料来源。

①1972 年进行铁路工程技术规范修订工作时,曾收集到圆砾土、卵石土载荷试验资料 75 组(其中卵石土 45 组)。

②1972 年以后开展现场和真模试验累积了 60 组资料(其中相当一部分是为了研究深、宽修正而进行的对比试验)。

前后共 135 组资料中,有动探直接对比试验的占少数(共 16 组),对统计击数平均值与变形模量间的关系存在一定困难。

(2)统计分析。

①首先对变形模量( $E_0$ )与基本承载力( $\sigma_0$ )间的关系作了分析研究,建立圆砾土、卵石土( $E_0$ )与( $\sigma_0$ )间的相关方程式,通过检验确认二者没有差异后,将圆砾土、卵石土选取 73 组资料合并进行统计分析后得出:

$$E_0 = 1.084 + 6.327\sigma_0 \text{ (MPa)} \quad (\text{说明 } 8.4.14)$$

相关系数  $r = 0.83$

标准偏差  $s_E = 15.2 \text{ MPa}$

变异系数  $R = 28.76\%$

②数据范围:

变形模量  $E_0 = 10.5 \text{ MPa} \sim 140.6 \text{ MPa}$

基本承载力  $\sigma_0 = 175 \text{ kPa} \sim 1400 \text{ kPa}$

③利用统计得  $\sigma_0 - \bar{N}_{63.5}$  与  $\sigma_0 - E_0$  的关系,经过换算求得  $E_0$  和  $\bar{N}_{63.5}$  的对应值,制订了表 8.4.14。

说明表 8.4.14 所列数值经 1984 年成都市两项工程地基载荷试验与动探试验的验证,结果令人满意。

电视台 2 号点试验离差偏大,原因是载荷试验压板处有汉代古井(经市考古队查证)2 个,井底标高比压板高 0.2 m,由于长期取水,卵石土充填物中细颗粒被水带走,故沉降偏大, $E_0$  偏小。

说明表 8.4.14 对比表

试验编号	$\bar{N}_{63.5}$ (击/10 cm)	$E_0$ (查表 E)	载荷试验 $E_0$	$(E_0' - E_0)/E_0$
地矿所 * 1	32	60.9	66.5	-9.2%
地矿所 * 2	24	53.6	56.0	-4.5%
电视台 * 1	11.5	30.2	28.0	+7.3%
电视台 * 2	7.5	20	15.2	+24%

以现有的 16 组动力触探击数平均值与荷载试验对比资料,验证表 8.4.14,离差小于 10% 的占 62.5%。

由于表 8.4.14 是从  $E_0 - \sigma_0$ 、 $\sigma_0 - \bar{N}_{63.5}$  关系得出  $E_0 - \bar{N}_{63.5}$  的关系,故表中所列数值在使用中应结合工程情况考虑,对重要工程应进行现场载荷试验,提供变形模量( $E_0$ )值,今后资料积累多了,再进一步补充完善。

8.4.15 本规程采用现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021 确定的碎石类土密实度分类。表 8.4.15—1 是根据原铁道部第二勘测设计院研究成果,进行适当调整后编制而成的。表 8.4.15—2 是根据中国建筑西南勘察研究院的研究成果,由王顺富先生提供的。为了将按重型动力触探锤击数和按特重型动力触探锤击数划分的密实度等级统一,本次将按特重型动力触探锤击数划分的密实度等级五档中“密实”和“很密”两档合并为“密实”一档。

9.1.5 现场试桩和模型试验证明,30 倍桩径(或探头直径)以外的边界条件,对测试结果的影响可以忽略;土的非均质性总会影响平行试验结果,故孔间距不宜过大。

9.2.2 以往的专门试验表明,以 20 mm/s 标准速率为基准,贯入速率每改变 1 个量级, $q_c$  和  $f_s$  值将改变 10% 左右,而  $u_1$  或  $u_2$  的改变率将更大,因此本条文采用国际通用标准。本条文未考虑加设变量将更大,因此本条文采用国际通用标准。本条文未考虑加设测斜装置,除对探杆技术性能提出要求外,对贯入主机施力作用线的垂直度提出了控制标准,可减免探杆折断和缩小深度误差。铁四院在杭甬高速公路勘察中曾出现过探杆拔不起的现象,故要

求主机的额定起拔力不小于额定贯入力的 120% 是必要的。

9.2.3 要求探杆长度等长,既便于操作、装运,更便于核查贯入深度。前 5 m 探杆在贯入过程中起重要的导向作用。若前 5 m 探杆连接后挠曲产生在同一方位,而 5 m 以后的探杆循前 5 m 探杆的路径贯入,如果探杆弯曲度平均达 0.05%,则静力触探孔形成弧形弯曲,其曲率半径约为 250 m。当孔深为 60 m 时,贯入长度为 60.59 m,即深度误差约为 1%;要求探杆两端螺纹轴线的同轴度精度,也是出于同一目的。

9.2.5 仪器显示的最小确定读数,称为有效分度值,本规程要求小于 0.06%FS,对数字显示仪而言,满量程不应小于  $3\frac{1}{2}$  位;对刻度式仪器,满量程不应小于 2 000 个刻度。

9.2.6~9.2.7 自动记录采集静力触探数据是通过在贯入主机上增加一个计深装置,在贯入的过程中同步采集深度、端阻、侧阻及孔压数据。

标尺长度与主机贯入行程一般是相等的。标尺长度范围内,刻度的精度可以放宽,标尺全长的准确性则直接与贯入深度相关,故必须予以限制。目前国内静力触探仪的计深标尺大都刻划在主机上,常因地锚与主机之间接触松动或杆件变形等原因,在贯入过程中主机随贯入行程之往返而上、下浮动,致使记录深度与实际深度不符,其总误差有时很大。只有将计深标尺垂直固定在地面不动点处,方可从根本上保证静力触探深度的准确性(这里未计静力触探孔的倾斜因素)。

9.2.8 本规程所指单桥探头仅限于在国内广泛使用的综合型探头,在锥底以上部位尚有一段圆柱形套筒,测得的(比)贯入阻力( $p_s$ )包含了  $q_c$  和  $f_s$  两种成分;双桥探头国内生产厂家较多,外形虽与国外流行的 Fugro 型探头相近或相同,但内部结构各异。结构上的差别主要表现在锥底有效面积比  $a$  不同,致使在同一土层  $q_c$ 、 $f_s$  时有差异。为此,将  $a$  值作为双桥探头的一项基本技术参数明

确规定。

探头加工公差和更新标准参考了中国工程建设标准化委员会推荐的《静力触探技术标准》(CECS04:88)和国际参考试验规程,结合铁科院有关探头标准化研究成果而制定的,考虑了下列两个基本原则:

(1) 保证加工精度,延长使用寿命。

① 探头各部直径( $d_1$ 、 $d_2$ )按工作面积取上偏差加以控制,以延长使用寿命。

② 探头锥尖容易磨损,将锥高  $H$  标准降低,可节省勘察成本。

(2) 从实际出发,尽可能向国际标准靠近。

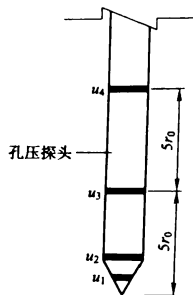
① 国际标准要求孔压探头和双桥探头全长不得小于 1 000 mm。本规程对双桥探头长度未作明确规定,就是从国内现实情况出发的。今后宜适量开展不同长度的双桥探头对比试验研究,便于本规程的进一步修订。

② 本规程给出了过滤片三种形式、两种设置位置,这是参考了日本 OYO 公司和荷兰 Fugro 公司产品后定出的。

9.2.9 套筒、摩擦筒与土(特别是黏土)摩擦所产生的粗糙度约为  $1\mu\text{m}$ ,将套筒和摩擦筒表面纵向粗糙度控制在  $3.2\mu\text{m}$  以下,不致因贯入而带动周围土向下移动造成应力扩散;将锥头、摩擦筒与探头管之间的滑动间隙加以限制,以保证它们之间的同心度,并可防止某些粗粒土进入间隙影响测试结果。

9.2.11 国外学者把孔压探头的过滤器位置置于锥面( $u_1$ 型)、锥肩( $u_2$ 型)及探头圆柱体上距锥底 5 倍半径( $u_3$ 型)与距锥底 10 倍半径( $u_4$ 型)等四种形式(说明图 9.2.11)分别进行了研究。根据有关研究成果,过滤器位置不同,探头所测得的超孔隙水压力也不同。过滤器位于锥面时,测得的超孔压(计作  $u_1$ )最大,对土层变化的反映最灵敏,但过滤器易磨损,且所测得的超孔压稳定性差;过滤器位于探头圆柱体上距锥底 5 倍半径与距锥底 10 倍半径时,所测得的超孔压(计作  $u_3$  与  $u_4$ )比较稳定,超孔压的消散接近于圆柱

体轴对称径向排水条件,但所测得的孔压较小,消散初期孔压会略微上升,其后才逐渐消散下降,给消散曲线的解释带来困难;过滤器位于锥肩时,不但可以较灵敏地反映超孔隙水压力的变化,也不易磨损或堵塞,探头使用寿命较长。目前国际上以过滤器安装在锥肩的孔压探头使用最为广泛,国内《江苏省工程建设标准——孔压静力触探技术规程》与《上海市工程建设规范——静力触探技术规程》均已明确规定孔压探头的过滤器应设置在锥肩( $u_2$ 型)的位置。



说明图 9.2.11 孔压静力触探孔压过滤器位置示意图

故本规程推荐采用过滤器安装在锥肩( $u_2$ 型)位置的孔压探头,在有经验的地区也可采用过滤器安装在锥面( $u_1$ 型)位置的孔压探头。

根据使用经验,当过滤器的渗透系数为  $10^{-5}$  cm/s 级,即相当于粉质黏土类的渗透系数  $K$  值时,过滤器容易堵塞,测得的孔压滞后严重,灵敏度差;当过滤器的渗透系数为  $10^{-3}$  cm/s 级时,效果较好,目前使用也较普遍。因此本次修编过滤器的渗透系数调整为  $10^{-3}$  cm/s 级。要求过滤片与相邻部件的接触面具有大于 1 个大气压的抗渗能力,是为防止孔压应变腔中的水在贯入前便从接触缝隙中逸失而不饱和,达不到测试目的。

孔压应变腔体(容)积改变量( $\Delta V$ )反映土中水进、出于孔压探头的多少, ( $\Delta V$ ) 过大,将不利于对探头周围土体的固结性质做出正确解释。电阻应变式传感器灵敏度相对较低,因此孔压传感器应变腔的体(容)积变化量及体变率不宜过小;硅应变式传感器灵敏度较高,因此孔压传感器应变腔的体变率应小于 0.1%。

9.2.14 目前国内较为广泛地采用模拟电信号处理技术的探头,也出现较为先进的数字电信号处理技术的探头。关于电信号处理技术的探头模数转换器的规定,主要基于以下考虑:

1 分辨率以输出二进制数的位数来表示,采用 16 位已大大超过了 1/2 000 的分辨率,可满足静力触探测试数据  $p_s$  值和  $q_c$ 、 $f_s$  值的精度要求。基本原则是,选择模数转换器的分辨率时应根据测试参数(除  $p_s$ 、 $q_c$ 、 $f_s$  之外,还有孔压等)的范围值和精度要求确定。

2 采样频率即芯片电路的脉冲频率,是对连续信号在 1 s 内的采样数量。

9.3.1 电缆长度  $L$  可按下式估算:

$$L > n(l + 0.2) + 7 \quad (\text{说明 9.3.1})$$

式中  $l$ ——每根探杆(含接头)长度(m);

$n$ ——探杆根数。

9.3.5 为避免孔压探头在到达地下水位之前应变腔中的脱气液体逸失,当地下水位埋藏较浅时,可用铁锹于孔位处掘一小坑,坑底接近地下水位,坑内注满水后,进行贯入试验;当地下水埋藏较深,可用“预开孔”办法以保证孔隙水压力静力触探(CPTU)成果的可靠性。

9.3.6 零漂检查是保证测试数据质量的基本环节;机电部三勘院的试验研究表明,地表 6 m 以下,地温一般不受季节影响。

探头提升时,孔底处于负压状态。对孔压探头而言,常会造成应变腔中的液体逸失,故规定孔压探头只在终孔后作一次零漂检查。

9.3.8 在贯入过程中,根据探杆实际贯入长度检验采集数据的深度,并加以记录,在数据整理时,对数据加以修正。

9.3.9 孔压消散试验,自停止贯入时起,每隔 1 s 或 2 s 测记一次孔压值,一般情况下(对于黏性土)累积 30 s 后,孔压值变化渐缓,可逐渐加大时间间隔。由于孔压消散曲线时间采用对数坐标,因此记录时间间隔建议按 10 的整数倍取。

孔压消散试验数据的记录时间间隔应根据土层情况选择,东南大学等单位编制的江苏省地方标准《孔压静力触探测试技术规程》,对消散时间记录间隔给了说明表 9.3.9 的规定,在自动记录 and 数字化探头发展的条件下也很容易实现,目的是记录更多的数据以提高计算的精度,可供参考。

说明表 9.3.9 孔压消散试验数据记录时间间隔

孔压消散时间阶段(min)	记录时间间隔(秒:次)
0 ~ 1	0.5
1 ~ 10	1
10 ~ 100	2
> 100	5

$q_c$  值在停止贯入后的前期也会发生明显的衰减现象,表明孔压消散的前期阶段伴随土体的卸荷过程,故需测记消散试验中的  $q_c$ 。

9.3.10 孔压消散程度是以稳定的孔压值为计算依据的。在天然地基中,试验土层的孔压稳定值即土层在该试验深度的静止孔隙水压值,可用以确定地下水稳定水位,并可判定地下水属承压水还是潜水;地基在上部荷载作用下尚未终止沉降时或尚未完成主固结过程时,消散试验由于受时间所限,只能求得与地基中该试验点的孔隙压力相平衡的均衡孔压值,此时,若场区的地下水位已知,可以算出地基在该点的固结度。为使试验时间不致过长,本规程规定以连续 2 h 内孔压值不变为稳定标准,作为对地基静水压力

的近似值。

9.3.12 丈量并记录探杆表面干、湿界线的深度,是对地下水埋深

数据的补充与参考,有助于对地下水初见水位作出判断。

9.4.1 静力触探结果就是获得一系列静力触探参数,这是确定地基计算参数的基础性数据之一。为方便使用,应通过各种形式的图表充分地表达出来,它们能直观而形象地给出一个连续的土层工程特性沿深度而变化的剖面,对设计人员选择地基持力层很有帮助。

9.4.3 数据修正包括深度修正和读数修正两方面:

(1)深度修正。

导致深度出现误差的原因:

①使用地锚作反力,探头贯入时地锚上拔,压缩锚固段土层,探头提升时机座压缩地表土层,致地锚与机座连接装置松动,作业时又未能及时固定连接装置。

②以卡瓦作为夹持器,容易出现打滑现象。

③静力触探孔在开孔时就发生明显偏斜;或在成层土中贯入,土层软硬相差较大,以及硬层中含粗大颗粒土时,容易出现静力触探偏斜。

本规程第 9.2.7 条要求计深标尺置于地面稳定处,目的就是从根本上消除上述①、②两项原因造成的深度误差。而本规程第 9.2.3 条、第 9.3.2 条的规定,则是从设备的加工和操作方面提出一些限制性要求,以控制上列原因所带来的深度误差。

由于国内设备多将计深标尺固定在贯入主机上,常造成记录深度大于实际深度。这时,应根据操作过程中在记录表中所做的标注,将地锚松动和卡瓦打滑造成的虚贯入从探杆入土的累计长度(深度)中逐段修正扣除;而对应于虚贯入的读数予以剔除。因本规程未考虑测斜装置的使用,对由探孔偏斜造成的深度误差,只能依靠场地钻孔资料予以修正和校准。

(2)读数修正。

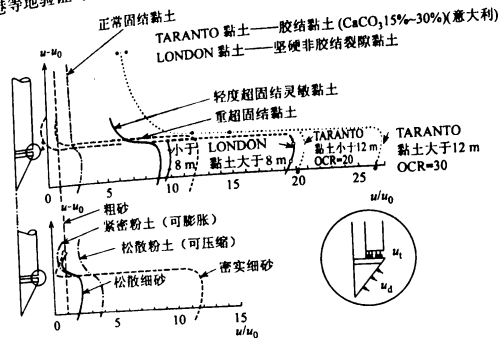
读数修正就是对零漂平差。一般当零漂值在测试值±10%以内时,可据上、下相邻两次归零检查的深度间隔,简单地按线性平差分配零漂修正量;当零漂值过大时,若按深度平差,可能与实际不符,特别是在软土地基中贯入,有时会使静力触探曲线出现“台阶”。此时,宜在两次归零检查的时间间隔内,根据贯入行程所占时间比例,依比例分配零漂修正量,再对贯入行程中的读数按深度进行线性平差。

9.4.4  $q_c$  (或  $p_s$ )、 $f_s$  和  $u_1$  (或  $u_2$ ) 是三个基本静力触探参数,连同孔压消散试验数据在内,是据以进行土层划分、定名、确定地基持力层、给定地基参数的依据,必须根据计算公式逐点算出,以便绘制静力触探曲线。

$R_f$ 、 $B_q$  和  $q_T$  则是通过参数变换计算得到的,在手工制图情况下,一般只要求计算分层土的平均值。若使用专用软件、电脑成图,可逐点算出上述参数并绘制曲线。其中,  $R_f$  和  $B_q$  是土层的两个特征参数。由定义式(9.4.4—4)知道,  $B_q$  与 Skempton 孔压系数( $A_f$ )类似,它反映了探头贯入时周围土的孔隙压力状态。 $q_T$  则是将  $q_c$  转换成具有总应力概念的总锥尖阻力。铁四院曾使用有效面积比  $a=0.21$  的孔压探头贯入淤泥质土中,常出现  $u_1 \geq 0.5q_c$ , 甚至  $u_1 > q_c$  的情况。因为锥尖以丝扣与探头本体相连,由于结构上的需要,锥尖的全断面与探头本体存在间隙(中以挡泥圈相隔),水可自由进出。丝扣连接部截面积为有效面积,间隙所占的环状面积则完全暴露于水中或者与土中水存在水力联系。探头贯入时,特别是在欠固结和正常固结黏土中,环状面积受到一个与贯入同向的水压力( $u_2$ ),使锥尖阻力减小。因此,  $q_c$  应按式(9.4.4—3)修正,以利成果的通用与解释。

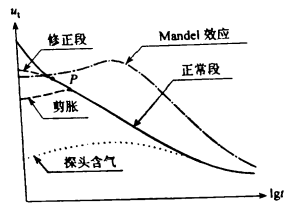
原长沙铁道学院和西南交通大学通过对 CPT 应力一位移场的大量模型试验表明,相对于锥尖下方的土体而言,锥尖全断面处上方的土体处于一种剪切卸荷状态,故必有  $u_2/u_1 \leq 1$ ; Robertson 等人(1985 年)在探头不同部位设置了量测孔隙水压的元件,对不

同状态的土质进行了系统性试验,得到如说明图 9.4.4 所示结果。这些结果经铁四院在广州、深圳、武汉、鄂州、徐州、宁波、温州及连云港等地验证与实际情况相符,并将其归纳于表 9.4.4 中,以供使用。



说明图 9.4.4 在现场饱和土中用 CPT 实测的孔隙压力(沿探头表面纵向)的分布

9.4.6 经零漂修正后的孔压值,点绘成  $u_1 - \lg t$  曲线后,有时会出现如说明图 9.4.6 所示的几种形态。



说明图 9.4.6 孔压消散曲线的形态

(1) 曲线初始段出现陡降, 过拐点  $P$  后曲线进入正常状态。

这种形态常出现在采用过滤器位于锥面的孔压探头做消散试验中, 这是因为探头贯入时, 有  $u_1 > u_2$ , 决定了当探头由  $2 \text{ cm/s}$  的动态贯入骤然静止时, 土体内部的渗流状态即应力状态是紊乱的, 需要一个短暂的内部应力的调整与平衡过程。这个陡降现象可能就是由  $u_1 \rightarrow u_2$  时造成的。修正的目的, 使得  $u_1 - \lg t$  曲线是  $u_2$  意义下的孔压消散曲线。

(2) 孔压消散曲线在初始阶段先上升而后下降, 可能有以下几种原因:

① 孔压消散试验的位置正好处在土层界面附近, 如试验点附近有渗透性良好粉砂层或砂透镜体, 使得在探头周围产生一种 Mandel 效应。也就是说, 该范围内的土体在孔压消散的同时, 由于压缩固结产生一个向心的挤压作用, 导致孔压值初期的上升现象。

② 也有人认为, 这种现象与土的剪胀性有关。探头贯入时, 与探头相接触的土连续发生屈服, 使围绕探头的土受到剪切而卸荷, 使这部分土体内部的超孔压相对于探头下方的土体而言, 处于低压或负压状态。当探头停止贯入, 根据变形协调原理, 土体内部应力在初始阶段就会自行调整平衡, 这对于过滤器置于锥面的孔压探头来说, 显得尤为突出。

上述两方面原因造成的消散曲线形态, 目前尚无合理的修正方法。建议: 对处于土层界面附近的试验曲线, 只作为土层剖面的定性解释资料; 对由剪胀性造成的试验曲线, 略去孔压上升的初始段, 以曲线峰值点坐标值作为孔压 ( $u_1$ ) 和时间 ( $t$ ) 的计量起点 (即移轴), 用以近似评估土层的固结特性。

③ 探头含气, 即孔压测试元件脱气不彻底。如过滤器和应变腔中的流体含气、应变腔及通路四壁有油污使附着于壁面的气体不易排除、过滤片安装时与四壁接触不密贴、甚至土体本身也含气 (沼气) 均可造成探头不饱和。气体的存在不仅使应力传递显著滞

后且数据失真, 应予剔除。

贯入过程中在加接探杆时, 有一短暂的静止时间, 根据孔压值的变化和反应速度可以判断探头是否含气。因探头停止贯入, 孔压随即消散, 当再向下贯入时, 若读数 (或记录笔) 很快恢复到原来的数值或仅出现很窄的“喇叭口”形态曲线 (不足  $20 \text{ cm}$  实际贯入量), 表明探头是饱和的或接近饱和; 若“喇叭口”很大, 应将探头拔出, 重新脱气或更换透水元件或探头, 移位贯入。

9.4.8  $\bar{U}$  与以孔隙压力为定义的固结度  $U$  的关系为  $U = 1 - \bar{U}$ , 孔压消散过程线即固结度与消散时间的过程线, 可计算土的固结特性参数。

在无附加荷载的地基中, 静止孔隙水压力即为静水压力。如果在饱和土地基上施加一分布荷载 (如堤、坝、大面积填土等), 地基中便产生一相应的超孔压  $\Delta u$ 。在  $\Delta u$  消散过程中进行孔隙水压力静力触探 (CPTU) 孔压消散试验, 由于探头尺寸相当于集中荷载且属高应力水平, 因而探头周围的孔压消散速率远远大于堆载发生的孔压消散速率, 便出现一种“孔压追踪”现象。设  $u_Q$ 、 $u_P$  分别为堆载和探头在同部位某时刻  $t$  的孔压值, 则在有限的时间内,  $u_P \geq u_Q$ 。为使试验时间不致过长, 本条文规定取本规程第 9.3.9 条的稳定值标准。此时视  $u_P \approx u_Q$ , 并称  $u_P$  为均衡孔隙压力  $u'_w$ , 而地基中的残余超孔压  $\Delta u_r = u'_w - \gamma_w d$ 。

9.5.2 探头在成层土中贯入, 即使各土层是绝对均质的, 也会因上、下土层间密度、状态及土质不同, 使得静力触探参数特别是端阻值在土层界面上、下一定深 (高) 度内有提前变大或变小的现象, 称之为土层的界面效应。下卧土层对上覆土层贯入阻力  $p_s$  或  $q_s$  的影响高度称为超前深度; 上覆土层对下卧土层贯入阻力的影响深度称为滞后深度。

原长沙铁道学院、西南交大及铁道科学院所做的大量模型试验表明, 超前、滞后深度的大小与土层密实度、上覆有效压力及探头尺寸等因素有关; 界面效应的实质与探头对土的破坏机理有关。

在界面上下,探头贯入时,土的破坏一般以剪切(或冲切)为主,在超前深度以上和滞后深度以下则多以压密破坏为主。这一机理现象、对桩尖持力层的选择、沉桩可能性判断及深基础(桩)承载力计算均有重要意义。

工程实践和模型试验还证明,贯入阻力是土强度及变形性质的综合反映,而端阻又是诸参数中最为常用的一个。经验表明,不同土层可能有相同的端阻,而孔压值和侧阻可大不相同。因而在划分土层时,要求以端阻为主,结合孔压值、超孔压比、侧阻及摩阻比等参数予以划分,以同一分层内的静力触探参数值基本相近为原则。

本条文给出的层面划分标准,是根据原长沙铁道学院 47 次室内真型试验结果并经北京铁路局勘设院在现场挖探验证后提出来的。经过了路内使用单位钻探分层资料的检验,而且与孔压静力触探分层结果吻合。

9.5.3 若取各分层静力触探参数平均值按相应公式算出  $\bar{R}_f$  和  $\bar{B}_q$ ,可简化计算工作量,其中静水压力和总自重压力同样可取层平均值。文中所谓较大值,指该层土的静力触探参数最大值所在深度上、下各 20 cm 范围内的大值平均值。曲线中的特殊大值点,往往是由黏性土或粉土中的姜石、湖沼软土中的贝壳、泥炭质土中的朽木、混合土中个别大颗粒物质等造成。为正确反映土层的静力触探参数值,这些大值不应参与平均计算;但绘制贯入图时,应如实绘出,有助于对地层的分析。

在黄泛区地表下 20 m 乃至 40 m 内的土层,多由单层厚度为数厘米到 30 cm 的粉砂(或粉土)和黏性土互为透镜体状交错沉积而成。贯入曲线多呈锯齿状。对这类交错层逐一划分是困难的,也无必要。只要据曲线幅值的总体趋势分段划分分层,在各土层中分别计算静力触探参数的大值平均值和小值平均值,亦即只计取大值包络线和小值包络线的平均值。根据如下:

(1)本节各有关地基参数的计算公式和数值表,都是基于均质土地基的试验资料而得到的。为使这些试验成果能用于这类“复

· 210 ·

合”式地层,需要对其进行“概化”性处理。铁四院在徐州枢纽 1 号和 2 号特大桥作了 14 次荷载试验和大量钻探、静力触探工作,表明用大值平均值和小值平均值分别与砂土和黏性土经验公式相联系,所得地基承载力与荷载板试验结果一致。

(2)在这类交错性地层上进行任何非原型试验,都不可能充分反映工程实际情况。如不加分析而笼统地建立这类地层与静力触探参数间的经验关系,其代表性是十分有限的。

(3)将这一处理经验用于商丘枢纽几座大桥和站房的地基勘察设计中,多次被证明是成功的;以后在河南省开封至竖岗全长 50 余公里的地方铁路勘测设计中,全线推广使用,效果良好。

9.5.4 我国使用单桥探头,积累了不少地区经验。为了使这些经验得以在双桥静力触探和孔压静力触探上应用,建立它们之间的经验换算关系是必要的。

(1)总锥尖阻力  $q_T$  与贯入阻力  $p_s$  的经验关系。

对比试验地点有武昌、深圳、温州、广州、鄂州及徐州等,土质类型有软土、一般黏性土、硬黏土、砂土及砂砾石土等。选择厚度大于 2 m 的均质土层,取层平均值作为统计变量。对比用的探头,其截面积均为 10 cm<sup>2</sup>,其中单桥探头有铁四院和新卫电子仪器厂生产的两种,其不同之处在于 57 mm 长的套筒后面的探头管粗细有不同,前者  $\phi 30$  mm,后者  $\phi 27$  mm;而且还与截面积为 20 cm<sup>2</sup> 的孔压探头进行了系列性对比。得到如下结论:

①通过 97 组数据的统计分析,铁四院的单桥探头与新卫厂的单桥探头测试资料可以通用。因为两探头管半径的相对误差(10%)已为土层固有的非均质性掩盖,故本规程表 C.0.1 对探头的缩颈率提出了要求,即探头管的直径不得小于规定尺寸,以保证测试资料的通用性。

②截面为 10 cm<sup>2</sup> 和 20 cm<sup>2</sup> 的孔压探头测得的  $u_1$  值相等,  $q_c$  值因探头的有效面积比( $a$ )不等而有明显差别,但按本规程式

(9.4.4—3)修正成 $q_T$ 后,二者数值相近。这一结论已为西南交大在柔性边界的砂模型试验中得到某种证实,也与中南综合勘察院早年的现场试验结果一致。说明了探头截面积为 $10\text{ cm}^2\sim 20\text{ cm}^2$ 时,尺寸效应对测试数据的影响,在实用上可不计。

③通过 53 组对比数据的统计,得

$$p_s = 0.94q_T + 18(\text{kPa}) \quad (\text{说明 } 9.5.4-1)$$

或

$$p_s = 0.96q_T \approx q_T \quad (\text{说明 } 9.5.4-2)$$

其中:相关系数 $r=0.96$ ,标准差 $s=260\text{ kPa}$ ,统计值域 $p_s=230\text{ kPa}\sim 6370\text{ kPa}$ , $q_T=230\text{ kPa}\sim 7250\text{ kPa}$ 。

从实用上看,本条文取 $p_s/q_T=1$ ,以简化换算关系。

(2)锥尖阻力( $q_c$ )与贯入阻力( $p_s$ )的关系。

为建立它们之间的换算关系,对统计变量作了如下处理:统计变量均取用层平均值,凡对比孔整孔出现 $q_c > p_s$ 的数据均不采用,双桥探头的 $q_c$ 数据均取用有效面积比 $a=0.39$ 的探头测试值。

对选择出的统计变量分别按 $p_s = bq_c + a$ 、 $p_s = bq_c$ 和 $p_s = q_c + \pi f_c$ 三种透线方程进行回归分析;同时考虑到静力触探的独立性,勘察中不一定钻探取样,故采用双桥探头划分土类的方法,将地基土区分为砂类土和黏性土两大类。

铁科院对 209 组数据的分析,最终推荐

$$p_s = 1.1q_c \quad (\text{说明 } 9.5.4-3)$$

作为各类土层在总体意义上的一个平均换算关系,其相关系数 $r=0.99$ 。

此关系式简单,使用方便,并补充说明如下:

该式并非数理意义上的表达式,因此不能任意延伸用于换算土的 $f_c$ 、 $R_f$ 及与之有关的其他方面;建立此式的目的在于,当无地区性经验可循时,用 $q_c$ 确定地基的承载力、判定 $I_p \leq 10$ 的地基土液化可能性,一般偏于安全。但须指出,根据众多学者的实践与研究,在密实的粉细砂层中贯入,常出现 $q_c > p_s$ 现象,这应是探头形状所造成的。

9.5.5 北京铁路局勘设院根据在北京、天津、石家庄、徐州、连云港、上海、南京、沈阳、广州、深圳、武汉等地的对比试验资料,对三变量( $q_c$ 、 $R_f$ 、 $f_c$ )和双变量( $q_c$ 、 $R_f$ )作了多种形式的判别分析,最后推荐出图 9.5.5 的线性判别式,结果表明,成功率大于 86%。结合铁四院研究成果,将软土界限 $q_c$ 值由原 2003 规程的 0.7 调整为 0.60。

9.5.6—9.5.7 分类的数据资料来源于广州、深圳、温州、武汉、鄂州、徐州、连云港、宁波及广茂线,按 GB 50021 的土质分类标准,使用两组判别的 Fisher 准则,得到如图 9.5.6(a)及图 9.5.7 所示的线性判别式,现补充说明下列两点:

(1)以图 9.5.6(a)为例,软土的判别式为 $Y=5.13B_q-12.4q_T > -3.03$ ,即 $B_q > 2.4172q_T - 0.591$ ,是一条不平行于 $B_q$ 轴的斜线,包括图 9.5.5 及图 9.5.7 在内均是如此。将这样一条斜线人为改绘成竖直线在于方便应用并与《铁路工程地质勘察规范》TB 10012—2007 协调一致。

(2)根据图 9.5.6(a)和图 9.5.7 判别土类时,常会出现硬黏土被错判为粉质黏土、硬塑的粉质黏土被错判为粉土。为此,引入固结度达 50% 时的孔压消散历时( $t_{50}$ )作为辅助判别[图 9.5.6(b)],可使误判率大为降低,该辅助判别图同样适用于图 9.5.7。

(3)通过对 2003 规程采用的数据按 95% 保证率进行统计分析发现:对于流塑( $I_L > 1$ )的黏性土, $q_T \leq 0.634\text{ MPa}$ ;对于软塑( $0.75 < I_L \leq 1$ )的黏性土 $q_T \geq 0.728\text{ MPa}$ ,因此综合考虑图 9.5.6(a)与图 9.5.7 软土划分的界限调整为 $q_T = 0.7\text{ MPa}$ ,而图 9.5.5 作相应的调整,即 $q_c = 0.6\text{ MPa}$ 作为软土划分界限。

国际上 20 世纪 90 年代后不少学者提出了采用土类指数 $I_c$ 的土分类方法,其中用得最多的是 Robertson 和 Wride 提出的土类指数按下式进行计算:

$$I_c = \sqrt{[3.47 - \lg(Q_m)]^2 + [\lg(F_r) + 1.22]^2}$$

(说明 9.5.7—1)



$$Q_{in} = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{p_a} \cdot \left( \frac{p_a}{\sigma_{v0}} \right)^{0.5} \quad (\text{说明 } 9.5.7-2)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_T - \sigma_{v0}} \times 100\% \quad (\text{说明 9.5.7-3})$$

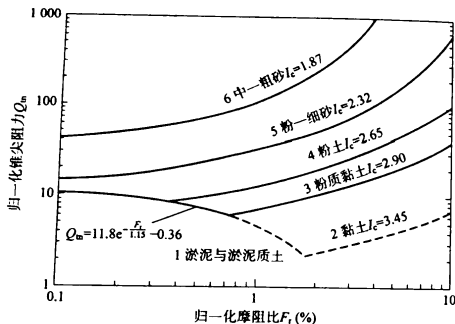
式中  $Q_m$ ——归一化锥尖阻力,无量纲;

$F_r$ ——归一化摩阻比,无量纲;

 $\sigma_{v0}$ ——总上覆应力(kPa); $\sigma'_{\text{ve}}$ ——土有效上覆应力(kPa);

$p_a$ ——标准大气压,取 100 kPa。

东南大学 CPTU 课题组通过近 10 年的对比试验研究,根据上述土类指数,采用我国《岩土工程勘察规范》GB 50021—2001 (2009 年版)土名,给出了说明图 9.5.7 的分类方法,可供参考。



说明图 9.5.7 东南大学提出的采用土类指数  $I_c$  划分土类图

**9.5.8 土的天然重度( $\gamma$ )**是一项基本的土工计算参数,建立  $\gamma$ — $\rho_s$  的关系,既是必要的,又有其可行性。根据如下:

(1)  $\gamma$  是干重度( $\gamma_d$ )和天然含水率( $\omega_n$ )的函数,西南交大、原长

沙铁道学院及国外试验研究表明,  $p_n$  与砂土的  $\gamma_d$ 、 $D_r$  有良好的关系; 而正常固结的饱和黏土, 其强度与  $\omega_n$  有唯一关系。这为建立的经验关系提供了试验依据。

(2) 根据理论公式

$$\gamma = \gamma_d + n S_r \gamma_w \quad (\text{说明 } 9.5.8-1)$$

式中  $n$ ——土的孔隙率,  $n=1-\gamma_d/G_s\gamma_w$ ;

$G_s$ ——土粒比重；

 $S_r$ ——土的饱和度； $\gamma_w$ ——水重度。

饱和土,可认为是二相土, $S_r \approx 1$ ,上式可改为

$$\gamma = \gamma_w + (1 - 1/G_s) / \gamma_d \quad (\text{说明 9.5.8—2})$$

由于造岩矿物的  $G_s$  相差不大, 对黏性土而言,  $G_s$  多在 2.6~2.8 间, 可恒取  $G_s \approx 2.7$ ; 而  $\gamma_w$  可恒取为  $10 \text{ kN/m}^3$ 。故对饱和土而言, 其重度  $\gamma$  可用下面的近似式表达:

$$\gamma \approx 0.63\gamma_d + 10 (\text{kN/m}^3) \quad (\text{说明 9.5.8—3})$$

既然在一定条件下,  $\gamma_d$  与  $p_s$  有良好的对应关系, 则  $\gamma$  与  $p_s$  统计关系也就存在。

(3)如同  $G_c$  值一样,对于非有机质土,  $\gamma$  值的变化不大,一般在  $15 \text{ kN/m}^3 \sim 22 \text{ kN/m}^3$  之间,因此用  $p_c$  估计非有机质饱和黏性土的  $\gamma$  值所造成的误差甚小。在生产实践中,曾多次用本条文给出的经验公式与室内试验结果进行比较,偏差在  $0.3 \text{ kN/m}^3$  以内者占 90% 以上,最大偏差达  $0.5 \text{ kN/m}^3$ 。用于估计淤泥的  $\gamma$  值,一般偏小  $0.0 \sim 0.2 \text{ kN/m}^3$ ; 用于估计硬塑~坚硬黏土的  $\gamma$  值,可能偏大  $0 \sim 0.3 \text{ kN/m}^3$ 。

9.5.9 用液性指数  $I_L$  划分黏性土的塑性状态反映了土的软硬程度。相同的土状态不同,工程性质有别,可用静力触探辨别。但不同的土在  $I_L$  值相同时,  $p_s$  或  $q_c$  值不同,故单纯以某一个静力触探参数确定  $I_L$  值精度不高。为此,在统计分析时,考虑到塑性指数  $I_P$  本身常具有 2~3 的试验误差,取  $I_L \geq 15$  的试验数据 159 组,同时

进行了判别分析和回归分析,得到表 9.5.9-1 综合判别结果,经近十余年来的实践表明,误判率很低。而表 9.5.9-2 则是根据铁四院在国内各地多年的实践并结合其他单位的使用经验(说明表 9.5.9)后提出的,有一定的代表性。

说明表 9.5.9 用  $p_s$  估计  $l_L$  值

公式来源	经验公式	适用土类	对应下列 $l_L$ 的 $p_s$ 值(kPa)					
			0	0.25	0.50	0.75	1	
原北京综合勘察院	$l_L = \frac{287}{p_s} + 0.374$	$p_s < 2000 \text{ kPa}$ 黏性土	—	—	(2 280)	760	460	
武汉冶金勘察院	$l_L = 1.5834 - 0.9341 \lg \frac{p_s}{100}$	黏土和亚黏土	4 960	2 680	1 450	780	420	
铁四院	$\frac{1}{l_L} = 0.0011 p_s + 0.462$	$p_s < 3000 \text{ kPa}$ 黏土	—	(3 220)	1 400	790	490	
铁四院	$p_s = 503 l_L^{-1.06}$	$p_s < 1500 \text{ kPa}$ 黏性土	—	—	1 050	680	500	

9.5.10 原《静力触探使用技术暂行规定》根据 325 组对比试验资料给出:

$$\left. \begin{aligned} p_s < 600 \text{ kPa 时, } s_u &= 0.052 \delta p_s \\ p_s &= 600 \text{ kPa} \sim 1500 \text{ kPa 时, } s_u &= 0.05 p_s + 1.6 \end{aligned} \right\} \quad (\text{说明 } 9.5.10)$$

并建议软黏性土的不排水抗剪强度取  $c_u = 0.9 s_u$ 。

上式资料来源较广,但情况比较复杂,既有电测式十字板数据,又有机械式十字板数据。在试行多年后发现,若采用固结快剪强度参数(取  $c_{cu}$ 、 $\varphi_{cu}$ )并按公式取  $s_u = c_u + p'_c \cdot \tan \varphi_{cu}$  定义土的天然强度( $p'_c$  为土的先期固结压力),则经统计有  $s_u \approx s_{cu}$ ,表明上式给出了较高的  $s_u$  值;而室内无侧限强度之半  $q_u/2$  仅为  $s_u$  的 84% 左右。

鉴此,为消除不同十字板试验体系对统计成果的影响,在修订本条文时,在原数据中剔出了机械十字板数据,并在各软土工点补

作了 319 组电测十字板与 CPT 对比试验,板头一律采用 I 型,按经典承载力公式取  $s_u = (p_s - \sigma_{\infty})/N_k$  进行统计分析,得到本条文的式(9.5.10-1); $N_k$  的值为 12~19,平均为 15,标准差  $s = 1.5 \text{ kPa}$ ,变异系数  $\delta = 0.1$ ,有较高的精度。

考虑到使用式(9.5.10-1)可能存在的困难,故又统计出  $c_u = 0.9 s_u = 0.04 p_s + 2$ ,该式的相关系数  $r = 0.816$ ,标准差  $s = 2.7 \text{ kPa}$ ,变异系数  $\delta = 0.137$ 。该式业经连云港软土地基试验路堤、金温线软土地基路堤填筑施工等诸多工程验证,相当可靠。

9.5.11 饱和黏性土的固结快剪内摩擦角  $\varphi_{cu}$  一般可用下式表征:

$$\tan \varphi_{cu} = a \cdot c_u / p'_c \quad (\text{说明 } 9.5.11-1)$$

对于正常固结土,  $p'_c = \sigma'_{\infty}$ ,  $\sigma'_{\infty}$  为土的有效自重压力,比值  $c_u / p'_c$  或  $c_u / \sigma'_{\infty}$  称为随固结压力而变化的强度增长率,对某一一定的地区土而言,是一个比较稳定的数。 $a$  为经验换算系数,与试验方法及其应力条件有关,当  $c_u$  用式(9.5.10-3)计算时,  $a = 1.4$ 。现就  $a$  取值问题,补充说明下列几点:

(1) 试验方法和应力条件对  $a$  值的影响。

说明图 9.5.11-1 给出正常固结土三轴固结不排水剪切试验的强度包线和几种总应力路径,为陈述方便,在此统一使用  $\tau$  代表剪应力和剪强度。

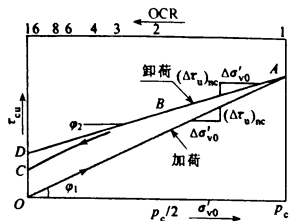
$\overline{BC}$  为  $K_0$  固结不排水 ( $K_0$  CUT) 剪应力路径,其与室压  $\sigma'_3 = K_0 p'_c$  时各向等压固结不排水 (ICUT) 剪应力路径  $\overline{ABC}$  重合。 $\overline{JK}$  是与  $\overline{BC}$  相对应的最大剪应力路径,当达破坏时,剪应力峰值为  $\tau_{ul}$ ;  $\overline{DE}$  则是  $\sigma'_3 = p'_c$  时的 ICUT 应力路径,不排水剪强度为  $\tau_{u2}$ 。因此,在强度包线上,下面的恒等式成立:

$$\tan \varphi_{cu} = \Delta \tau_{cu} / \Delta \sigma_N = \tau_{cu} / \sigma_N \quad (\text{说明 } 9.5.11-2)$$

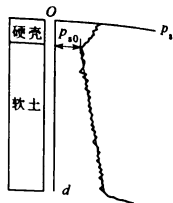
式中  $\Delta \tau_{cu} = \tau_E - \tau_C$ ,  $\tau_E$ 、 $\tau_C$  为  $E$ 、 $C$  两点处的固结不排水剪强度; $\Delta \sigma_N = \sigma_E - \sigma_C$ ,  $\sigma_E$ 、 $\sigma_C$  为与  $\tau_E$ 、 $\tau_C$  对应的剪切面法向应力; $\tau_{cu}$ 、 $\sigma_N$  为强度包线上任意一点处的固结不排水抗剪强度和法向应力。



计得与  $p_{s0}$  相应的  $c_{w0}$  值, 此  $c_{w0}$  值便可近似理解为该软土层的固结快剪黏聚力  $c_w$ 。鉴于这是第二次近似值, 本规程未予推荐。



说明图 9.5.11—2 不排水剪强度与垂直固结压力的关系

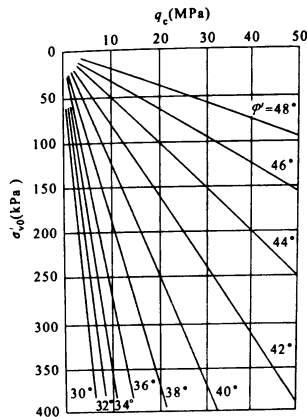


说明图 9.5.11—3  $p_s-d$  曲线

9.5.12~9.5.13 试验研究表明, 砂类土的内摩擦角  $\varphi$  及相对密度  $D_r$  与  $q_{cl}$  ( $q_{cl}$  为临界深度下的极限静力触探端阻) 或  $p_{s1}$  有良好的相关性, 但不同类别的砂土其相关关系不同。铁道科学研究院、西南交通大学的模型试验表明, 砂的颗粒级配、形状、矿物成分及侧向约束力 ( $\sigma'_{h0}$ ) 决定了砂土的体变特性, 贯入阻力  $q_c$  (或  $p_s$ ) 受砂土压缩性质的影响较之受强度参数的影响更为突出; 在等向压力下、特别在偏应力作用下, 南京片状砂 (含云母较多) 较福建石英砂有大得多的体变性。也就是说, 对砂土而言,  $q_c$  和  $p_s$  是  $D_r$ 、 $\varphi$  的综合反映, 故用单一静力触探参数  $p_s$  同时确定  $\varphi$  和  $D_r$  存在不定性。原长沙铁道学院根据 44 组现场试验资料分析, 发现  $\varphi$  值的离散性较大。第 9.5.12 条是在现场试验资料基础上, 结合室内大模型 (真型) 试验结果和国外使用经验, 提出表 9.5.12 的推荐值, 不难看出, 表中的数值相当于说明图 9.5.12 的下限值, 将此表用于估计砂土的  $\varphi$  值是偏于安全的。该试验结果还表明, 石英质砂土的  $p_s$  或  $q_c$  值主要取决于密实度, 粒径大小和含水率对贯入阻力的影响不大。通过 13 组真型试验, 得到如下回归方程:

$$D_r = 0.2467 + 0.371g p_s \quad (\text{说明 9.5.13})$$

该式的相关系数  $r = 0.928$ ,  $p_s$  单位为 MPa; 此外还搜集了现场对比资料 116 组, 使用各种线型分别按总体和分组 (粉、细、中、砂) 进行回归分析, 其相关系数  $r < 0.5$ 。但对 116 组资料给予说明表 9.5.13 的限制后, 其回归分析结果相关性显著, 且与室内模型试验相当吻合。



说明图 9.5.12 未胶结的石英砂的  $p_c - \varphi_m - \sigma'_{v0}$  曲线  
(引自 Robertson & Campanella, 1983,  $\varphi_m$  为峰值内摩擦角)

说明表 9.5.13 在限制条件的统计关系

限制条件	回归方程	频率 $n$	相关 系数 $r$	标准 差 $s$
$p_s \geq 14 \text{ MPa}, D_r \geq 0.67$	$D_r = 0.351 + 0.349 \lg p_s$	15	0.987	0.065
$p_s = 4 \sim 14 \text{ MPa}, D_r \geq 0.33 \sim 0.67$	$D_r = 0.393 + 0.309 \lg p_s$	42	0.982	0.075

9.5.14 对于三角洲相、冲积相乃至湖相软土,理论分析和工程实践表明,水平固结系数  $C_h$  在地基固结的全过程中更为重要,有必要推求轴对称问题。

(1)轴对称扩散方程的通解(谢树彬,1988)。

假定从探头停止贯入之时起,施加于土体的总应力恒定,且初始条件  $u(n, t=0) = f(n)$ ,  $f(n)$  为探头对土造成的超孔压沿水平径向的初始分布函数,其依所选择的土模型而定,见说明表 9.5.14—1。则可将轴对称扩散方程

$$C_h \left( \frac{\partial u^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{说明 } 9.5.14-1)$$

说明表 9.5.14—1 依土模型而定的初始超孔压分布函数  $f(n)$

模型、材料	$f(n)$	分布形式
理想弹性——完全塑性体	$2c_u \ln(r_m/r)$	圆柱形对数分布
考虑中主应力的 Henkel 理论	$c_u [0.816a_1 + 2 \ln(r_m/r)]$	圆柱形对数分布
应力路径法——修正的剑桥模型	$\frac{1+2K_0}{3} \gamma' d - \frac{c_u}{\sin \varphi} + 2c_u \ln(r_m/r)$	圆柱形对数分布
均质渗流体	$\Delta u_0 \cdot e^{-\beta n}$	圆柱形负指数分布

注:  $a_1$ ——Henkel 孔压参数,  $a_1 = \frac{\sqrt{2}}{2} (3A_1 - 1)$ ;

$A_1$ ——Skempton 孔压系数;

$K_0$ ——土的静止侧压力系数;

$\gamma$ ——土的有效重度;

$d$ ——深度;

$\varphi$ ——土的有效内摩擦角;

$\Delta u_0$ ——探头圆柱面处的初始超孔压,  $\Delta u_0 = u(n=r_0/r_m, T=0)$ ;

$a$ ——经验指数,  $a = \beta \cdot r_0/r_m$ ;

$\beta$ ——孔压换算系数,查本规程表 9.4.4。

变换为贝塞尔方程

$$\left( \frac{\partial u^2}{\partial n^2} + \frac{1}{n} \frac{\partial u}{\partial n} \right) = \frac{\partial u}{\partial T} \quad (\text{说明 } 9.5.14-2)$$

式中  $u$ ——饱和土的超孔隙水压  $u = u(n, T)$ ;

$n$ ——向径比,  $n = r/r_m$ ;

$T$ ——时间因数  $T = C_h t / r_m^2$ ;

$C_h$ ——水平径向固结系数;

$t$ ——与  $T$  对应的固结(消散)历时;

$r_m$ ——满足  $u(n=1, T) = 0$  的极限半径,相当于说明表 9.5.14—1 中扩孔塑性区的最大半径。

大量试桩实测资料和模型试验表明:当  $r_m \geq 60r_0$  时,  $u=0$ ,  $r_0$  为桩或探头半径。

设  $u = R \cdot P$ ,  $R = R(n)$ ,  $P = P(T)$ , 可将式(说明 9.5.14—2)分离成

$$P' + \lambda^2 P = 0$$

和

$$R'' + \frac{1}{n} R' + \lambda^2 R = 0$$

后式为变系数( $n$ )常微分方程,可应用贝塞尔函数级数解法,得

$$u = \sum_{i=1}^{\infty} \left\{ \left[ \frac{2}{J_1^2(\lambda_i)} \int_0^1 n f(n) J_0(\lambda_i n) dn \right] e^{-\lambda_i^2 T} \cdot J_0(\lambda_i n) \right\}$$

(说明 9.5.14—3)

它是一个级数式,可使用逐项积分法求值。式中的  $J_1(\lambda_i)$  为一级贝塞尔函数。

(2)轴对称固结问题的数值解(杜文山,1988)。

使用式(说明 9.5.14—3)式可求得二维径向非稳定流的精确解答,但计算量颇大。对于此类问题,应用数值方法可足够准确地得到它的近似解。其差分方程如下:

$$\bar{U}_j^{k+1} = \bar{U}_j^k + \frac{1}{R} \cdot \frac{\tau}{h} (\bar{U}_j^{k+1} - \bar{U}_j^k) + \frac{\tau}{h^2} (\bar{U}_{j+1}^k - 2\bar{U}_j^k + \bar{U}_{j-1}^k)$$

( $k=0, 1, 2, \dots; j=1, 2, 3, \dots$ ) (说明 9.5.14—4)

式中  $\bar{U}$ ——归一化超孔压比,  $\bar{U} = \Delta u / \Delta u_0$ ;

$\Delta u$ ——土体中的超孔压  $\Delta u = \Delta u(R, T)$ ,  $\Delta u_0 = \Delta u(R=1, T=0)$ ; 即

探头圆柱面处的初始超孔压:

$R$ ——向径比,  $R=r/r_0$ ;

$\tau$ ——时间因数  $T$  的步长:

$h$ ——向径比  $R$  的步长:

$\bar{U}_0$ ——初始分布条件, 对于

Henkel 半经验对数分布

$$\text{在塑性区内} \quad \bar{U}_0 = \frac{0.816a_r + 2\ln R}{0.816a_r + \ln I_r} \quad (\text{说明 } 9.5.14-5a)$$

$$\text{在塑性区外} \quad \bar{U}_0 = \frac{0.816a_r R^2}{0.816a_r + \ln I_r} \quad (\text{说明 } 9.5.14-5b)$$

根据初始条件, 反复利用式(说明 9.5.14-4)计算, 可逐点算出任意时刻(时间因数)的归一化超孔压比, 见说明表 9.5.14-2。表 9.5.14-1 即据本说明表数值而定出的, 该表数值满足定义式:

$$C_b = r_0^2 \cdot T/t \quad (\text{说明 } 9.5.14-6)$$

说明表 9.5.14-2 时间因数( $T$ )与土质参数间的关系

分布	$A_r$	$\frac{T}{I_r}$	$U(\%)$				
			10	30	50	70	90
对数	1/3	10	0.150	0.534	1.145	2.411	8.421
		50	0.262	1.014	2.487	6.013	25.776
		100	0.314	1.312	3.524	9.725	43.571
		200	0.368	1.643	5.025	15.936	75.218
	2/3	10	0.189	0.703	1.593	3.832	19.318
		50	0.305	1.263	3.346	9.637	54.560
		100	0.359	1.579	4.761	15.379	90.808
		200	0.415	1.969	6.838	25.288	151.218
	1	10	0.230	0.873	2.095	5.439	29.227
		50	0.350	1.514	4.504	14.551	88.070

续说明表 9.5.14-2

分布	$A_r$	$\frac{T}{I_r}$	$U(\%)$				
			10	30	50	70	90
对数	1	100	0.406	1.906	6.447	23.613	146.473
		200	0.464	2.405	9.292	37.696	231.984
	4/3	10	0.270	1.053	2.622	6.890	37.611
		50	0.396	1.838	5.931	19.801	122.765
		100	0.455	2.321	8.629	32.394	194.039
		200	0.514	2.861	12.790	53.198	286.720

注:  $U$  以孔隙压力为定义的固结度,  $U=1-\bar{U}$ 。

近些年东南大学对多功能孔压静力触探进行了深入研究, 其关于孔压消散试验的解译方法采纳了目前在国际上应用最为广泛的是 Houlsby & Teh(1988, 1991) 基于大应变有限元分析创立的应变路径法, 在江苏、上海及浙江等地进行试验研究, 取得了较好的效果, 并编入了《江苏省工程建设标准——孔压静力触探技术规程》与《中国土木工程学会标准——孔压静力触探测试技术规程》。

Houlsby & Teh(1988, 1991) 的研究表明, 起始孔隙压力的分布取决于刚度指数  $I_r$ , 并提出应采用修正无量纲的时间因数  $T^*$  取代时间因数  $T$ :

$$T = T^* \cdot \sqrt{I_r} \quad (\text{说明 } 9.5.14-7)$$

则式(说明 9.5.14-6)为

$$C_b = \frac{r_0^2 \cdot (T^* \cdot \sqrt{I_r})}{t} \quad (\text{说明 } 9.5.14-8)$$

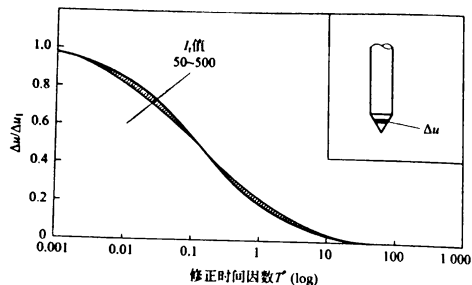
式中  $t$ ——孔压消散历时(一般采用孔压消散 50% 对应的时间);

$T^*$ ——孔压消散历时  $t$  对应的修正无量纲的时间因数;

$I_r$ ——土的刚度指数,  $I_r = G/s_u$ ,  $G$  为土的剪切模量,  $s_u$  为土的不排水抗剪强度。

则当  $I_r$  变化在 50~500 范围内(包括了绝大部分土类), 孔压

消散理论曲线是唯一的(说明图 9.5.14—1)。



说明图 9.5.14—1 超孔隙水压力消散与修正时间因数  $T^*$  的关系  
(引自 Housley & Teh, 1988)

修正后的时间因数  $T^*$  可以见说明表 9.5.14—3, 表 9.5.14—2 是基于该表得出的。

说明表 9.5.14—3 修正后的时间因数  $T^*$  (Housley 和 Teh, 1991)

固结度	过滤器位置			
	锥面( $u_1$ )	锥肩( $u_2$ )	距锥底 5 倍半径( $u_3$ )	距锥底 10 倍半径( $u_4$ )
20%	0.014	0.038	0.293	0.378
30%	0.032	0.078	0.503	0.662
40%	0.063	0.142	0.756	0.995
50%	0.118	0.245	1.11	1.458
60%	0.226	0.439	1.65	2.139
70%	0.463	0.804	2.43	3.238
80%	1.04	1.60	4.10	5.24

下面将列述有关  $C_h$  与  $C_s$  的取值问题:

(1) 孔隙水压力静力触探(CPTU)孔压消散过程的应力状态。

本规程说明图 9.4.4 事实上给出了探头周围土体在抵抗贯入时所产生的孔隙应力场的核部, 当贯入停止后孔隙应力将趋于一致。由此可推知, 相对于锥面而言, 锥尾及其上圆柱面部位, 土体处于一种剪切卸荷状态; 说明图 9.5.14—2 是在 6 m(软塑黏土)和 16 m(中密砂土)两个深度测得的  $u_c$  和锥尖阻力  $q_c$  随时间变化的过程线, 它表明在  $u_c$  的消散过程中伴随着  $q_c$  的松弛, 这是属于另一种性质的卸荷问题。说明图 9.5.14—3 反映出  $3r_0$  以内的土体,  $u_c$  随时间单调减小, 而  $3r_0$  以外的土体,  $u_c$  在初始阶段反而有上升趋势, 并随距离的加大, 延滞时间加长, 这虽与采用扩散方程直接有关, 但大体揭示出探头轴线  $3r_0$  以内的土体, 于  $U>50\%$  后, 存在一个来自外部的向心挤压作用。而公式(说明 9.5.14—6)系假定附加荷载  $\Delta p$  为常量下导出的, 与上述情况不符。鉴此, May (1983) 提出下列修正公式:

$$(C_s)_{NC} = [RR/CR] C_s \quad (\text{说明 9.5.14—9a})$$

$$(C_h)_{NC} = [RR/CR] C_h \quad (\text{说明 9.5.14—9b})$$

$$RR = C_s / (1 + e) \quad (\text{说明 9.5.14—9c})$$

$$CR = C_c / (1 + e) \quad (\text{说明 9.5.14—9d})$$

式中  $(C_s)_{NC}$ ——正常压缩条件下( $\Delta p = \text{常量}$ )的竖向固结系数;

$(C_h)_{NC}$ ——正常压缩条件下( $\Delta p = \text{常量}$ )的竖向固结系数, 即本条文的  $C_h$ ;

RR——再压比系数;

CR——压缩比系数;

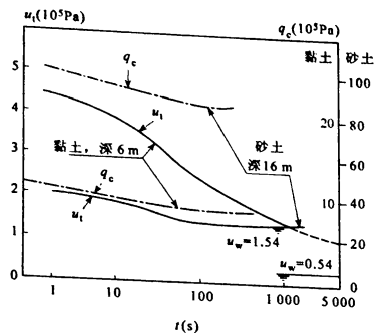
$C_s$ ——再压指数或回弹指数;

$C_c$ ——压缩指数;

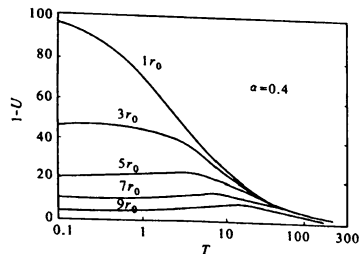
$e$ ——土的天然孔隙比。

(2)  $(C_s)_{NC}$  与  $(C_h)_{NC}$  的换算及实践检验结果。

若忽略土体体积压缩系数的各向异性在数值上的差别, 则可根据固结系数的定义和式(说明 9.5.14—9)求得  $\Delta p$  为常量时的竖向固结系数:



说明图 9.5.14-2  $u_i$ 、 $q_c$  实测的历时曲线



说明图 9.5.14-3 探头径向超孔压与时间的关系

$$C_v = [RR/CR](K_v/K_h)C_h$$

(说明 9.5.14-10)

上式是理论性近似式, 存在一个实践检验或实用性问题。对比试验及分析表明:  $C_h$  值较室内试验值高 1~2 个量级; 经与

黄埔新沙港、连云港、杭甬线等几处铁路试验堤及武昌一栋住宅楼的实测沉降反算结果相比即  $(C_h)_{NC}$  值与实际值之比在 1/3~1/6。

(3)  $C_h$  的期望值。

式(说明 9.5.14-6)是基于实测消散曲线与理论固结曲线处吻合的期望之上。实际上, 探头停止贯入瞬间初始孔压读数误差, 会影响其前期的消散过程线; 而土的起始水力梯度造成了静水压力取值误差, 又影响末期的消散速度。因此常取  $U=50\%$  时的  $T_{50}$  和  $t_{50}$  计算  $C_h$  值并乘以  $\zeta$  值后, 即式(9.5.14)。

(4)  $C_h$  的最佳值——曲线拟合法。

为对整个消散曲线求得一个最贴近理论的  $C_h$  值, 推荐使用下面的曲线拟合法, 步骤如下:

①制作理论曲线“量板”。

根据式(说明 9.5.14-4)或式(说明 9.5.14-3)可计算出探头表面处任意时刻的归一化超孔压比  $\bar{U}$  和时间因数  $T$ , 见说明表 9.5.14-2。据此可在标准的半对数坐标纸上精细地绘制出一簇  $\bar{U}-\lg T$  曲线, 称之为“量板”。曲线簇中的任意一条都对应于一组特定的参数  $(A_h, I_n)$ , 在曲线上  $\dot{U}=50\%$  处, 其对应的时间因数为  $T_{50}$  值。

②根据经修正处理的 CPTU 孔压消散值, 按本规程第 9.4.8 条要求点绘实测的归一化超孔压消散曲线  $(\bar{U}-\lg T)$ , 并在其上查取  $\bar{U}=50\%$  的  $t_{50}$  值。

③将  $T_{50}$ 、 $t_{50}$  和探头半径  $r_0$  值代入式(说明 9.5.14-6), 算得  $C_h$ , 此值作为常数对应于土参数  $A_h$ 、 $I_n$ 。

④在实测的  $\bar{U}-\lg T$  曲线上, 查取任意  $\bar{U}_i$  的  $t_i$  值, 再逐一代入式(说明 9.5.14-6), 得对应于  $t_i$  的  $T_i$  值。然后将所得数组  $\{(T_i), (\bar{U}_i)\}$ , 按与“量板”同等比例尺, 在透明的半对数坐标纸上点绘实测固结曲线  $(\bar{U}_i - T_i)$ , 用符号  $l_i$  表征。



⑤在  $l_i$  和  $L_i$  两两相应的曲线群中,必有一对曲线 ( $l_{i-p}$ 、 $L_{i-p}$ ) 相互拟合最佳。最后便可按下式算出  $C_h$  的最佳值:

$$C_h = r_0^2 (T_{50})_p / t_{50} \quad (\text{说明 } 9.5.14-11)$$

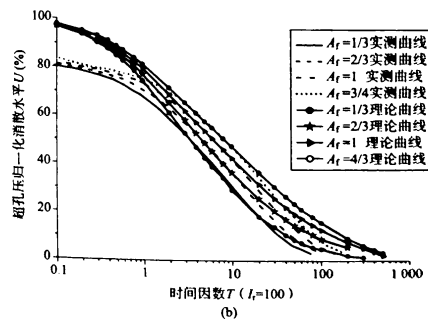
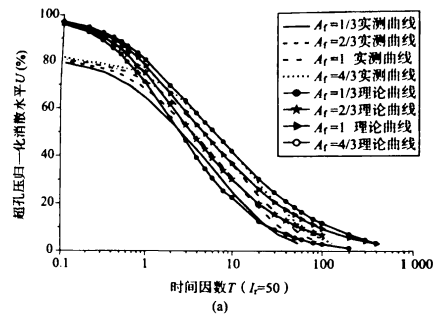
上述曲线拟合法也可改用求各对曲线之间的均方根误差 ( $\sigma_0$  或  $\sigma_T$ ) 的方法,当  $\sigma_0$  或  $\sigma_T$  为最小值时,即为所求的最佳曲线。

(5) 时间因数  $T_{50}$  的选择。

《铁路工程地质原位测试规程》TB 10018—2003(简称 2003 规程)对于过滤器位于锥面(简称  $u_1$ )与锥肩(简称  $u_2$ )的孔压消散试验时间因数  $T_{50}$  的取值未进行区分,都是通过说明表 9.5.14—2 进行取值,这样做不尽合理。因为在锥面附近,超孔压的消散接近于球形扩散,是一个球对称固结问题,而在锥肩及以后的圆柱体部位,超孔压的消散为圆柱形轴对称的水平径向扩散,是一个圆柱形轴对称固结问题。说明表 9.5.14—2 是圆柱形轴对称固结问题的数值解,所以应该仅对于过滤器位于锥肩的孔压消散试验是比较合适的。

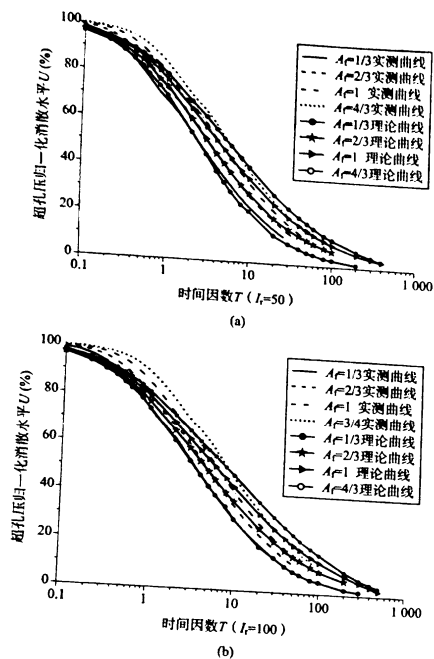
铁四院选择上海、温州、湖州、常熟、宁德等试验场地 121 个  $u_1$  孔压消散试验点实测曲线分别与说明表 9.5.14—2 中对应的理论曲线进行拟合,效果都相对较差(说明图 9.5.14—4),表明说明表 9.5.14—2 的取值用于  $u_1$  孔压消散试验是不合适的。选择在上海地区做了 22 个点的  $u_2$  孔压消散试验实测曲线分别与说明表 9.5.14—2 中对应的理论曲线进行拟合,效果都相对较好(说明图 9.5.14—5)。从而也证明了说明表 9.5.14—2 的理论解适用于  $u_2$  型孔压消散试验,而不适用于  $u_1$  型孔压消散试验。

2003 规程还计算出了初始超孔压采用圆柱形负指数分布模型的轴对称数值解,但铁四院根据在上海、温州、湖州、连云港、宁德等试验场地的实测曲线与其理论曲线拟合法发现: $u_1$  型与  $u_2$  型孔压消散实测曲线和理论曲线的拟合结果都较差。因此本次修订删除了负指数法拟合。



说明图 9.5.14—4  $u_1$  型孔压消散试验典型实测曲线与理论曲线拟合图

说明表 9.5.14—3 对应的时间因数在国际上应用比较广泛,东南大学在江苏、浙江、上海等地开展了大量试验研究,也有了广泛的应用。根据铁四院在上海地区开展的对比试验结果可知:  
①  $u_2$  孔压消散试验分别采用说明表 9.5.14—2 中对应法与说明表



说明图 9.5.14—5  $u_2$  型孔压消散试验典型实测曲线与理论曲线拟合图

9.5.14—3 对应的时间因数计算  $C_h$ , 前者是后者的 1.3 倍, 二者相近, 因此两方法均可计算  $C_h$ ; ②从  $u_1$  与  $u_2$  孔压消散试验的对比试验结果来看,  $u_2$  孔压消散试验时间  $t_{50}$  约是  $u_1$  孔压消散试验的 1.61 倍, 而说明表 9.5.14—3 中  $u_2$  孔压消散试验的时间因数  $T_{50}$  约是

$u_1$  孔压消散试验的 2.08 倍, 过滤器位于锥面与锥肩的孔压消散试验对应的  $t_{50}$  的比值与  $T_{50}$  的比值是接近的, 因此, 本次修订增加了采用说明表 9.5.14—3 对应的时间因数计算过滤器位于锥面的孔压消散试验的  $C_h$  值。

为了计算  $C_h$  统一采用式 (9.5.14), 表 9.5.14—2 中的时间因数  $T_{50}$  是根据说明表 9.5.14—3 中计算得来的。

### 9.5.16 确定地基极限承载力的经验公式, 扼要说明如下:

#### (1) 经验公式的代表性问题。

铁路工程勘测经常是跨地区的, 按地区土质特点建立经验公式对本规程是困难的。表 9.5.16 所列经验公式, 数据虽来源于各有关地区, 其代表性仍然有限。故本规程第 1.0.3 条强调了地区经验和综合使用勘探、测试手段。但总的说来, 使用本表公式确定地基的  $p_0$  值一般是偏于安全的。

#### (2) $\sigma_0$ 的取值问题。

对于一般黏性土和砂土, 当  $p_s \leq 3$  MPa 时, 取  $\sigma_0 = p_{0.02} \cdot p_{0.02}$  为压板相对下沉  $s/b = 0.02$  时所对应的压力,  $b$  为压板直径或边长; 当  $p_s > 3$  MPa 时, 取  $\sigma_0 = p_s$ ,  $p_s$  为比例界限压力; 对于软土或取  $\sigma_0 = p_u/2$ , 或取  $\sigma_0 = p_u$ , 或取  $\sigma_0 = p_{0.02}$ , 也可通过绘制  $\lg p - \lg s$ 、 $p - \lg s$ 、 $p - \Delta s / \Delta p$  等曲线, 找出曲线斜率明显变化点, 并在考虑变形要求的条件下确定  $\sigma_0$  值。

#### (3) $p_0$ 的取值标准问题。

在荷载 ( $p$ )—沉降 ( $s$ ) 曲线 (以下简称  $p-s$  曲线) 上确定  $p_0$  值的方法很多, 如第二拐点法、相对沉降法、对数法、半对数法、切线交汇法以及作图法等等, 每种方法各有其自身的物理内涵和实践基础; 但上述任何一种方法均不可能涵盖所有土类, 且对一条  $p-s$  曲线能同时使用其中两种或两种以上方法确定  $p_0$  时, 会出现  $p_0$  值因方法不同而异, 其相对偏差有时不容忽视。特别在用间接手段 (如 CPT、DPT、SPT 等) 与载荷试验建立经验关系时, 会加大对比数据的离散性。鉴此, 本条文内容在修订过程中, 除粉土、新黄土外,

全部按双曲线拟合  $p-s$  曲线的方法取值。

由于某些原因,有些  $p-s$  曲线曲线形态向原点延伸时不通过原点,交  $s$  轴于  $s_0$ 。此时应事先对实测值  $s'$  进行修正,即令  $s=s-s_0$  以替代本规程图 3.4.2 中的  $s'$ 。通过试取  $s_0$ ,直至两曲线达最佳拟合。经此处理后,所有拟合曲线与  $p-s$  曲线的相关系数  $r$  均在 0.99 以上。

综上所述,本条文决定取软土的  $R_1=0.8$ 、老黏性土、一般黏性土、粉细砂和中粗砂的  $R_1=0.75$  后与两倍压板直径深度范围内的  $p_s$  平均值建立经验关系,列于表 9.5.16—2 中。因此,如以  $p_1$  为基准,则  $p_s$  自身的安全储备  $\Delta F=(p_1-p_s)/p_1 \geq 20\%$ 。

(4)粉土和新黄土的极限承载力问题。

铁一院对新黄土静力触探三个分带的基本承载力( $\sigma_0$ )公式作了误差频率和安全度分析,结论认为  $\sigma_0$  均能满足安全系数为 2 的要求。

原《静力触探技术规则》TBJ 37—93 给出包括粉土在内的砂土基本承载力公式,即

$$\sigma_0 = 0.89 p_s^{0.63} + 14.4 (\text{kPa}) \quad (\text{说明 9.5.16})$$

铁道科学研究院早期的分析认为,该式具有足够的安全度。因此本条文将其乘以 2 后作为粉土极限承载力经验公式是可行的。

(5)与  $p_s$  相对应的  $p_s$  取值问题。

①对于均质地基和具“硬壳”的软土地基,  $p_s$  的取值计算深度可参照本规程第 5.4.6 条条说明,近似取定为滑弧下切深度。

②层状土有厚薄之分,将土层厚度界定为 1 m 出于下列考虑:

a. 与本规程第 9.5.22 条的划分标准取得一致。

b. 成层土对任何一种原位测试手段均存在界面效应。在界面上出现超前深度( $d_1$ );界面以下存在滞后深度( $d_2$ )。原长沙铁道学院在大(真)型砂槽中多次静力触探试验得到  $d_1$  及自由界面下的临界深度( $z_{cr}$ )与  $p_s$  的关系见说明表 9.5.16。

说明表 9.5.16  $d_1, z_{cr}$  与  $p_s$  的关系

相对密度 $D_r$	$p_s$ (MPa)	$d_1$ (cm)	$z_{cr}$ (cm)
$\leq 0.30$	$\leq 2$	20~40	40~60
0.50	4~5	40~55	70~80
0.65	7~12	60~70	80~100
0.75	14~22	75~100	$\leq 120$

c. 当土层厚度  $h \geq 1$  m 时,如为硬层,取全层平均值;如为软层,则扣除  $d_1$  和  $d_2$  范围内的  $p_s$  后,偏于安全。

d. 对于那些单层厚度不足 1 m 甚至更薄的土层,如砂性土(或粉土)与粉质黏土互为夹层的土层组合,界面效应使这类土层的  $p_s$  值受到歪曲,致  $p_s$  的大值较“真值”偏小,而  $p_s$  的小值较“真值”偏大。目前对这种偏差尚无确切的修正方法,故本条款要求对该类组合式土层分别计算大值包络线和小值包络线的平均值,然后分别对应于表 9.5.16 中的土层按有关公式计算出  $p_s$  值,再根据工程建筑要求,适当取二者中的小值、中小值或中值,以避免在  $p_s$  取值上的随意性。

(6)本次修订时对新黄土的  $p_s$  值域作了一定限制,当实测  $p_s$  超出表中值域时,可不考虑承载力增加。新黄土分带所辖工程地质分区(含第 9.5.18 条)详见《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025—2004 中附录“中国湿陷性黄土工程地质分区略图”。

9.5.17 中铁西北分院、铁二院及铁三院分别对新黄土、黏性土和砂土补做了同压板面积不同埋深和同埋深不同压板面积的载荷试验,并与 CPT、DPT 进行了对比分析,得到下列规律性认识:

(1)荷载试验与静力触探、动力触探等原位测试均存在临界深度  $z_{cr}$ 。在  $z_{cr}$  以内,地基承载力随土强度(以  $p_s$  或  $N_{63.5}$  表征)和基础埋置深度  $z$  的增加而增加;在  $z_{cr}$  以下,地基承载力在实用上可视为常数( $k_2=0$ )。

(2)地基土的深度修正系数  $k_2$  与  $p_s$  近似线性关系,与  $N_{63.5}$  呈

幂函数关系;在相同  $p_s$  值时,新黄土、砂土的  $k_2$  值小于黏性土的  $k_2$  值,提出  $k_2$  的推荐值表(说明表 9.5.17)。本规程的  $k_2$  值就是在《静力触探使用技术暂行规定》基础上根据上述的研究成果而作的补充修订,其安全储备是足够的。

(3)黏性土在相对埋深  $z/b \leq 4$  时( $b$  为基础宽度),修正系数  $k_2$  随  $z$  值的增加递增; $z > 4b$  后, $k_2$  值随相对埋深的增加呈幂函数关系递增速率减缓。

(4)通过用不同压板面积在四个深度所做的 25 次试验表明,新黄土地基的变形特征基本上不属于整体剪切破坏;在压板下土体以压缩变形为主,并逐渐向下发展而演成“楔入”破坏。因而,其承载力与压板尺寸大小的关系不大。同时虑及基础尺寸增加引起沉降量加大,故建议对新黄土的承载力不作宽度修正( $k_1 = 0$ )。

说明表 9.5.17  $k_2$  的推荐值

$p_s$ (MPa)	1	2	3	4	5	6	10	14	20	>20
黏性土	1	2	3	4	5	6	—	—	—	—
砂土、粉土	1	2	2.5	3	4	5	6	—	—	—
新黄土	—	1	1.5	2	—	—	—	—	—	—
$N_{60.1}$ (击/10cm)	$\leq 4$	6	10	15	20	25	32	$\geq 40$	—	—
中砂~碎石土	1	2	3	4	5	6	7	8	9~10	—

9.5.18 表 9.5.18—1 是据说明表 9.5.18 所列经验公式制表的,而表 9.5.18—2 直接采用计算式以取代数值表。现补充下列说明:

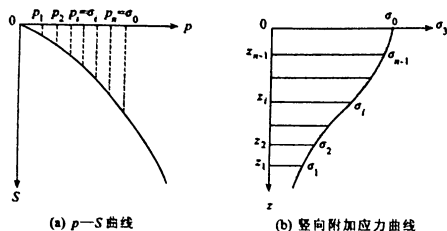
(1)说明表 9.5.18 中的 1 号公式,其资料取材于西北地区以外全国各地的黏性土,有较广泛的代表性。该式中的线性式在原《静力触探技术规则》TBJ 37—93 中为  $E_s = 2.14 p_s + 2.174$ 。在规则执行中发现,对于硬塑~坚硬黏性土和  $Q_{s1}$  及其以前的黏性土,  $E_s$  值普遍偏低。原因是在 498 组资料中,软土及  $p_s \leq 4$  MPa 的一

般黏性土占绝大多数,硬土及老黏性土为数较少。鉴此,本次修订时,保持其中的幂数式不变,而后截除了  $p_s < 0.7$  MPa 和  $p_s > 6$  MPa 的数据进行回归分析,得到  $E_s = 3.99 p_s + 0.5$  的关系,此二式的交点(解)为  $p_s \approx 0.7$  和  $E_s \approx 3.3$ ,可作为软土与一般黏性土的分界点。

说明表 9.5.18  $E_s$  与  $p_s$  的经验关系

公式号	土类	经验公式 (MPa)	$p_s$ 值域 (MPa)	频数 $N$	相关系数 $r$	标准差 $s$ (MPa)
1	软土及一般黏性土	$p_s \leq 0.7$ 时, $E_s = 4.2 p_s^{0.68}$	0.22~7.90	498	0.810	1.30~1.83
		$p_s > 0.7$ 时, $E_s = 3.99 p_s + 0.5$	0.7~6.0	376	0.852	1.51
2	饱和砂土	引自武汉建筑设计院《执行 TJ 21—77 规范的补充规定》				
3	新黄土	$E_s = 3.66 p_s - 2$	0.5~6.5	76	0.840	3.60
4	新近堆积黏性土	$E_s = 1.16 p_s + 3.45$	0.5~6.0	50	0.700	1.70
5	粉土及新近堆积土 ( $I_p \leq 10$ )	$E_s = 1.34 p_s + 3.40$	0.5~10.0	30	0.700	1.70

(2)表 9.5.18—2 中软土及饱和黏性土的  $E_0$  公式中  $p_s \leq 0.799$  MPa 的资料有 37 组,  $p_s < 1.4$  MPa 的有 63 组,仅有 3 组为硬塑黏性土。由此可知,几乎所有  $p-s$  曲线均呈圆滑形,很难找到第一拐点。为统一取值的标准,将经过修正后的  $p-s$  曲线与圆形均布荷载下地基竖向附加应力分布曲线联系起来。根据附加应力系数,在  $\sigma_z-z$  曲线上,可以找到与  $p-s$  曲线上任一级荷载  $p_i$  ( $p_i \leq \sigma_0$ ) 数值相等的  $\sigma_z$  值及其所处深度  $z_i$  值,如说明图 9.5.18 所示。因而可借助于半无限体表面荷载作用下的弹性理论解,运用三向分层总和法求得当  $(p_i)_{\max} = p_n = \sigma_0$  时地基的  $E_0$  值(熊大生, 1988)。然后与两倍压板深度范围内  $p_s$  加权平均值(按附加应力系数加权)建立了该表中的式 9.5.18—2。严格说来,如此定出的  $E_0$  是特定于  $\sigma_0$  的当量变形模量(割线模量),当设计荷载小于  $\sigma_0$  时,估算出来的变形量偏大。



说明图 9.5.18  $p-s$  曲线与竖向附加应力曲线

### (3) 存在问题与注意事项。

#### ① 本规程将模量值列入出于以下考虑：

a. 因钻探和取土的质量原因而造成土层剖面漏层时，可以作为补充数据在沉降检算中予以考虑，较之毫无根据的猜测显得合理可靠；

b. 如同压缩系数( $\alpha_{1-2}$ )、孔隙比( $e$ )一样，作为定性判别土的压缩性，不失为一个有用的指标；一般说来，由于  $E_s$ 、 $E_0$  与  $p_s$  存在较好的统计关系，当作为与  $\sigma_0$  相配套的指标看待是可行的。但必须注意经验公式的局限性，尤其是对于说明表 9.5.18 和表 9.5.18—2 中那些数据不多、相关系数低、标准差大的经验公式，使用时应予慎重。

②  $E_0$  是在侧限条件下的排水模量，而  $E_s$  是有侧胀条件的排水模量，理论上应有  $E_0 < E_s$ 。然而，本规程表 9.5.18—1 和表 9.5.18—2 却给出了相反的结果。这是因为  $E_0$  基于弹性理论，在  $p-s$  曲线上通常取的是切线模量，甚至是初始切线模量，其值一般较大；而  $E_s$  是以 100 kPa~200 kPa 压力区段内计得的数值，对中心—低压缩性土而言，属低应力水平，兼因取土造成的应力释放和可能的结构扰动，其值一般偏低。由此可知，以  $p_s$  推得的  $E_s$  仅适用于单向分层总和法估计地基沉降；而以  $p_s$  推得的  $E_0$  仅适用于

以弹性理论公式求地基沉降。

③ 从机理上看  $E_s$ 、 $E_0$  与  $p_s$  的统计关系，只适用于砂类土；对饱和黏性土， $p_s$  属不排水条件下的静力触探参数，其与  $E_s$ 、 $E_0$  无机理关系可言。

另外，土的广义模量值是随初始固结压力（或深度）增大而增大、依应力水平提高而降低的可变值，其必须与具体工程的实际应力条件联系起来才有意义。

土的压缩指数( $C_c$ )不依应力增量改变而改变，对一定的土质表现为常数，因而对沉降计算而言具有较确定的意义。如何建立  $C_c$  与静力触探参数间的经验关系，属于以后修订本规则所应考虑的问题。

9.5.19 饱和黏性土的不排水杨氏模量( $E_u$ )是土在体变增量为零时的弹性常数，它对于预计地基的瞬间变形是一个不可缺少的计算参数。特别是对于厚层软黏土地基，瞬间变形量占地基沉降总量一个相当大的比重，过大的瞬间变形说明地基中存在过大的塑性区。

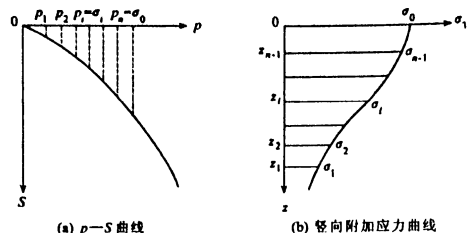
研究表明，比值( $E_u/\tau_u$ )是一个依应力水平、应力历史(OCR)、灵敏度( $S_u$ )以及塑性指数( $I_p$ )等诸因素而变的经验常数。为此，本条文将饱和黏性土贯入阻力的上限定为  $p_s = 1\,000$  kPa，其意有三：

(1) 统计对象直指软土，从而大大缩小上述诸影响因素对统计精度的干扰。

(2) 对于软土以外的其他各类土，以  $E_0$  估计地基瞬间变形量已足够近似，唯  $E_0$  对软土地基有重要意义。

(3) 将  $p_s$  的统计值域从 800 kPa 适当放大到 1 000 kPa，可使获得的统计关系具有更好的稳定性。

在不排水条件下，软土具有加工软化特性， $E_u$  值随剪应变大小而变。取中等(50%)剪应力水平下的割线模量作为软土的  $E_u$  值，具有较好的代表性，而且能与软土  $\sigma_0$  的取值标准(安全系数  $K=2$ )



说明图 9.5.18  $p-s$  曲线与竖向附加应力曲线

### (3) 存在问题与注意事项。

#### ① 本规程将模量值列入出于以下考虑：

a. 因钻探和取土的质量原因而造成土层剖面漏层时，可以作为补充数据在沉降检算中予以考虑，较之毫无根据的猜测显得合理可靠；

b. 如同压缩系数( $\alpha_{1-2}$ )、孔隙比( $e$ )一样，作为定性判别土的压缩性，不失为一个有用的指标；一般说来，由于  $E_s$ 、 $E_0$  与  $p_s$  存在较好的统计关系，当作为与  $\sigma_0$  相配套的指标看待是可行的。但必须注意经验公式的局限性，尤其是对于说明表 9.5.18 和表 9.5.18—2 中那些数据不多、相关系数低、标准差大的经验公式，使用时应予慎重。

②  $E_s$  是在侧限条件下的排水模量，而  $E_0$  是有侧胀条件的排水模量，理论上应有  $E_0 < E_s$ 。然而，本规程表 9.5.18—1 和表 9.5.18—2 却给出了相反的结果。这是因为  $E_0$  基于弹性理论，在  $p-s$  曲线上通常取的是切线模量，甚至是初始切线模量，其值一般较大；而  $E_s$  是以 100 kPa~200 kPa 压力区段内计得的数值，对中~低压缩性土而言，属低应力水平，兼因取土造成的应力释放和可能的结构扰动，其值一般偏低。由此可知，以  $p_s$  推得的  $E_s$  仅适宜于用单向分层总和法估计地基沉降；而以  $p_s$  推得的  $E_0$  仅适宜于

以弹性理论公式求地基沉降。

③ 从机理上看  $E_s$ 、 $E_0$  与  $p_s$  的统计关系，只适用于砂类土；对饱和黏性土， $p_s$  属不排水条件下的静力触探参数，其与  $E_s$ 、 $E_0$  无机理关系可言。

另外，土的广义模量值是随初始固结压力（或深度）增大而增大，依应力水平提高而降低的可变值，其必须与具体工程的实际应力条件联系起来才有意义。

土的压缩指数( $C_c$ )不依应力增量改变而改变，对一定的土质表现为常数，因而对沉降计算而言具有较确定的意义。如何建立  $C_c$  与静力触探参数间的经验关系，属于以后修订本规则所应考虑的问题。

9.5.19 饱和黏性土的不排水杨氏模量( $E_0$ )是土在体变增量为零时的弹性常数，它对于预计地基的瞬间变形是一个不可缺少的计算参数。特别是对于厚层软黏土地基，瞬间变形量占地基沉降总量一个相当大的比重，过大的瞬间变形说明地基中存在过大的塑性区。

研究表明，比值( $E_0/\tau_v$ )是一个依应力水平、应力历史(CCR)、灵敏度( $S_u$ )以及塑性指数( $I_p$ )等诸因素而变的经验常数。为此，本条文将饱和黏性土贯入阻力的上限定为  $p_s = 1\,000\text{ kPa}$ ，其意有三：

(1) 统计对象直指软土，从而大大缩小上述诸影响因素对统计精度的干扰。

(2) 对于软土以外的其他各类土，以  $E_0$  估计地基瞬间变形量已足够近似，唯  $E_0$  对软土地基有重要意义。

(3) 将  $p_s$  的统计值域从 800 kPa 适当放大到 1 000 kPa，可使获得的统计关系具有更好的稳定性。

在不排水条件下，软土具有加工软化特性， $E_s$  值随剪应变大小而变。取中等(50%)剪应力水平下的割线模量作为软土的  $E_0$  值，具有较好的代表性，而且能与软土  $\sigma_0$  的取值标准(安全系数  $K=2$ )

求得统一。

$E_u$ 的取值方法如下:

(1)每个试验值( $E_u$ )均取自三轴固结不排水剪应力—应变曲线上峰值剪应力的一半( $q_t/2$ )所对应的割线模量。

(2)将取得  $E_u$  值与其对应的固结压力( $\sigma_a$ )组成一对变量,并按固结压力进行归一。则每组试样各对( $E_u, \sigma_a$ )值在  $\sigma_a-E_u$  坐标中构成一通过坐标原点的直线( $\sigma_a-E_u$ )。

(3)根据土样在地基中实际所受固结压力  $\sigma'_m$  [ $\sigma'_m = (1+2K_0)p_c/3$ ,  $p_c$  为土的前期固结压力], 在  $\sigma_a-E_u$  直线上查取相应的 ( $E_u$ ) 值。

(4)然后将该土样所在深度处上、下 20 cm 范围内的贯入阻力平均值( $p_s$ ) 与 ( $E_u$ ) 组成一组统计变量, 经统计得到如下相关方程:

$$E_u = 9.2 p_s + 100 (\text{kPa}) \quad (\text{说明 } 9.5.19-1)$$

或

$$E_u = 9.5 p_s$$

该方程的相关系数  $r=0.95$ 、标准差  $s=75 \text{ kPa}$ ,  $p_s$  值为 134 kPa~1 000 kPa。

为检验上式的合理程度,包括了于同一软土工点所进行的荷载板试验在内,计 20 组荷载—静力触探对比试验数据,通过点绘荷载—立即沉降( $p-s_d$ )曲线(立即沉降  $s_d$  通过点绘沉降—时间平方根曲线查取)求得地基在“瞬间”(在  $p-\sqrt{t}$  曲线上大致对应于 5 min 左右)变形条件下的似弹性模量  $E_d$ 。其与相应  $p_s$  值的回归方程如下:

$$E_d = 420 (p_s/100)^{1.35} + 1400 (\text{kPa}) \quad (\text{说明 } 9.5.19-2)$$

$$r=0.86, s=0.72 \text{ MPa}, p_s=85 \text{ kPa} \sim 1400 \text{ kPa}$$

比较以上两式,在  $p_s \leq 1000 \text{ kPa}$  范围内,平均比值  $E_u/E_d \approx 86\%$ 。考虑到  $E_d$  值仍然包含一定程度的固结因素在内,其值比地

基土实际存在的弹性模量为小。故本规则将式(说明 9.5.19-1)提高了 20% 并推荐使用。

9.5.20 国外如苏联、挪威、法国等国家已将静力触探推算打入桩承载力列入规范,荷兰则在 20 世纪 30 年代就使用静力触探推估打入砂层的桩端承载力。

本条文的打入桩承载力静力触探公式,系铁科院、铁三院、北京设计院所组成的试验小组,根据上海、南京、天津及石家庄等地 61 根试桩与静力触探对比试验数据,通过 24 种不同条件组合方案计算后优选出来的,已列入《静力触探使用技术暂行规定》中使用多年。实践表明,该公式有较大的适应性,与实际试桩比较,误差小于 30% 的桩占 85% 以上;最近在武昌又以压入混凝土方桩的静载试验资料校核,误差在 25% 以内,而且偏于安全方面,故本规程仍推荐使用。

用静力触探测得的地基土的端阻  $\overline{q_c}$  和侧阻  $\overline{f_s}$  值,不能直接当作桩的极限端阻和侧阻,必须进行修正,公式(9.5.20-1)中的综合修正系数  $\alpha$  和  $\beta$  与桩周土的类别有关。根据地基土的平均静力触探端阻  $\overline{q_c}$  和摩阻比  $\overline{f_s}/\overline{q_c}$ ,可将土分为两大类,即砂类土和黏性土。砂类土的判别标准为  $\overline{q_c} > 2000 \text{ kPa}$ , 且  $\overline{f_s}/\overline{q_c} \leq 0.014$ , 不符合此条件的土都划为黏性土。因此,在确定侧阻综合修正系数时,应根据桩侧壁土层的  $\overline{q_c}$  和  $\overline{f_s}/\overline{q_c}$  值,选择相应的计算  $\beta$  的式(9.5.20-4)~式(9.5.20-5)。确定端阻综合修正系数  $\alpha$  时,应根据桩底以下持力层的  $\overline{q_{qc}}$  和  $\overline{f_{qs}}/\overline{q_{qc}}$  值,选择相应的计算  $\alpha$  的式(9.5.20-6)~式(9.5.20-7)。此时,公式中的  $\overline{q_{qc}}$  是考虑了桩底以上土层影响的计算平均值,而不是划分土类的  $\overline{q_{qc}}$  值。

静力触探贯入过程中,如遇到孤石或其他障碍物,而使端阻或侧阻值异常时,应舍去。

9.5.21 本条文对原《静力触探技术规则》TBJ 37—93 中钻孔灌注桩承载力内容作了修订并增加了沉管灌注桩方面的内容,现说明如下:

(1)铁科院曾在京津等地进行了 16 根钻孔桩试桩与 CPT 对

比,初步研究成果经铁一院六根钻孔桩试桩验证,甚相吻合。继之与大桥局合作,搜集冀、鲁、浙、鄂等 10 个不同地区 50 根钻孔灌注桩与 CPT 对比试验资料,进行了 36 种组合运算,提出了形如式(9.5.21—1)的综合修正系数法。经近些年的工程实践、特别是经杭甬高速公路直径大于 800 mm 的桥梁钻孔桩基础试桩检验表明,该式中的综合修正系数  $\beta$  偏小,即由 CPT 估算的  $Q_u$  值过于安全。此后,铁三院对天津地区 61 根桩身质量良好的钻孔桩进行对比试验和系统性分析(刘永超,1999),结论认为:

① 钻孔灌注桩可不分桩径大小,统一计算。

② 桩侧阻综合修正系数  $\beta$  和桩端阻综合修正系数  $\alpha$  可用下列公式计算:

$$\beta = 27.289 (\bar{f}_{cu})^{-0.87} \quad (\text{说明 } 9.5.21-1)$$

$$\alpha = 112.06 (q_{cp})^{-0.75} \quad (\text{说明 } 9.5.21-2)$$

针对上述两方面的研究成果,在修订本条文内容时作了统一的综合分析,得到并推荐式(9.5.21—1)和式(9.5.21—2)纳入本规程。此 111 组钻孔桩的基本情况和统计结果如下:

- a. 桩长  $L(m)$ :  $L > 30$  者有 22 根,  $L = 20 \sim 30$  者有 57 根,  $L = 10 \sim 20$  者有 23 根,  $L < 10$  者有 9 根,其中最短者为  $L = 3.2$ ;
- b. 桩径  $d(cm)$ :  $d \geq 65$  者有 30 根,  $d < 65$  者有 81 根;
- c. 计试比( $R_{\alpha} = Q_{u, \text{计算}} / Q_{u, \text{试验}}$ )的统计结果见说明表 9.5.21—1。

说明表 9.5.21—1  $R_{\alpha}$  的统计结果

数据来源	桩数	$R_{\alpha}$ 的统计特征值			
		$R_{\alpha}$ 值域	$\bar{R}_{\alpha}$ 平均	均方根差	变异系数
“TBJ 37—93 规则” (铁科院)	50	0.44—1.52	0.893 8	0.276 8	0.309 7
“用 CPT 确定灌注桩承载力的研究”(铁三院、天津大学)	61	0.70—1.45	1.0	0.176	0.176
本条文	111	0.63—1.54	0.995 8	0.187 2	0.188 0

上表所列的  $\bar{R}_{\alpha}$  值表明,本条文所推荐的钻孔桩承载力公式在总体上是偏于安全的。

(2) 铁三院对 84 根桩身质量良好的沉管灌注桩进行静力触探对比试验和类似的系统性分析,推荐式(9.5.21—3)~式(9.5.21—5)纳入本规程。其基本情况和统计结果如下:

① 桩长  $L(m)$ :  $L = 12.0 \sim 19.6$  者 39 根,  $L = 21 \sim 24$  者 45 根;

② 桩径  $d(cm)$ :  $d = 40$  者 67 根,  $d = 50$  者 17 根;

③ 计试比  $R_{\alpha}$ :  $R_{\alpha} = 0.544 \sim 1.524$ ,  $\bar{R}_{\alpha} = 0.986$ , 均方根差  $\sigma_{\alpha-1} = 0.209$ , 变异系数  $\delta = 0.212$ 。

(3) 补充说明:

① 影响桩承载力的因素甚多,除了土质、状态及其成层条件而外,尚有施工方面的诸多因素;特别是灌注桩,后类影响因素更为突出。本条文所推荐的灌注桩承载力计算公式,仅考虑土层对完整单桩的支承能力。

② 目前用 CPT 确定沉管灌注桩承载力计算参数的方法仅见之于《湖北省地方标准——建筑地基基础规范》(DB 42/242—2014)。该“规定”采用单桥静力触探指标  $p_s$  确定沉管桩的端承力标准值  $q_p$  和侧摩阻标准值  $q_s$ 。为与本条文计算方法作粗略对比,需借助下列假定或概约性经验:

a. 粉土和砂土的摩阻比  $R_t = f_s / q_c \leq 0.014$ , 恒取  $R_t = 0.014$ ; 淤泥及黏性土恒取  $R_t = 0.03$ ;

b. 黏性土的贯入阻力比  $R_q = q_c / p_s = 0.8$ , 粉土和砂土的  $R_q = 0.9$ ;

c. 取  $q_p$  和  $q_s$  的安全系数为 2, 那么,便应有  $q_p$  与  $0.5\alpha \cdot q_{cp}$  和  $q_s$  与  $0.5\beta \cdot f_{su}$  两相对应,比值  $q_p / (0.5\alpha \cdot q_{cp})$  和  $q_s / (0.5\beta \cdot f_{su})$  偏离 1 的大小可表明此两种计算结果的差异(详见说明表 9.5.21—2~说明表 9.5.21—3)。



说明表 9.5.21—2 桩端承力的比较

土类 桩端承力	黏 性 土			粉 土			砂 土		
$p_s$ (kPa)	1 500	3 000	5 000	2 000	4 000	6 000	4 000	8 000	11 000
$q_p$ (kPa)	590	930	1 300	1 000	1 400	1 775	1 125	1 850	2 350
$0.5\alpha \cdot q_{cp}$ (kPa)	367	666	1 033	206	388	561	388	728	973
$q_p/(0.5\alpha \cdot q_{cp})$	1.61	1.40	1.26	4.85	3.61	3.17	2.90	2.54	2.41

说明表 9.5.21—3 桩侧阻的比较

土类	桩侧阻 $p_s$ (kPa)	$q_s$ (kPa)			$0.5\alpha \cdot f_u$ (kPa)	$q_s / (0.5\alpha \cdot f_u)$		
		土层平均埋深 (m)				土层平均埋深 (m)		
		3	10	20		3	10	20
淤泥及黏性土	300	4	5	6	6.8	0.59	0.74	0.89
	1 500	17	20	23	17.8	0.96	1.12	1.29
	5 000	33	36	39	36.6	0.90	0.98	1.07
粉土	1 000	13	14	16	9.5	1.37	1.48	1.69
	3 000	22	23	25	18.3	1.20	1.26	1.37
	6 000	29	30	32	27.7	1.05	1.08	1.15
砂土	3 000	17	20	23	18.3	0.93	1.09	1.26
	7 000	28	31	34	30.4	0.92	1.02	1.12
	11 000	39	42	45	39.9	0.98	1.05	1.13

## 9.5.22 本条文在修订时作了如下补充:

(1)根据《中国地震动参数区划图》GB 18306—2015 修订了液化土层临界贯入阻力,增加了 0.15g、0.3g 临界贯入阻力值。

(2)单桥探头静力触探法中的  $I_p \leq 10$  的粉土液化判别方法,建议采用标贯试验法中同样的黏粒含量修正系数  $\alpha_s$ 。

(3)双桥探头临界贯入阻力是由单桥探头公式  $p_s = 1.1q_c$  换算得到的,增添了用摩阻比  $R_f$  确定  $\alpha_s$  的表格。

经实际对比,分别统计得到单桥(33组)、双桥(41组)两种方

法与标贯法相同的  $\alpha_s$  值,即此三种方法中的  $\alpha_s$  值是完全一致的。从理论上讲,静力触探指标  $N$ 、 $p_s$ 、 $q_c$  三者彼此密切相关,而  $\alpha_s$  则由土性所决定,其值与采用何种原位测试手段无关。

本方法经回判检验,成功率均在 80% 以上,且偏于安全方面。但需指出,本判别方法主要适用于石英质砂土和  $I_p \leq 10$  的粉土地基,对变性性能较大的片状砂,在未取得判别经验之前,宜结合室内动三轴试验对其进行综合评判。

10.2.1 本规程之应力铲试验分为总应力铲试验(stress spade test 简称 SST)和有效应力铲试验(Effective stress spade test 简称 ESST),总应力铲试验是测试土的水平总应力一个参数,而有效应力铲试验是同时测试土的水平总应力和孔隙水压力两个参数,它们都是以准静态贯入方式进行的。虽然, SST 及 ESST 在理论上可以动力贯入方式进行,但其贯入机理和试验时建立数学模型较为复杂,且应力铲自身的结构强度也难以满足要求。考虑到试验场地情况,可采用工程钻机开孔,再以静力压入方式至试验深度(非软土地区)或以 CPT 主机直接将应力铲连续压入各试验深度(软土地区),这样可适当扩大应力铲试验的应用领域。

10.2.3 随着硬件技术的进步,基于嵌入式系统的自动记录仪已成熟,自动记录可消除人工记录带来的缺陷和不足,特别是消散试验自动记录仪可任意设定采样时间动态采集数据,提高采样的准确性、一致性和效率。

10.2.4 总应力铲、有效应力铲的规格和技术性能是 SST(ESST)的基础。根据弹性理论和传感器体变要求,如将  $t/B$  和  $s/B$  分别控制在 1/8 和 1/2 000 以内,测试结果可按平面应力问题处理,从而简化分析难度,更接近工程实际;其他限制条件也是为此目的而提出的。

有效应力铲透水器过滤片滤水面积应沿铲面分布越大越好,这样测量的孔隙水压力是沿铲面分布孔压的平均值,与感应膜片测量的水平总应力平均值相匹配,但实际难以做到。同时过滤片

的厚度过大将产生流阻,影响孔压传导,降低灵敏度。因此规定过滤片滤水直径不小于  $\phi 10 \text{ mm}$ 、厚度不大于  $6 \text{ mm}$ 。同理,过滤片的渗透系数应控制在  $(1 \sim 5) \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ 、或过滤片孔隙应控制在  $50 \text{ 目} \sim 80 \text{ 目}$  (目一网筛孔数)。

10.3.2 总应力铲、有效应力铲本身的强度和抗弯刚度有限,在一些较软土为硬的土层中,不可能像 CPT 那样贯入,只能借助于钻机开孔,以减少贯入阻力。

10.4.1~10.4.3 数据修正是为了求得更为真实地解释某些物理现象。例如,点绘  $\sigma_{ht} - \lg t$  曲线时,有时出现类似于孔压消散曲线在初始段先上升而后下降的过程线。在软土中,水平应力松弛过程,主要是贯入时产生的超孔隙水压力消散所致,因此,可沿用 CPTU 修正方法。

10.4.4~10.4.5 相对于半无限体而言,板厚  $5 \text{ mm} \sim 8 \text{ mm}$  的总应力铲对较软土体造成的压密范围十分有限,  $\sigma_{hc}$  比土体原位  $\sigma_h$  稍高。式(10.4.5-1)中  $n$  值就是针对  $\sigma_{hc}$  与  $\sigma_h$  的差异而提出的经验修正系数。决定  $K_0$  的精度在于  $\sigma_{hc}$ 、 $\sigma_{w0}$  和  $u_w$  取值是否准确,其中  $\sigma_{hc}$  值是关键。当总应力铲垂直插入地下时,其水平向力系为

$$\sigma_{ht} = \sigma'_h + \Delta\sigma'_{ht} + \Delta u_t + u_w \quad (\text{说明 } 10.4.5-1)$$

式中  $\sigma'_h$ ——原位有效水平应力;

$\Delta\sigma'_{ht}$ ——贯入停止后在  $t$  时刻的有效水平应力增量;

$\Delta u_t$ ——贯入停止后在  $t$  时刻的超孔隙水压力。

当  $\sigma_{ht} = \sigma_{hc}$  时,意味着超孔隙压力消散終了,  $\Delta u_t = 0$ , 上式变为

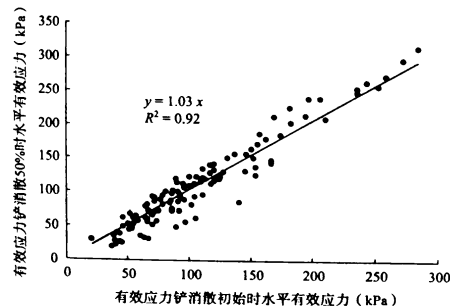
$$\sigma_{hc} = \sigma'_h + \Delta\sigma'_{hc} + u_w$$

即  $\sigma'_{hc} = \sigma_{hc} - u_w = \sigma'_h + \Delta\sigma'_{hc}$  (说明 10.4.5-2)

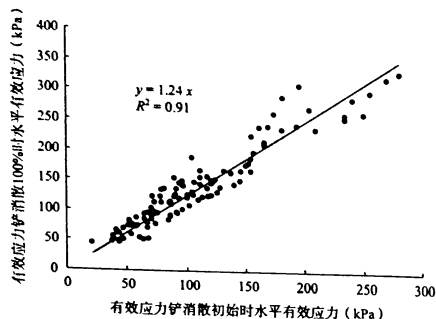
因有效水平应力增量  $\Delta\sigma'_{hc} \geq 0$ , 故知  $\sigma'_{hc} \geq \sigma'_h$ 。当将  $\sigma'_{hc}$  取代  $\sigma'_h$  直接代入定义式  $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_{w0}$  中, 必使  $K_0$  值偏大, 特别在相对硬的土层中,  $\sigma'_{hc}$  与  $\sigma'_h$  偏差不可忽视。若令  $\alpha = \Delta\sigma'_{hc} / \sigma'_{hc}$ , 则据国外带孔隙水压测试元件的 DMT 结合铁四院在宁波、连云港、广州黄埔新沙港和鄂州杜山乡软黏性土开展的 SST 结果, 得到  $\alpha = 0.13 \sim$

$0.27$ , 其值随应力铲板厚加大和土的状态变硬而增大, 因  $n = 1 - \alpha$ , 故  $n = 0.87 \sim 0.73$ 。

铁四院依托中国铁路总公司科技研究开发项目《铁路工程地质原位测试相关参数测试方法研究》(J2015C008)对有效应力铲试验确定静止侧压力系数  $K_0$  进行了研究。有效应力铲试验  $K_0$  计算式(10.4.5-2), 这种方法称之为贯入值法, 其优点在于有效应力  $\sigma'_h$  直接快速得到, 无需进行消散试验, 提高了测试效率。另外, 水平有效应力是不排水状态下测得的, 克服了总应力铲消散值法由于土体产生固结, 导致有效应力增大的不利影响, 并且更接近土体的原位状态值。从说明图 10.4.5-1~说明图 10.4.5-2 中也可以看出, 有效应力铲消散试验消散 50% 时未经修正的水平有效应力比贯入时刻的约大 3%, 而消散 100% 时未经修正的水平有效应力比贯入时刻的约大 25%。这与有效应力铲测试水平有效应力的理论分析基本是一致的, 即随着消散试验的进行, 有效应力铲测试的水平有效应力是逐渐增大的。因此, 选择有效应力铲试验的贯入值计算土体原位水平有效应力是合适的。



说明图 10.4.5-1 有效应力铲消散试验贯入时刻与消散 50% 时刻水平有效应力拟合分析图



说明图 10.4.5—2 有效应力铲消散试验贯入时刻与消散 100%时刻水平有效应力拟合分析图

由于有效应力铲测试的总应力是沿铲面分布应力的平均值,而测得的孔隙水压力是铲面中心点的值,定性上说,与平均孔压值相比,停止贯入的初始阶段,该孔压为最小值,直接采用贯入值计算的有效应力理论上数值偏大。随着消散时间的延续,总应力衰减主要是铲面周围土体超孔压消散,且受应力水平影响周围土体孔压消散要快于中心点,即后期中心点的孔压将高于平均孔压,两者不同步导致消散后期测试的孔压偏大,因此采用消散值计算的有效应力又偏小。同时,固结度达 50%时即  $t_{50}$  时刻后,土体开始产生固结,使得有效应力出现增长现象。为了修正有效应力值,结合有效应力铲对比试验数据,依据不同求解方法即贯入值法、消散  $t_{50}$  时刻及消散稳定值(即完全消散  $t_{100}$  时刻)测得的有效应力,进行回归分析,如说明图 10.4.5—1~说明图 10.4.5—2 所示。

根据有效应力铲的结构特点,有效应力铲测试的水平总应力  $\sigma_h$  是整个板面受到土体水平应力的一个平均值,而其测试的孔隙水压力  $u$  是应力铲板面中心的孔隙水压力。铁四院彭俊伟(2012)

的研究成果认为有效应力铲板面水平应力分布是不均匀的,呈现中心低四周高的特点。因此有效应力铲测试的水平总应力  $\sigma_h$  与孔隙水压力  $u$  不完全匹配,在利用其计算水平有效应力  $\sigma'_h$  时应进行适当的修正,即

$$\sigma'_h = \alpha \cdot (\sigma_h - u) \quad (\text{说明 } 10.4.5-3)$$

式中  $\sigma_h$ ——有效应力铲试验时测试的水平总应力(kPa);

$u$ ——有效应力铲试验时测试的孔隙水压力(kPa);

$\alpha$ ——修正系数。

目前《铁路工程地质原位测试规程》TB 10018—2003 采用应力铲试验计算静止侧压力系数是比较成熟的,因此可通过应力铲试验与有效应力铲试验的对比分析确定修正系数  $\alpha$ ,即按下式计算:

$$\alpha = \frac{n(\sigma_{hc} - u_w)}{(\sigma_h - u)} \quad (\text{说明 } 10.4.5-4)$$

式中  $\sigma_{hc}$ ——应力铲试验水平总应力衰减后的稳定值(kPa);

$u_w$ ——土的静水压力(kPa);

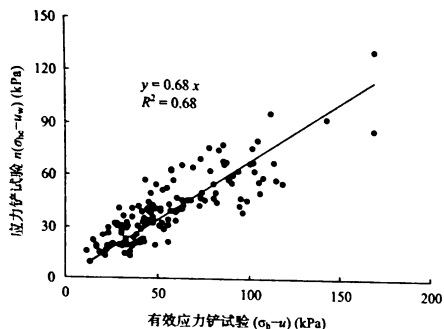
$n$ ——经验系数,正常固结和轻微超固结黏性土,  $t=5$  mm 时,可取  $n=0.83\sim0.87$ ;  $t=8$  mm 时,可取  $n=0.73\sim0.79$ ,其值随土的压缩性增大而增大。

根据各地区应力铲与有效应力铲对比试验数据进行拟合分析得到修正系数  $\alpha$  见说明表 10.4.5。

说明表 10.4.5 修正系数  $\alpha$  统计表

试验地区	修正系数 $\alpha$
湖州	0.80
温州	0.79
乐清	0.92
上海浦东	0.60

从说明表 10.4.5, 有效应力铲试验水平有效应力修正系数  $\alpha$  取值为 0.60~0.90。上述试验地区所涉及的地层均为饱和软黏土, 因此可将所有对比试验数据进行综合回归分析(说明图 10.4.5—3)。从图中可以看出, 根据各地区所有对比试验数据综合拟合分析可得有效应力铲试验水平有效应力修正系数  $\alpha$  取值为 0.68, 相关性相对较好。综合上述分析, 建议对于饱和软黏土可取有效应力铲试验水平有效应力修正系数  $\alpha$  可取 0.70。



说明图 10.4.5—3 有效应力铲水平有效应力修正系数综合拟合分析图

**10.4.6 总应力铲及有效应力铲水平总应力随时间的衰减, 是土中超孔隙水压和水平有效应力增量共同变化的结果。**由于  $\Delta\sigma'_h$  量值在软黏性土中很小, 故  $\sigma_h$  的变化主要反映了  $\Delta u_i$  的变化。若假定  $\Delta\sigma'_h = \Delta\sigma'_{hc}$  不随时间而变, 其中  $\Delta\sigma'_{hc} = \sigma'_{hc} - \sigma'_h = \sigma_{hc} - \sigma_h$ , 可将式(说明 10.4.5—1)改写为

$$\Delta u_i = \sigma_{hc} - \sigma_{hc} \quad (\text{说明 } 10.4.6-1)$$

由此得到总应力超孔隙压力消散值的近似表达。

有效应力铲与圆柱形 CPTU 结构不同, 外形为扁盒铲状, 与扁板 DMT 相似, 有效应力铲孔压测试透水器在铲背面几何中心

位置, 其消散试验特性, 国内外研究成果较少。从透水器位置看与距锥底 5 倍半径的  $u_3$  和 10 倍半径的  $u_1$  孔压类似。

Robertson et al. (1988) 应用不列颠哥伦比亚大学研制的带孔压测试功能的扁板(简称 UBC DMT)以及挪威岩土工程研究所用于浅海勘察的孔压扁板(简称 NGI DMT)分别在温哥华的麦当劳农场的砂土和兰利区浅海软黏土进行了试验研究。UBC DMT 和 NGI DMT 的孔压量测过滤器的位置在扁板膨胀膜的反面中心部位, 与有效应力铲孔压测试透水器在铲背面几何中心位置类似。通过与孔压静探 CPTU 的  $u_1$ 、 $u_2$ 、 $u_3$  孔压贯入曲线对比, Robertson et al. 等人发现 DMT 孔压与 CPTU 的  $u_2$ 、 $u_3$  孔压很相似, 且接近于  $u_3$  孔压。

为研究有效应力铲总应力和孔压消散特性, 铁四院结合铁路勘察工程进行了一定数量的对比试验, 消散试验典型曲线以及有效应力铲孔压  $u_i$  与 CPTU 透水器不同位置的  $u_1$ 、 $u_2$  孔压软黏土消散曲线对比如说明图 10.4.6—1~说明图 10.4.6—2 所示。

上述分析表明, 应力铲总应力和孔隙水压力消散, 起主导作用的是贯入引起的超孔隙水压力消散过程, 且与 CPTU 相同。因此, 固结系数的计算可借鉴 CPTU 消散理论, 目前普遍采用 Torstensson(1975, 1977) 基于孔穴扩张理论, 运用土的弹塑性模型研究成果, 建议使用消散 50% 的参数来计算固结系数, 即

$$C_h = \frac{T_{50}}{t_{50}} \cdot r_0^2 \quad (\text{说明 } 10.4.6-2)$$

式中  $C_h$ ——水平固结系数;

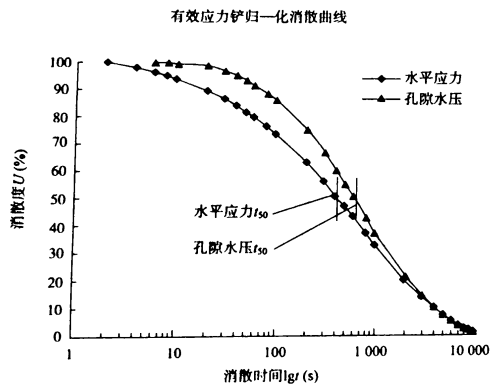
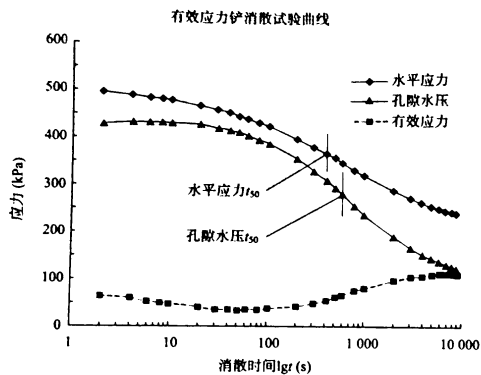
$T_{50}$ ——理论解中的时间因数;

$t_{50}$ ——孔压消散 50% 时所对应的时间;

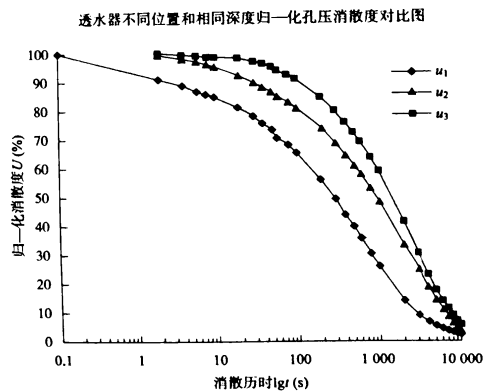
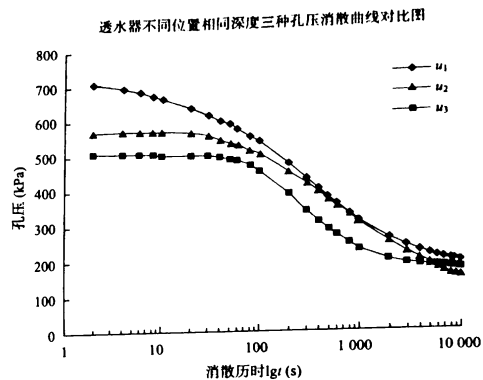
$r_0$ ——探头半径。

时间因数  $T_{50}$  的求解, 需要确定超孔压初始分布, 目前主要有三种分析方法:

(1) 负指数法



说明图 10.4.6—1 有效应力铲消散试验典型曲线



说明图 10.4.6—2 有效应力铲孔压与 CPTU1、CPTU2 消散试验典型曲线

国外学者 Roy(1980)等人根据实测数据提出超孔压分布遵循下列规律:

$$\mu_p = \mu_m e^{-\alpha(\beta-1)} \quad (\text{说明 } 10.4.6-3)$$

式中  $\mu_m$ —— $\rho=1$  时探头表面初始孔压;

$\alpha$ ——经验指数,  $\alpha = \beta \frac{r}{r_0}$ ;

$\beta$ ——孔压换算系数。

孔压负指数分布理论消散曲线的消散速率由经验指数  $\alpha$  控制,  $\alpha$  值越小消散越慢。

杜文山(1988)根据 Roy(1980)的孔压负指数分布规律, 推导出应力铲水平总应力消散度扩散方程如下:

$$U = 2e^{\alpha^2 \cdot T} \cdot F\left(-\frac{2\alpha_1 T}{\sqrt{2T}}\right) \quad (\text{说明 } 10.4.6-4)$$

式中  $U$ ——归一化超孔压比;

$F(z) = \int_{-\infty}^z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt$ , 为标准正态分布函数;

$T$ ——时间因数。

说明表 10.4.6—1 的数值便是依上式得出的。

说明表 10.4.6—1 孔压负指数分布时间因数  $T$  与固结度  $(1-\bar{V})$  对照表

$T \backslash \bar{V}(\%)$	90	80	70	60	50	40	30	20	10
$\alpha_1$									
0.50	0.037	0.181	0.496	1.148	2.370	4.900	10.973	28.684	127.50
0.45	0.046	0.223	0.612	1.404	2.920	6.050	13.571	35.000	153.85
0.40	0.058	0.281	0.779	1.776	3.711	7.667	17.059	44.884	193.33
0.35	0.080	0.366	1.011	2.310	4.833	10.000	22.391	61.404	256.47
0.30	0.103	0.494	1.389	3.150	6.591	13.813	30.000	83.594	350.00
0.25	0.150	0.717	1.984	4.500	9.484	19.615	43.929	115.71	500.00
0.20	0.235	1.129	3.111	7.056	14.821	30.714	72.500	178.85	771.43
0.15	0.410	1.978	5.524	12.736	26.786	56.667	122.920	316.001	1404.76

## (2) 对数法

国内外学者研究认为, 贯入对土体的破坏模式与孔穴扩张情况接近, Henkel 研究提出塑性区内孔穴扩张时产生的超孔隙水压力与距离的变化规律(见本规程说明表 9.5.14—1)。孔压对数分布理论消散曲线的消散速率主要由土的孔压系数  $A_1$  和刚度指数  $I_1$  决定,  $A_1$  和  $I_1$  越大, 消散越慢。  $A_1$  因土类不同而异, 微超固结土  $A_1=0 \sim 0.5$ , 正常固结  $A_1=0.5 \sim 1$ , 高灵敏度土  $A_1=0.75 \sim 1.5$ 。土的刚度指数  $I_1$  与超固结比 (OCR)、塑性指数  $I_P$  等有关。对数法理论时间因数与土质参数关系可查看本规程说明表 9.5.14—2。

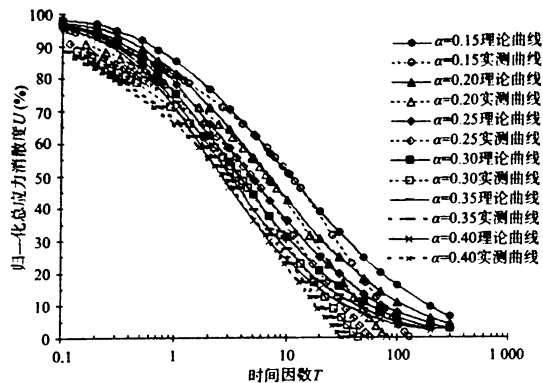
## (3) 应变路径法

Houlsby & Teh(1988, 1991) 基于大应变有限元分析的应变路径法研究认为, 起始孔隙压力的分布取决于刚度指数  $I_r$ , 对 Torstensson(1977) 固结系数公式(说明 10.4.6—2)进行了修正, 并提出应采用修正无量纲的时间因数  $T^*$  取代时间因数  $T$  (见本规程说明表 9.5.14—7) ~ 式(说明 9.5.14—8)。修正时间因数理论解与固结度关系见本规程说明表 9.5.14—3。

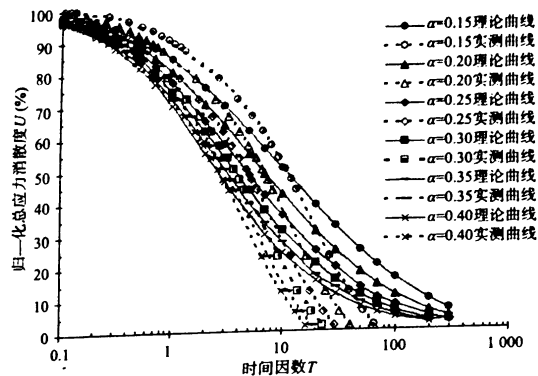
采用上述三种方法确定时间因数  $T$  的最佳途径是曲线拟合法。根据现场对比试验数据, 应力铲总应力消散曲线和有效应力铲总应力与孔压消散曲线分别与负指数法、对数法和应变路径法的理论曲线进行拟合分析(说明图 10.4.6—3 ~ 说明图 10.4.6—11)。

从说明图 10.4.6—3 ~ 说明图 10.4.6—5 可以看出, 应力铲总应力和孔压消散曲线与负指数法理论曲线拟合较差, 说明该扩散方程的理论解经验  $\alpha_1$  值与工程实际有较大的偏差, 因此本次规程修编不推荐负指数法。

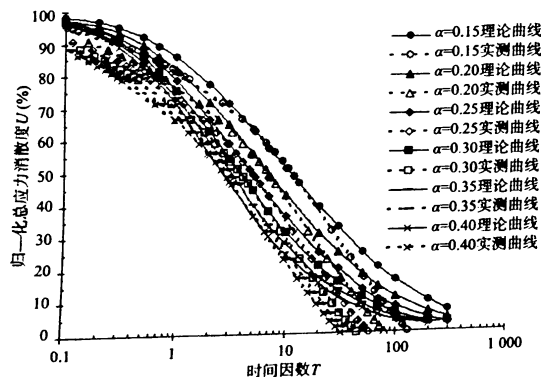
从说明图 10.4.6—6 ~ 说明图 10.4.6—8 可以看出, 刚度指数  $I_r$  在 50 ~ 100 范围内, 孔压系数  $A_1=1/3$  时, 应力铲总应力和孔压消散曲线与对数法理论曲线拟合较好。



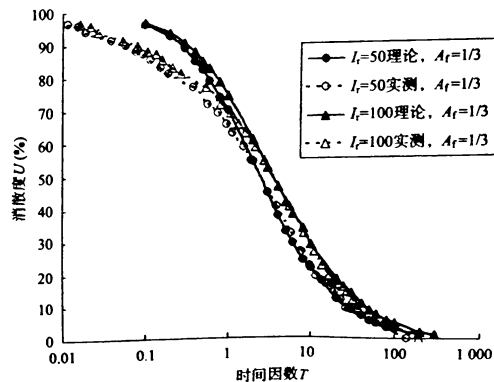
说明图 10.4.6—3 总应力铲总应力消散曲线与负指数法  
理论曲线典型拟合分析图



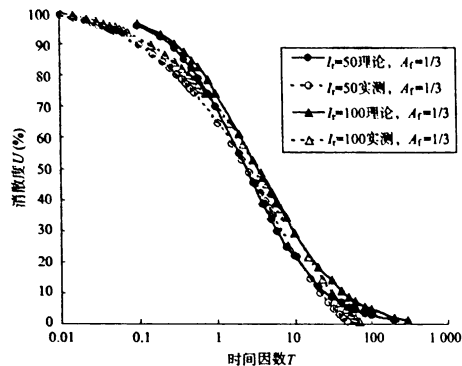
说明图 10.4.6—5 有效应力铲孔压消散曲线与负指数法  
理论曲线典型拟合分析图



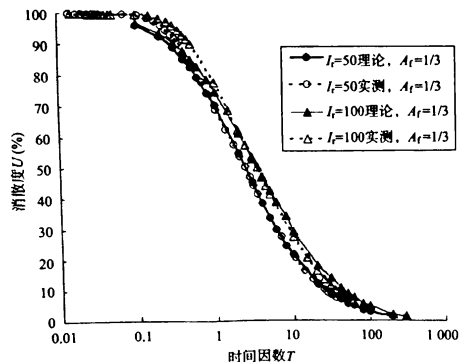
说明图 10.4.6—4 有效应力铲总应力消散曲线与负指数法  
理论曲线典型拟合分析图



说明图 10.4.6—6 总应力铲总应力消散曲线与对数法  
理论曲线典型拟合分析图



说明图 10.4.6—7 有效应力铲总应力消散曲线与对数法理论曲线典型拟合分析图

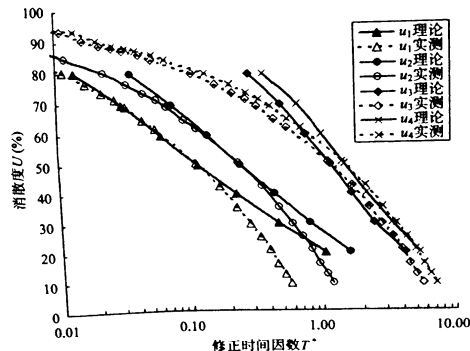


说明图 10.4.6—8 有效应力铲孔压消散曲线与对数法理论曲线典型拟合分析图

从说明图 10.4.6—9~说明图 10.4.6—11 可以看出,应力铲总应力消散曲线与应变路径法的  $u_1$  型理论曲线拟合较好,有效应力铲孔压消散曲线与应变路径法的  $u_3$  及  $u_4$  型理论曲线拟合较好,其次是  $u_2$  型理论曲线。

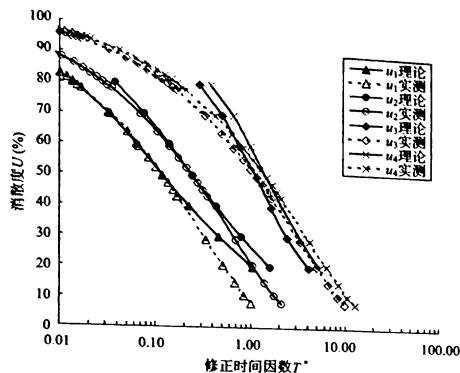
应用对数法求解公式(10.4.6—1)计算固结系数,根据拟合结果,孔压参数  $A_r=1/3$  时,刚度指数  $I_r$  值在 50~100 范围内拟合效果较好,该  $I_r$  范围值涵盖了国内大部分软黏土,因此为便于确定时间因数,给出了时间因数  $T_{50}$  与刚度指数  $I_r$  的关系(表 10.4.6)。

为了分析总应力铲、有效应力铲固结系数与 CPTU 固结系数的关系,铁四院结合铁路勘察工程,开展了应力铲与 CPTU 孔压透水器位于锥头的  $u_1$  孔压对比试验,以  $u_1$  孔压试验固结系数为目标值回归统计分析,根据现场数据拟合研究,  $u_1$  孔压负指数法和对数法拟合效果均不理想,而应变路径法拟合效果较好,因此  $u_1$  型孔

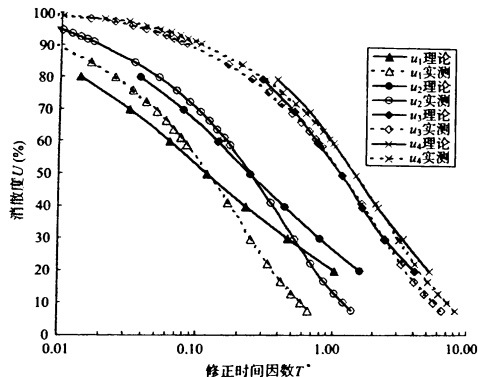


说明图 10.4.6—9 总应力铲总应力消散曲线与应变路径法理论曲线典型拟合分析图





说明图 10.4.6—10 有效应力铲总应力消散曲线与应变路径法理论曲线典型拟合分析图



说明图 10.4.6—11 有效应力铲孔压消散曲线与应变路径法理论曲线典型拟合分析图

压消散试验固结系数采用应变路径法公式计算,见说明表 10.4.6—2。

说明表 10.4.6—2 应力铲对数法确定  $C_h$  与  $u_1$  型孔压消散  
试验回归统计分析表

试验项目	回归方程	频数 $n$	相关系数 $R$	标准差 ( $10^{-3}$ )
有效应力铲孔压	$C_h - u_1 = 0.78C_h - u_1$	40	0.96	2.80
有效应力铲总应力	$C_h - \sigma_{hSSST} = 1.97C_h - u_1$	108	0.96	11.68
应力铲总应力	$C_h - \sigma_{hSSST} = 1.60C_h - u_1$	33	0.76	1.81

应力铲总应力消散曲线与应变路径法的  $u_1$  型理论曲线拟合较好,应变路径选择  $T_{50}^* = 0.118$ 。有效应力铲孔压消散曲线与应变路径法的  $u_2$  及  $u_4$  型理论曲线拟合较好,其次是  $u_2$  型理论曲线,但  $u_3$ 、 $u_4$  型孔压消散试验国内外应用较少,因此,选择  $u_2$  型孔压消散试验修正时间因数选择  $T_{50}^* = 0.245$  计算水平固结系数。

由于  $u_2$  型孔压消散试验国内铁路系统近期才开展试验研究,而铁四院主要使用  $u_1$  型孔压消散试验应用于铁路勘察中,因此为分析应力铲应变路径法与孔压消散试验固结系数的关系时,仍与  $u_1$  型孔压消散试验水平固结系数进行回归分析,见说明表 10.4.6—3。

说明表 10.4.6—3 应力铲应变路径法  $C_h$  与  $u_1$  型孔压  
消散试验回归统计分析表

试验项目	回归方程	频数 $n$	相关系数 $R$	标准差 ( $10^{-3}$ )
有效应力铲孔压	$C_h - u_1 = 0.70C_h - u_1$	37	0.89	5.61
有效应力铲总应力	$C_h - \sigma_{hSSST} = 0.91C_h - u_1$	79	0.91	5.58
应力铲总应力	$C_h - \sigma_{hSSST} = 0.86C_h - u_1$	22	0.91	1.32

$u_2$  型孔压消散试验国外应用广泛,近年来国内也逐渐开展工程应用,为便于交流和分析,铁四院在沪通铁路勘察上海浦东地区

进行  $u_1$ 、 $u_2$  型孔压消散对比试验,利用浦东地区饱和软黏土 27 组对比数据进行了回归分析,结果见说明表 10.4.6—4。

说明表 10.4.6—4 应变路径法确定  $u_1$  和  $u_2$  型孔压消散试验  $C_h$  回归统计分析表

试验项目	回归方程	频数 $n$	相关系数 $R$	标准差 ( $10^{-3}$ )
CPTU 对比试验	$C_h - u_2 = 1.10C_h - u_1$	27	0.92	7.86

对数法和应变路径法求解水平固结系数模型均属于圆柱形轴对称模型,而应力铲是矩形结构,因此公式中的探头半径是将矩形进行圆形处理,给出了以截面积计算的等效半径公式(10.4.6—2)。

有效应力铲的总应力消散试验和其孔压消散试验计算的固结系数结果存在一定的差异,主要是因其测试的总应力与孔压数值不匹配及拟合误差导致。有效应力铲的总应力消散试验和其孔压消散试验确定水平固结系数关系见说明表 10.4.6—5。

说明表 10.4.6—5 有效应力铲的总应力消散试验和其孔压消散试验确定  $C_h$  对比表

试验项目	组数 $n$	对数法	$R$	组数 $n$	应变路径法	$R$
有效应力铲、应力铲	49	$C_h - u_2 / C_h - \sigma_h \text{ESST} = 0.40$	0.93	48	$C_h - u_2 / C_h - \sigma_h \text{ESST} = 0.77$	0.94
	42	$C_h - \sigma_h \text{ESST} = 1.21C_h - \sigma_h \text{SST}$	0.97	40	$C_h - \sigma_h \text{ESST} = 1.08C_h - \sigma_h \text{SST}$	0.98

11.1.1 DMT 技术系意大利 Silvano Marchetti 教授在 20 世纪 70 年代所创立,迅速在国际上得到推广和普及。在有使用经验的地区,使用 DMT 可划分土层并定名,确定静止侧压力系数、超固结比、不排水抗剪强度、变形参数、侧向地基床系数乃至判定地基液化可能性(陈国民,1998)等。Robertson & Campanella (1988)、Schmertmann(1988)、Marchetti & Totani(1989)等国外学者提出了利用扁板侧胀  $C$  值消散试验(简称 DMTC 消散试验)

与扁板侧胀  $A$  值消散试验(简称 DMTA 消散试验)测定饱和软黏土水平固结系数的概念。铁四院经过大量试验研究,认为利用 DMTC 消散试验可以测定饱和软黏土的水平固结系数,而目前 DMTA 消散试验研究还不太成熟。因此本次规程修订推荐增加 DMTC 消散试验测定水平固结系数的内容。

11.2.2 设备标准化是扁板侧胀试验的基础。为使本规程向国际现有标准靠拢,达到保证试验成果质量和资料通用的目的,本条文对设备标准化作了强调。

11.2.4 控制装置主要为控制箱,内装气压控制管路、控制电路及各种指示开关,主要作用是控制试验的压力和指示膜片三个特定位置时的压力,并传送膜片达到特定位移量时的信号。

膜片膨胀的三个特殊位置的状态如下:

(1)膨胀量小于 0.05 mm 时为“压扁”状态,蜂鸣器和检流计接通。

(2)膨胀量大于等于 0.05 mm、小于 1.10 mm 时为“膨胀”状态,蜂鸣器和检流计断开。

(3)膨胀量大于等于 1.10 mm 时为“完全膨胀”状态,蜂鸣器和检流计接通。

11.2.5 侧胀板头可用以下方式压入土中:

(1)主机为静力触探机具压入,可采用国内目前各种液压双缸静力触探机和 CLD-3 型手摇静探机( $\phi 28$  mm 以上探杆,接头内径大于或等于 12 mm,气电管路可贯穿)。

(2)主机为液压钻机压入,若试验在钻孔中,从钻孔底部开始,气电管路可不用贯穿于钻杆中而直接在板头以上的钻杆任何部位的侧面引出。

(3)标准贯入设备锤击击入。

(4)水下试验可用装有设备的驳船以电缆测井法压入或打入。

锤击法会影响试验精度,静力触探设备以手摇静探机压入较理想,应优先选用。

11.2.6 一只充气 15 MPa 的 10 L 气瓶,在中密度土和 25 m 长管路的试验,一般可进行 1 000 个测点试验。耗气量随土质密度和管路的增加(长)而增大。

11.3.2 贯入主机与反力装置的安装与定位,必须事先用水平尺校准机座基准面,当其为水平状态后方可贯入,以保证侧胀板头、探杆(钻杆)对水平面的垂直度。为防止探孔偏斜造成深度误差及测试误差,在贯入过程中应随时用水平尺检查机座是否水平。

11.3.6 在大气压力下,膜片自然地提起高于它的支座,在 A 位置(膨胀 0.05 mm)与 B 位置(膨胀 1.10 mm)之间,控制装置的蜂鸣器是关着的。气压必须克服膜片刚度,并使它在空气中移动,使膜片从自然位置移至 A 位置时为  $\Delta A$ ,移至 B 位置时为  $\Delta B$ 。它们是不可忽略的。标定程序包括  $\Delta A$  和  $\Delta B$  的气压值,便于修正 A、B、C 的读数。

11.3.8 新膜片的标定值通常在许用范围值之外,而且,在试验或标定中,未实践的新膜片标定值总不稳定。解决的办法即为老化处理过程。重复对膜片加压和减压,增大  $\Delta A$ ,减小  $\Delta B$ ,直到它们达许用范围。

11.3.11 DMTC 消散试验操作方法如下:

(1) 扁板侧胀板头贯入到试验深度后,启动秒表开始计时,并开始读取 C 压力值。

(2) 按照扁板侧胀试验程序操作读取 C 压力值,在读取 C 压力值时,要记下读数时的时间。为了获取光滑的 C 压力值消散曲线,计时间隔应由密而疏。在不同时刻重复上述操作读取 C 压力值(如 0.5、1、2、4、8、15、30、60……min 时的 C 压力读数)。

11.3.12 铁四院根据上海浦东、温州、湖州及宁德等多个场地的试验结果证明:在饱和软黏性土中,DMTC 消散试验测试的 C 压力值换算得到的终止压力  $p_2$  值近似等于孔隙水压力。因此在试验场地地下水位未知或不明确时,通过一个试验孔的 C 值消散达稳定值,可以计算出该试验场地的地下水位。明确试验场地的地

下水位后,DMTC 消散试验结束判断标准可按式(说明 11.3.12)确定:

$$\frac{C_0 - C_t}{C_0 - (u_w + Z_m - \Delta A)} \times 100\% \geq 70\% \sim 80\% \quad (\text{说明 } 11.3.12)$$

式中  $C_0$ ——DMTC 消散试验初始时刻读取的 C 值;

$C_t$ ——DMTC 消散试验  $t$  时刻读取的 C 值;

$Z_m$ ——未调零时压力表初读数;

$\Delta A$ ——空气中标定膜片膨胀至 0.05 mm 时气压的实测值;

$u_w$ ——测试深度静止水压力。

11.3.16 取出侧胀板头后,要用直角尺和直尺检查其弯曲度和平面度。直角尺靠在板头上接头两侧,量测两板面到直角尺距离,差值应小于 4 mm,否则应予校直。用 150 mm 直尺沿板头轴向置于板面凹处,倘用 0.5 mm 塞规插不进,其弯曲程度可以接受,若能插进,则需校正(可用液压机或杠杆方法校直)。

11.3.18 试验完毕后应对气电路作下列检查:

(1) 检查管路两端接头的导通性、绝缘性是否良好。

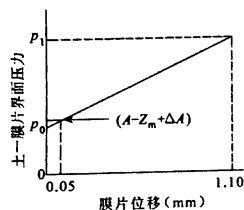
(2) 将管路一端密封放入水中,另一端接入 4 MPa 气压,检查管路有无泄露。

(3) 检查管路有无阻塞:将一根长管路一端接入测控箱上,另一端空着,加压 4 MPa,压力表指针不应超过 800 kPa,超过此值,视阻塞程度加以修换。

(4) 检查管路是否夹扁或破裂。

11.4.1 扁板侧胀试验中测得的 A 压力是作用在膜片内部使膜片中心向周围土体水平推进 0.05 mm 时所需的气压,为获得膜片在向土中膨胀之前作用在膜片上的接触压力  $p_0$  (0 mm 膨胀)需要修正 A 压力以考虑膜片刚度、0.05 mm 膨胀本身和排气后压力表零度偏差的影响。Marchetti 和 Crapps(1981 年)假设土—膜界面间的压力与膜片位移间的关系成线性,如说明图 11.4.1 所示,这

样可得式(11.4.1—1)。同样,试验中测得的  $B$  压力是作用在膜片内侧使膜片中心向周围土体推进 1.10 mm 时所需要的气压,考虑到膜片刚度和排气后压力表零度偏差。故膜片膨胀 1.10 mm 时的膨胀压力  $p_1$  可根据式(11.4.1—2)得到。根据正常的压力膨胀程序获得常规的  $A$  和  $B$  压力,还可读取  $C$  压力以获得在控制排气时膜片回到 0.05 mm 膨胀时膜片的压力,该压力读数  $C$  由式(11.4.1—3)修正为  $p_2$ 。



说明图 11.4.1 线性外推位移为零时的  $p_0$  值

**11.4.2 扁板侧胀试验时膜片向外扩张** 可视为在半无限弹性介质中对圆形面积施加一均布荷载  $\Delta p$ , 设弹性介质的弹性模量为  $E$ 、泊松比为  $\mu$ 、膜片中心的外移量为  $s$ , 则有

$$s = \frac{4R \cdot \Delta p}{\pi E} \cdot \frac{(1-\mu^2)}{E} \quad (\text{说明 } 11.4.2-1)$$

式中  $R$  为膜片的半径, 即 30 mm, 当试验中外移量  $s$  为 1.10 mm 时, 且令  $E_D = E/(1-\mu^2)$ , 则

$$E_D = 34.7 \Delta p \quad (\text{说明 } 11.4.2-2)$$

式中  $\Delta p = p_1 - p_0$ , 因而侧胀仪模量  $E_D = 34.7(p_1 - p_0)$ 。

**11.4.3 扁板侧胀试验各曲线随深度变化** 反映了土层的若干性质, 成为我们定性、定量评估这些性质的重要依据, 与静力触探曲线相比较可得如下特征:

(1) 试验曲线连续, 具有类似静力触探曲线直观反映土性变化

的特点。

(2) 黏性土的  $I_D$  值一般较小,  $U_D$  值一般较大。

(3) 砂性土的  $I_D$  值一般较大,  $U_D$  值非常低, 接近 0。

(4) 在均质土中贯入,  $p_0$ 、 $p_1$ 、 $p_2$ 、 $\Delta p$ 、 $E_D$  均随深度线性递增,  $I_D$ 、 $U_D$  保持稳定,  $K_D$  则呈递减趋势。

(5)  $K_D$  曲线很大程度上反映地区土层的应力历史, 超固结土  $K_D$  较大。

(6) 在非均质土中贯入, 各曲线起伏变化较大, 遇砂性土变化加剧。

**11.4.5 尽管土类指数  $I_D$  与土的粒径分布无直接关系,** 但许多试验结果表明, 同一类土具有相同的  $I_D$  值。我们总结国内多家单位试验结果, 最后得到: 淤泥、淤泥质黏土、黏土及淤泥质粉质黏土的  $I_D$  值一般在 0.16~0.35 之间, 平均值为 0.24, 变异系数  $\delta$  为 0.19, 表示其低变异性及均一型变异特征; 粉质黏土的  $I_D$  值一般在 0.24~0.75 之间, 平均值为 0.40, 变异系数  $\delta$  为 0.41, 变异特征为剧变型, 这是粉质黏土中粗细颗粒变化较大所致; 粉土  $I_D$  值为 0.60~1.80, 砂土  $I_D$  值为 1.80~3.60。据此分析得:  $I_D$  值明显反映了土中粗细颗粒的变化情况, 是一种视土壤的主要颗粒尺寸而定的参数, 可据  $I_D$  值进行土质分类。

国内诸试验结果  $I_D$  值基本符合 Marchetti (1980 年) 提出的土质分类表, 唯黏土与粉质黏土界限  $I_D$  值 0.35 稍偏大。目前所得黏土  $I_D$  最大值为 0.35, 而绝大多数  $I_D \leq 0.30$  且粉质黏土  $I_D$  最小值为 0.24, 考虑土工试验中存在土样扰动或部分失水而造成  $I_D$  值偏低影响土的正确定名, 将黏土与粉质黏土界限  $I_D$  值定为 0.30 更能接近我国实际情况。

**11.4.6 Marchetti 和 Crapps 根据关系式**

$$E_D = 10^{n+mkI_D} \quad (\text{说明 } 11.4.6-1)$$

提出确定土壤状态及重度, 式中  $n$ 、 $m$  取值见说明表 11.4.6, 这样线 A、B、C、D 将土的状态分成 5 个等级。经分析, A、B、C、D

$$\lambda_1 = \begin{cases} \frac{3}{50B} \cdot & B \leq 0.6 \text{ m} \\ 0.1 \left( \frac{0.6}{B} \right) \cdot & B > 0.6 \text{ m} \end{cases} \quad (\text{说明 } 11.4.9-3)$$

式中  $B$ ——基础宽度；

$\alpha$ ——流变因素，其值随土类变化(说明表 11.4.9—1)。

说明表 11.4.9—1 正常固结土的流变因素  $\alpha$

土类	泥炭土	黏土	粉土	砂土
$\alpha$	1	2/3	1/2	1/3

## ②基础形状及刚性修正。

扁板侧胀仪的膜片可看成柔性的圆形基础，对实际工程中不同形状(矩形、方形、条形)及刚性基础，水平基床系数应作修正。唐世栋等(2003)通过地基变形影响系数换算得基础形状及刚性修正  $\lambda_2$  见说明表 11.4.9—2。

说明表 11.4.9—2 基础形状及刚性修正系数  $\lambda_2$

基础形状	$\lambda_2$ 柔性	$\lambda_2$ 刚性
圆形	1.0	1.08
方形	0.89	0.97
矩形 $L/B$	1.5	0.74
	2.0	0.65
	3.0	0.56
	4.0	0.50
	5.0	0.46
	10.0	0.38

## ③加载速率修正。

扁板侧胀试验是一种快速加荷试验，而实际工程的加荷速率则要慢得多，因此在利用扁板侧胀试验结果计算水平基床系数时

还应乘上相应的速率修正系数  $\lambda_3$ 。有资料表明，土体(尤其是软黏土)在快速加荷条件下的基床系数与慢速加荷条件下是不一样的，而这种影响的大小在不同土性中也是不一样的，加荷速率的影响主要与土性有关。陈国民(2001)曾指出，速率修正指数在淤泥质土中取 0.5。而在砂土中，扁铲试验过程可视为完全排水过程，所以  $\lambda_3$  值可取为 1。唐世栋等(2003)考虑了材料指数  $I_D$  与土性的关系后建议， $\lambda_3$  按下式取值：

$$\lambda_3 = \begin{cases} \frac{3I_D + 3}{2I_D + 6} \cdot & I_D \leq 3 \\ 1, & I_D > 3 \end{cases} \quad (\text{说明 } 11.4.9-4)$$

## (3)水平基准基床系数 $K_{h0}$ 的确定。

水平基准基床系数  $K_{h0}$  是对侧胀仪抗力系数  $k_h$  按宽度为 30 cm 矩形基础进行尺寸修正的值。根据式(说明 11.4.9—3)，宽度为 30 cm 矩形基础的尺寸修正系数  $\lambda_1 = 0.2$ ，则水平基准基床系数  $K_{h0}$  为

$$K_{h0} = 0.2 k_h \quad (\text{说明 } 11.4.9-5)$$

铁四院依托高速铁路与城市轨道交通等工程勘察项目，对扁板侧胀试验、旁压试验及螺旋板载荷试验确定基准基床系数进行了大量对比试验研究，试验场地涵盖全国多个地区，涉及流塑~硬塑的黏性土，松散~中密的砂类土，具有广泛的地区代表性。扁板侧胀试验结果分析如下：

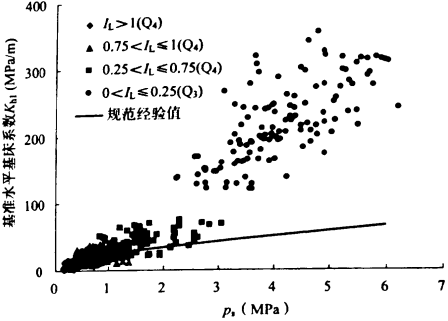
(1)对于黏性土，扁板侧胀试验采用式(说明 11.4.9—5)计算基准水平基床系数  $K_{h0}$  统计结果见说明表 11.4.9—3 与说明图 11.4.9—1。从中可以看出，对于液性指数  $I_L > 0.5$  的黏性土( $Q_1$ )，扁板侧胀试验计算的  $K_{h0}$  与规范经验值基本一致；对于  $I_L \leq 0.5$  的黏性土( $Q_2$ )，扁板侧胀试验计算的  $K_{h0}$  比规范经验值明显偏大，且随着  $I_L$  值减小，差值愈趋增大，与旁压试验及螺旋板载荷试验的规律一致，说明规范经验值偏低。

说明表 11.4.9—3 扁板侧胀试验计算黏性土  $K_{hi}$  (MPa/m)统计表

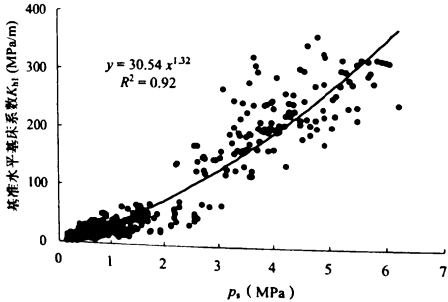
土类	状态	成因	样本数	取值	静力触探		水平基准基床系数 $K_{hi}$	
					$q_c$ (MPa)	$p_s$ (MPa)	计算值	经验值
淤泥	$I_L > 1$	Q <sub>4</sub> <sup>1</sup>	106	最大值	0.3	0.7	14.8	3~15
				最小值	0.1	0.2	1.1	
				平均值	0.2	0.3	7.5	
				标准差	0.1	0.1	3.5	
				变异系数	0.3	0.2	0.5	
淤泥质土	$I_L > 1$	Q <sub>4</sub> <sup>1</sup>	244	最大值	0.9	0.8	29.2	3~15
				最小值	0.2	0.3	4.9	
				平均值	0.4	0.5	13.2	
				标准差	0.2	0.1	4.1	
				变异系数	0.4	0.2	0.3	
粉质黏土 (黏土)	$0.75 < I_L \leq 1$	Q <sub>4</sub> <sup>1</sup>	386	最大值	1.3	2.8	38.4	10~25
				最小值	0.4	0.5	9.2	
				平均值	0.7	0.7	20.6	
				标准差	0.2	0.2	5.5	
				变异系数	0.3	0.3	0.3	
粉质黏土 (黏土)	$0.25 < I_L \leq 0.75$	Q <sub>4</sub> <sup>1</sup>	226	最大值	3.2	3.1	73.6	20~45
				最小值	0.7	0.8	15.2	
				平均值	1.1	1.3	33.5	
				标准差	0.4	0.4	12.5	
				变异系数	0.3	0.3	0.4	
粉质黏土 (黏土)	$0 < I_L \leq 0.25$	Q <sub>4</sub> <sup>1</sup>	128	最大值	4.3	6.2	352.6	30~65
				最小值	1.4	2.3	118.3	
				平均值	3.0	4.1	216.4	
				标准差	0.8	0.9	57.9	
				变异系数	0.3	0.2	0.3	

注:经验值参考《城市轨道交通岩土工程勘察规范》GB 50307—2012 附录 H。

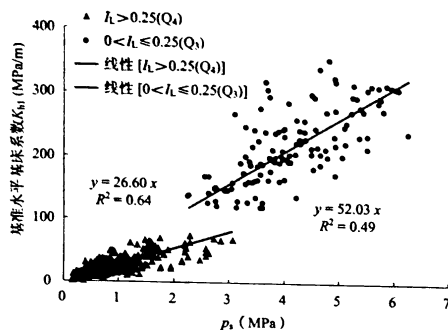
对扁板侧胀试验计算基准水平基床系数与静力触探比贯入阻力  $p_s$  进行拟合分析如说明图 11.4.9—2 所示,若按  $I_L > 0.25$  的黏性土( $Q_4$ )、 $0 < I_L \leq 0.25$  的黏性土( $Q_3$ )分别和  $p_s$  进行拟合分析如说明图 11.4.9—3 所示。



说明图 11.4.9—1 扁板侧胀试验计算黏性土  $K_{hi}$  的分布图



说明图 11.4.9—2 扁板侧胀试验计算黏性土  $K_{hi}$  与  $p_s$  拟合分析图(一)



说明图 11.4.9—3 扁板侧胀试验计算黏土  $K_{hi}$  与  $p_s$  拟合分析图(二)

(2)对于砂土,扁板侧胀试验采用式(说明 11.4.9—5)计算基准水平基床系数统计结果见说明表 11.4.9—4 与说明图 11.4.9—4。从中可以看出,对于砂土( $Q_u$ ),扁板侧胀试验计算的  $K_{hi}$  均比规范经验值显著偏大,这与旁压试验的结果是一致的,说明规范经验值可能偏低。对扁板侧胀试验计算  $K_{hi}$  与静力触探锥尖阻力  $q_c$  进行拟合分析如说明图 11.4.9—5 所示。

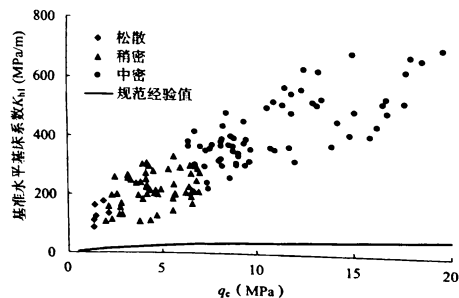
说明表 11.4.9—4 扁板侧胀试验计算砂土  $K_{hi}$  (MPa/m)统计表

土类	状态	成因	样本数	取值	静力触探		水平基准基床系数 $K_{hi}$	
					$q_c$ (MPa)	$p_s$ (MPa)	计算值	经验值
砂土	松散	$Q_u$	8	最大值	2.2	2.0	184.3	3~15
				最小值	1.4	1.3	86.1	
				平均值	1.6	1.6	135.0	
				标准差	0.3	0.3	35.8	
				变异系数	0.2	0.2	0.3	

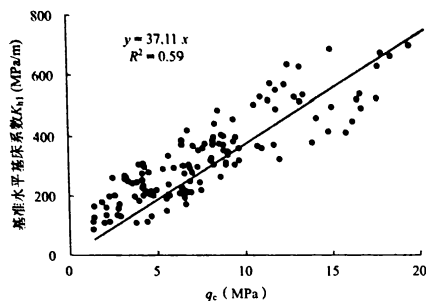
续说明表 11.4.9—4

土类	状态	成因	样本数	取值	静力触探		水平基准基床系数 $K_{hi}$	
					$q_c$ (MPa)	$p_s$ (MPa)	计算值	经验值
砂土	稍密	$Q_u$	74	最大值	7.0	8.7	374.7	10~30
				最小值	2.0	2.1	105.4	
				平均值	4.4	4.4	223.6	
				标准差	1.5	1.8	68.4	
				变异系数	0.3	0.4	0.3	
	中密	$Q_u$	198	最大值	20.3	24.6	699.2	20~45
				最小值	5.1	5.1	165.3	
				平均值	9.6	14.3	371.2	
				标准差	3.1	4.6	95.0	
				变异系数	0.3	0.3	0.3	

注:经验值参考《城市轨道交通岩土工程勘察规范》GB 50307—2012 附录 H。



说明图 11.4.9—4 扁板侧胀试验计算砂土  $K_{hi}$  的分布图



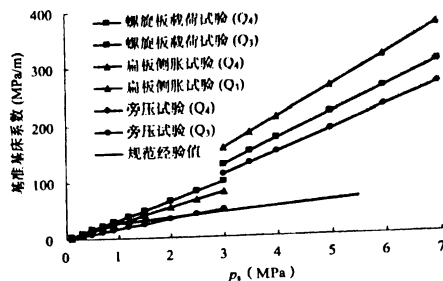
说明图 11.4.9—5 扁板侧胀试验计算砂土  $K_{H1}$  与  $q_c$  拟合分析图

(3) 扁板侧胀试验计算  $K_{H1}$  的修正。

① 对于黏性土：

把扁板侧胀试验、旁压试验及螺旋板载荷试验计算基准基床系数按  $I_L > 0.25$  的黏性土 ( $Q_4$ )、 $0 < I_L \leq 0.25$  的黏性土 ( $Q_3$ ) 分别和静力触探比贯入阻力  $p_s$  的拟合关系曲线绘制在同一个图(说明图 11.4.9—6)中可以发现：对于  $I_L > 0.75$  的黏性土 ( $Q_1$ )，扁板侧胀试验与螺旋板载荷试验确定的基准基床系数和经验值较为接近，而旁压试验的偏低；对于  $0.25 < I_L \leq 0.75$  的黏性土 ( $Q_1$ )，扁板侧胀试验与螺旋板载荷试验确定的基准基床系数比经验值略大，而旁压试验则与经验值较为接近；对于  $0 < I_L \leq 0.25$  的黏性土 ( $Q_3$ )，扁板侧胀试验、螺旋板载荷试验及旁压试验确定的基准基床系数均比经验值显著偏大，而旁压试验确定的基准基床系数是三种试验方法中最小的，也与经验值相对最为接近。

因此建议对于  $0.25 < I_L \leq 0.75$  的黏性土 ( $Q_1$ )、 $0 < I_L \leq 0.25$  的黏性土 ( $Q_3$ )，扁板侧胀试验确定的基准水平基床系数以旁压试验为准进行经验修正。通过相关拟合数据的分析，扁板侧胀试验计算  $K_{H1}$  的修正系数如下：对于  $I_L > 0.75$  的黏性土 ( $Q_4$ )，经验修正系数取

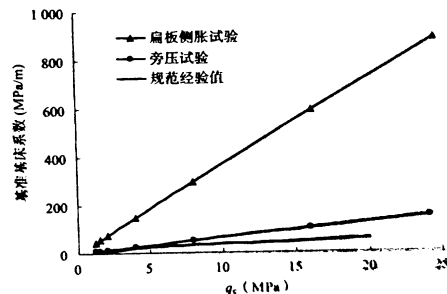


说明图 11.4.9—6 不同试验确定黏性土基准基床系数与  $p_s$  拟合汇总图

1.0；对于  $0.25 < I_L \leq 0.75$  的黏性土 ( $Q_1$ )，经验修正系数取 0.7~0.8；对于  $0 < I_L \leq 0.25$  的黏性土 ( $Q_3$ )，经验修正系数取 0.7~0.8。

② 对于砂土：

把扁板侧胀试验与旁压试验计算基准基床系数和静力触探圆锥阻力  $q_c$  的拟合关系曲线绘制在同一个图(说明图 11.4.9—7)中



说明图 11.4.9—7 不同试验确定砂土基准基床系数与  $q_c$  拟合汇总图



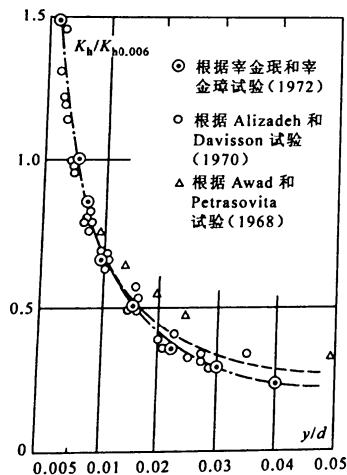
可以发现:扁板侧胀试验计算的砂土基准水平基床系数比经验值显著偏大,而旁压试验确定的砂土基准水平基床系数比经验值略大。因此建议对于砂土,扁板侧胀试验确定的基准水平基床系数以旁压试验的为基准进行经验修正。通过相关拟合数据的分析,扁板侧胀试验确定砂土的基准水平基床系数的修正系数为0.2~0.3。

本条文给出的  $K_{h1}$  是特定于相对位移  $y/d \approx 0.00917$  时的值,当  $y/d > 0.00917$  时,  $K_{h1}$  值必降低;反之,则增大,这是由  $K_h$  值的非线性属性所决定的。说明图 11.4.9—8 是几位学者的模型试验结果,据之,可得如下经验关系:

$$K_h/k_{h0.005} = 0.046(y/d)^{-0.58} \quad (\text{说明 } 11.4.9-6)$$

式中  $K_h$ ——实有基础的水平基床系数;

$k_{h0.005}$ ——当  $y/d = 0.005$  时的水平基床系数。



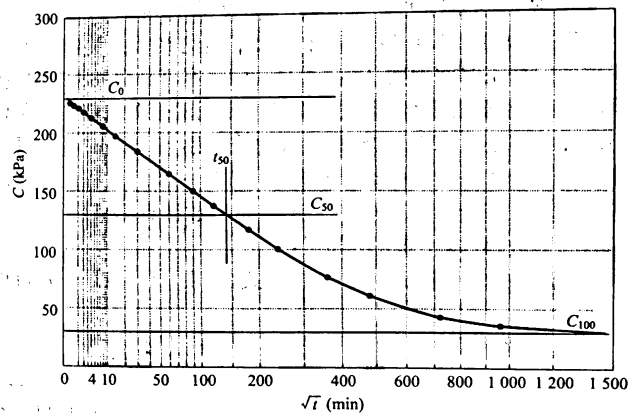
说明图 11.4.9—8  $y/d$  对  $K_h$  的影响(引自宰金珉和宰金璋,1993)

若以  $y/d = 0.00917$  时的  $K_{h1}$  为基准,可将上式改写为  

$$K_h/K_{h1} = 0.066(y/d)^{-0.58} \quad (\text{说明 } 11.4.9-7)$$

利用此式并根据对桩的截面尺寸、荷载水平和桩身刚度的综合分析,可大致估得实有基础的水平基床系数值。

11.4.10 以  $C$  压力值为纵轴、时间  $t$  的平方根  $\sqrt{t}$  为横轴,绘制  $C-\sqrt{t}$  消散曲线(说明图 11.4.10)。利用数学或者图形的方法,外推消散曲线的开始端到  $t=0$  得到  $C_0$ ,通过消散早期的数据点连一条直线基本上就可以满足了。当消散试验做到稳态时,其消散稳定值即为  $C_{100}$ ;当消散试验未做到稳态时,可通过静止孔隙水压力来计算消散曲线的稳定值  $C_{100} = u_w + Z_m - \Delta A$ 。



说明图 11.4.10 DMTC 消散试验曲线

11.4.11 由于扁板侧胀板头是平面二维结构,直接求解  $C$  值(或  $p_2$  值)消散时间—固结速率关系的理论解比较困难,铁四院的研究结果认为:DMTC 消散试验与孔压消散试验归一化曲线在形状上基本上是一致的,不同之处仅仅在于 DMTC 消散的速率比孔压静

探消散的速率慢。因此,可以借鉴国外经验,利用 DMTC 消散实测曲线与孔压消散理论曲线进行拟合对比分析,建立计算水平固结系数的公式。

借鉴 Houlsby & Teh(1988, 1991)孔压消散理论,可建立 DMTC 消散试验计算水平固结系数的公式为

$$C_h = \frac{R^2 \cdot (T_{DMTC}^* \cdot \sqrt{I_r})}{t_{DMTC}} \quad (\text{说明 } 11.4.11-1)$$

式中  $t_{DMTC}$ ——DMTC 试验消散时间(一般采用 C 值消散 50% 对应的时间  $t_{50-DMTC}$ );

$T_{DMTC}^*$ ——DMTC 试验消散时间  $t_{DMTC}$  对应的修正时间因数;

$I_r$ ——土的刚度指数;

$R$ ——DMT 板头的等效半径( $R^2 = 6 \text{ cm}^2$ )。

采用式(说明 11.4.11—1)计算水平固结系数的关键是如何准确地确定修正时间因数  $T_{DMTC}^*$ 。Houlsby & Teh(1988, 1991)孔压消散理论根据孔压过滤器在探头 4 个不同的位置求解了 4 条理论消散曲线,通过 DMTC 实测消散曲线分别与 Houlsby & Teh 孔压消散理论 4 条理论曲线进行拟合,选择一条近似程度最高的一条孔压消散理论曲线对应的修正时间因数计算 DMTC 消散试验的时间因数,具体计算方法如下:

(1)根据式(说明 9.5.14—11)与式(说明 11.4.11—1),可以得出下式:

$$C_h = \frac{R^2 \cdot (T_{DMTC}^* \cdot \sqrt{I_r})}{t_{DMTC}} = \frac{r_0^2 \cdot (T_{CPTU}^* \cdot \sqrt{I_r})}{t_{CPTU}} \quad (\text{说明 } 11.4.11-2)$$

(2)对式(说明 11.4.11—2)进行整理,可以得出下式:

$$T_{DMTC}^* = \frac{\frac{r_0^2 \cdot (T_{CPTU}^* \cdot \sqrt{I_r})}{t_{CPTU}}}{\frac{R^2 \cdot (\sqrt{I_r})}{t_{DMTC}}} = \frac{t_{CPTU}}{R^2} T_{CPTU}^* = \frac{r_0^2}{R^2} \cdot \frac{t_{DMTC}}{t_{CPTU}} \cdot T_{CPTU}^*$$

(说明 11.4.11—3)

式中  $t_{DMTC}$ ——DMTC 试验的消散时间;

$T_{DMTC}^*$ ——DMTC 试验的消散时间  $t_{DMTC}$  对应的修正时间因数;

$t_{CPTU}$ ——与实测 DMTC 消散曲线近似程度最高的 Houlsby & Teh 孔压消散理论曲线对应的孔压消散试验的消散时间;

$T_{CPTU}^*$ ——与孔压消散试验的消散时间  $t_{CPTU}$  对应的修正时间因数,可查本规程说明表 9.5.14—3 得到;

$R$ ——DMT 板头的等效半径( $R^2 = 6 \text{ cm}^2$ );

$r_0$ ——孔压静力触探探头半径(对于截面为  $10 \text{ cm}^2$  的探头,  $r_0^2 = 3.183 \text{ cm}^2$ );

$I_r$ ——土的刚度指数。

从式(说明 11.4.11—3)中可以看出,  $R$ 、 $r_0$  及  $T_{CPTU}^*$  是已知的,

只要通过对比试验得出  $\frac{t_{DMTC}}{t_{CPTU}}$  的比值,就可以求出  $T_{DMTC}^*$ 。

铁四院依托铁路工程勘察,在上海浦东、温州、湖州、宁德等试验场地做了 61 组对比试验,分析得出:DMTC 实测曲线与孔压过滤器位于锥肩的孔压消散理论曲线拟合相似程度最好,其次是孔压过滤器位于锥面的孔压消散理论曲线。计算出 DMTC 试验消散时间  $t_{50-DMTC}$  对应的修正时间因数  $T_{50-DMTC}^*$  见说明表 11.4.11。

说明表 11.4.11 不同试验场地 DMTC 消散试验修正时间因数  
 $T_{50-DMTC}^*$ 汇总表

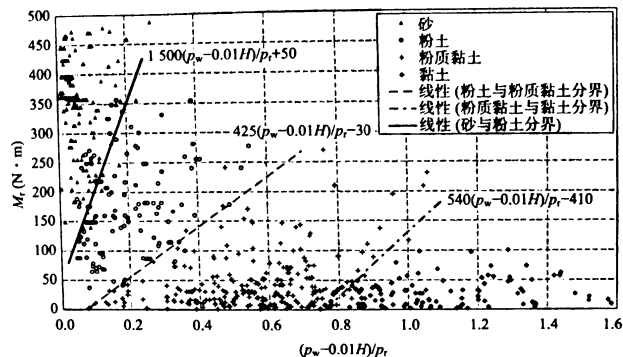
试验场地	修正时间因数 $T_{50-DMTC}^*$
上海浦东	0.257 5
温州	0.350 5
湖州	0.260 4
宁德	0.253 3

续说明表 12.4.6

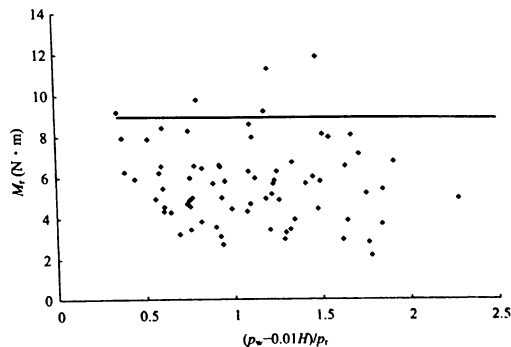
土层名称	旋转触探曲线特征描述	$B_r$	$M_r$ (N·m)	曲线形状	
				$p_r$ (MPa) $M_r$ (0.01 N·m) $p_w$ (MPa)	—— $p_r$ —— $M_r$ - - - $p_w$
粉质黏土	$M_r$ 在 $p_r$ 左侧, $p_w$ 在 $p_r$ 右侧, 三条曲线偶有交错。曲线间距较小, 若地层均匀时, 曲线比较稳定; 若地层软硬不均或有夹层时, 曲线跳动。地层土体黏性越大, $p_w$ 与 $p_r$ 间距越大	0.08~1.06	0.58~269.68		
黏土	$M_r$ 总在 $p_r$ 左侧, $p_w$ 在 $p_r$ 右侧, 三条曲线起伏均较小, 与其他土性曲线相比曲线位置较高。若地层均匀时, 曲线比较稳定; 若地层软硬不均或有夹层时, 曲线跳动。地层黏性越大, $p_w$ 与 $p_r$ 间距越大	0.74~3.88	1.19~99.98		
淤泥质土	$M_r$ 在 $p_r$ 左侧, $p_w$ 在 $p_r$ 右侧, 三条曲线起伏均较小, 近于平行, 且相互之间间距也较小, 与其他土性曲线相比曲线位置较低	0.35~2.95	2.22~11.98		

依据邯黄线、京津城际、京沪线等 9 个工点, 637 个土样与相对应的旋转触探成果进行分析, 在旋转触探  $B_r$ — $M_r$  散点图上, 各类土分区明显, 从而构建出土类划分边界方程 (说明图 12.4.6—1)。依据天津大北环线等天津地区资料, 着重对淤泥质土的旋转触探参数进行了统计分析, 在收集的 76 份样本中, 水压比  $B_r$  范围 0.35~

2.95, 旋转扭矩范围  $2.22 \text{ N} \cdot \text{m} \sim 11.98 \text{ N} \cdot \text{m}$  (其中小于  $10 \text{ N} \cdot \text{m}$  的占比达 94.7%, 小于  $9 \text{ N} \cdot \text{m}$  的占比达 90.7%), 考虑到为保证实际工作中地质综合分析的灵活性, 将旋转扭矩  $9 \text{ N} \cdot \text{m}$  作为软土的分界值 (说明图 12.4.6—2)。



说明图 12.4.6—1 旋转触探判别土类统计



说明图 12.4.6—2 旋转触探判别软土统计

12.4.7 经研究发现,选用相同规格的探头,触探过程中若探头的贯入速度相同,则旋转扭矩与锥尖阻力存在相关性,且与触探的土体物理力学性质相关。也就是说在旋转触探参数中旋转扭矩和锥尖阻力并不独立,这与静力触探中的锥尖阻力和侧摩阻力的关系,存在差异。因此,需要对旋转触探参数进行处理,得到能够表征岩土工程性质的旋转触探特征量。

在旋转触探过程中,锥头沿探孔轴线做直线运动,同时锥头还绕探杆轴线做切削地层的回转运动。可见,在旋转触探过程中贯入力与旋转扭矩(螺旋)做功。

采用旋转触探特征量用  $e_r$  表示,代表旋转触探锥头探入单位体积地层所消耗的功,即旋转触探比功,则有:

$$e_r = p_r + \frac{2\pi n M_r}{A v} \quad (\text{说明 } 12.4.7)$$

式中  $p_r$ ——旋转贯入阻力(MPa);

$M_r$ ——旋转扭矩(MN·m);

$A$ ——锥头底面积( $\text{m}^2$ );

$n$ ——转速(r/min);

$v$ ——贯入速度(m/min)。

对初期积累的工程资料分析后,发现旋转触探比功这个参数与地基承载力、桩基承载力等有很好的相关关系,故在本规程中应用。

采用邯黄线对比试验孔资料,将旋转触探参数转换为旋转触探比功  $e_r$ ,后与单桥静力触探孔得到的比贯入阻力  $p_s$  进行统计分析,回归得到  $p_s = 2.07 e_r^{0.97}$ ,相关系数 0.932。

根据收集到的天津地区 39 个工点,878 组黏性土液性指数与旋转触探测试结果进行统计分析,得出黏性土液性指数与旋转触探比功经验公式:

$I_L = 0.566 - 0.202 \ln(e_r) \quad (0.2 \text{ MPa} < e_r \leq 4 \text{ MPa})$  相关系数 0.71。

12.4.8 根据收集到的钻孔化验资料按《铁路工程地质勘察规范》TB10012—2007 附录 D 查得土体承载力与对应的旋转触探统计数据进行分析,发现各土性土地基承载力与旋转触探比功之间存在良好的幂函数相关性。依据邯黄线、京沪线、京津城际等项目中京津冀平原地区钻探与旋转触探对比试验资料,粉土 52 组,粉质黏土 69 组,黏土 47 组,分别建立旋转触探比功  $e_r$  与地基基本承载力  $\sigma_0$  的回归公式。见说明表 12.4.8—1。

说明表 12.4.8—1 旋转触探测试成果估算天然地基基本承载力

土层类别	地基基本承载力 $\sigma_0$ (kPa)	相关系数
粉 土	$\sigma_0 = 178.608 0 e_r^{0.187}$	0.803
粉质黏土	$\sigma_0 = 228.350 9 e_r^{0.187}$	0.890
黏 土	$\sigma_0 = 203.891 8 e_r^{0.437}$	0.942

此外,根据现有资料统计得到了利用旋转触探成果估算单桩极限承载力和桩基沉降的初步成果,经现有工程实例检验,效果良好。但是受限于所得样本数量不足,暂将其列入条文说明供参考使用,今后还需进一步积累经验逐步完善。

钻孔灌注桩单桩竖向极限承载力可按下式估算:

$$Q_u = U \sum_{i=1}^n h_i \varphi_i \bar{e}_n + \eta A_c e_p \quad (\text{说明 } 12.4.8-1)$$

式中  $U$ ——桩身周长(m);

$h_i$ ——桩身穿过的第  $i$  层土厚度(m);

$A_c$ ——桩底(不包括桩靴)全断面面积( $\text{m}^2$ );

$\bar{e}_n$ ——第  $i$  层土的旋转触探比功平均值(MPa),可用下式确定:

$$\bar{e}_n = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n e_{rj} \quad (\text{说明 } 12.4.8-2)$$

其中  $e_{rj}$ ——测试深度旋转触探比功值(计算时应剔除异常

值),角标  $j=1,2,\dots,n$  为触探参数数据序号,  $n$  为第  $i$  层土触探参数数据总数;

$e_{\pi}$ ——桩底旋转触探比功计算值(MPa);

$\varphi_i, \eta$ ——分别为第  $i$  层土的极限摩擦阻力和桩尖土的极限承载力综合修正系数。

(1)  $e_{\pi}$  应按下列要求计算:

以桩底高程以上  $4d$  ( $d$  为桩径) 范围内平均端阻  $\bar{e}_{\pi 1}$  小于桩底高程以下  $4d$  范围内平均端阻  $\bar{e}_{\pi 2}$  时, 取

$$e_{\pi} = (\bar{e}_{\pi 1} + \bar{e}_{\pi 2}) / 2 \quad (\text{说明 } 12.4.8-3)$$

反之, 取

$$e_{\pi} = \bar{e}_{\pi 2} \quad (\text{说明 } 12.4.8-4)$$

(2)  $\varphi_i, \eta$  可按下列公式计算:

$$\varphi_i = 0.055 (\bar{e}_{\pi})^{-0.954} \quad (\text{说明 } 12.4.8-5)$$

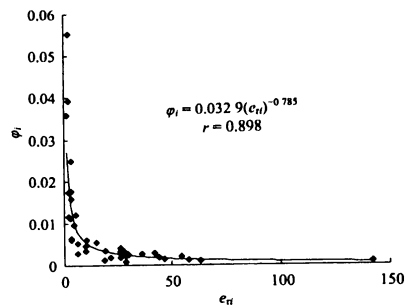
$$\eta = 0.156 (e_{\pi})^{-0.975} \quad (\text{说明 } 12.4.8-6)$$

依据天津及周边地区试桩资料, 特别是京沪线津冀段试桩资料, 共收集到 30 根桩静载试验资料 (含桩侧阻力分布和桩端阻力测试), 桩长 35 m~60 m, 桩径 0.6 m~1.5 m。同时, 在试桩点附近进行了旋转触探试验。利用实测桩侧阻力和桩端阻力分别与土层旋转触探比功进行回归分析。

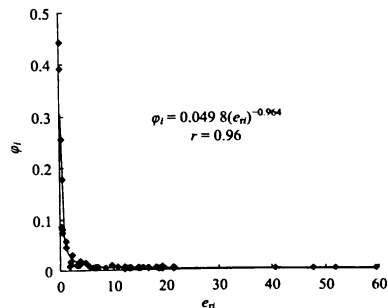
(1) 整理得到 180 组对比数据, 通过绘制散点图、拟合回归曲线, 得到侧阻修正系数计算公式 (说明 12.4.8-5), 相关系数 0.950。

(2) 整理得到 29 组对比数据, 通过绘制散点图、拟合回归曲线, 得到端阻修正系数计算公式 (说明 12.4.8-6), 相关系数 0.926。

将得到的侧阻修正系数  $\varphi_i$  与对比段旋转触探比功  $\bar{e}_{\pi}$  进行回归分析, 粉土、粉质黏土、黏土和砂类土分别整理得到 45 组、62 组、51 组和 22 组对比数据, 通过绘制散点图、拟合回归曲线 (分别如说明图 12.4.8-1~说明图 12.4.8-4 所示)。

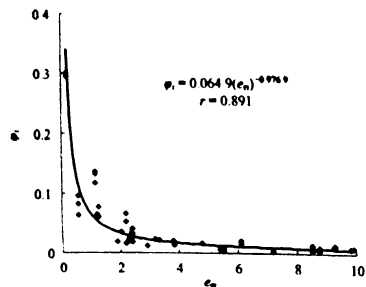


说明图 12.4.8-1 粉土桩侧阻修正系数  $\beta$  回归曲线

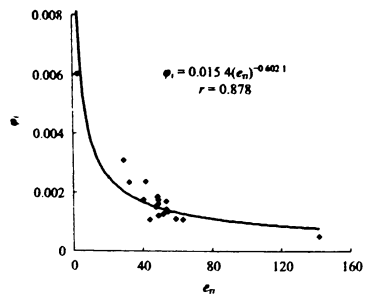


说明图 12.4.8-2 粉质黏土桩侧阻修正系数  $\beta$  回归曲线

当考虑土的类别时, 桩侧土的极限摩阻力综合修正系数可按说明表 12.4.8-2 取值。



说明图 12.4.8—3 黏土桩侧阻修正系数  $\beta$  回归曲线



说明图 12.4.8—4 砂类土桩侧阻修正系数  $\beta$  回归曲线

说明表 12.4.8—2 基于旋转触探的钻孔灌注桩桩周土极限侧阻阻力取值表

土性	极限侧摩阻力 计算公式(MPa)	极限侧摩阻力综合修正系数		$\bar{e}_n$ 值域 (MPa)
		回归公式	相关系数	
粉土	$f_i = \varphi_i \bar{e}_n$	$\varphi_i = 0.0329(\bar{e}_n)^{-0.785}$	$r = 0.8978$	1.28~142
粉质黏土		$\varphi_i = 0.0498(\bar{e}_n)^{-0.964}$	$r = 0.9600$	

续说明表 12.4.8—2

土性	极限侧摩阻力 计算公式(MPa)	极限侧摩阻力综合修正系数		$\bar{e}_n$ 值域 (MPa)
		回归公式	相关系数	
黏土	$f_i = \varphi_i \bar{e}_n$	$\varphi_i = 0.0649(\bar{e}_n)^{-0.9789}$	$r = 0.891$	0.18~9.93
砂类土		$\varphi_i = 0.0154(\bar{e}_n)^{-0.4021}$	$r = 0.878$	

路基及群桩基础沉降可按下式估算:

$$s = \psi \lambda \Delta p \sum_{i=1}^n \frac{I_i}{a_i \bar{e}_n c_i + b_i} \Delta z \quad (\text{说明 } 12.4.8-7)$$

式中  $s$ ——基础最终沉降量;

$\psi$ ——沉降估算经验系数,应根据类似工程条件下沉降观测资料和经验确定,无经验时暂取  $\psi = 1.0$ ;

$\lambda$ ——基础深度影响系数,  $\lambda = 1 - 0.5(\sigma'_{so}/\Delta p)$ , 若  $\lambda < 0.5$  取  $\lambda = 0.5$ ;

$\sigma'_{so}$ ——基底处有效应力;

$\Delta p$ ——基底附加应力;

$n$ ——沉降影响深度范围内地基土层数;

$\bar{e}_n$ ——第  $i$  层土旋转触探比功平均值(MPa);

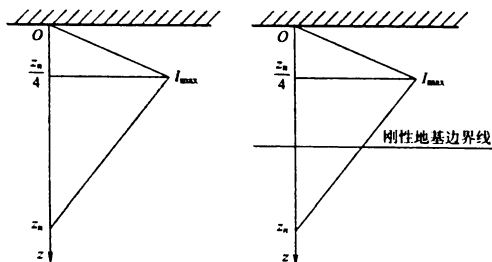
$a_i, b_i, c_i$ ——与土性相关的第  $i$  层土体变形模量因子,可据旋转触探的土类定名按当地经验公式取值;若无经验可统一取  $a = 6.3, b = 1.0, c = 0.97$ 。

$I_i$ ——基底应力影响因子,基底应变影响因子简化为三角形分布,其具体分布如说明图 12.4.8—5 所示;基底应变影响因子三角形的竖直边长为基底沉降计算深度  $z_n$ ;三角形竖直边的高在距基底处  $z_n/4$ ,为基底应变影响因子最大值  $I_{max}$ ;基底沉降计算深度范围内各地层的基底应变影响因子  $I_i$  按基底应变影响因子分布三角形线性插值,取各地层平均值。基底应变影响因子  $I_{max}$  计算公式如下:

其峰值为

$$I_{\max} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\Delta p / \sigma'_{\text{ep}}}$$

$\sigma'_{\text{ep}} = I_{\max}$  深度处地基土体有效应力;但当基底附加应力影响因子分布三角形范围内存在刚性边界,即存在较厚的坚硬粘性土层,其孔隙比小于 0.5、压缩模量大于 50 MPa,或存在较厚的密实砂卵石层,其压缩模量大于 80 MPa 时,在刚性边界上部  $I_i$  分布不变,刚性边界下部  $I_i = 0$ 。



(a) 不存在刚性地基边界

(b) 存在刚性地基边界

说明图 12.4.8—5 基底应力影响因子分布示意图

影响深度  $z_n$  计算方法如下:

(1) 当无相邻荷载影响,基础宽度在 1 m~30 m 范围内时,影响深度,  $z_n = B(2.5 - 0.4 \ln B)$ , 其中  $B$  为基底宽度。在计算深度范围内存在基岩时,  $z_n$  可取至基岩表面;当存在较厚的坚硬黏性土层,其孔隙比小于 0.5、压缩模量大于 50 MPa,或存在较厚的密实砂卵石层,其压缩模量大于 80 MPa 时,  $z_n$  可取至该层土表面。

(2) 除(1)以外情况,影响深度应按应力比法确定,即附加应力  $\sigma_s$  与土的自重应力  $\sigma_c$  应符合下式要求:  $\sigma_s \leq 0.1 \sigma_c$ 。

以某高速铁路路基试验段和桥梁墩台沉降监测资料与旋转触

探测试资料为依据,开展基于旋转触探的路基及群桩基础( $s \leq 6d$ )沉降估算方法检验。

(1) 某高速铁路路基试验段位于冀鲁平原区近海冲积平原,土层为典型的新生界第四系松散堆积层。地层主要为第四系全新统冲积层,第四系全新统海积层,第四系上更新统冲积层。路基采用 CFG 桩筏复合地基,桩径 0.4 m,间距 1.6 m,正方形布置,每排 21 根。桩顶高程 3.95 m,桩底高程 -19.4 m,桩顶设 0.15 m 厚碎石垫层,其上设 0.5 m 厚钢筋混凝土板。

采用上文所提出的基于旋转触探技术的基础沉降变形计算方法,计算最终沉降量为 37.36 mm;该计算的沉降量未包含基础加固区部分,据工程实践经验,CFG 桩筏加固区范围内桩与桩尖土通常形成了变形协同体,仅存在微小相对变形,此处暂时忽略不计。基于现场实测沉降观测结果,预测该路基的最终沉降量为 39.04 mm。在不采用沉降估算修正系数修正前提下,计算值与实测预测值之间相差 4.3%,可见上文所提出的基于旋转触探技术的基础沉降计算方法估算效果良好。

(2) 某高速铁路桥梁采用桩基础,桩基墩台即基底宽 9.1 m、长 25 m。每个墩台有 12 根钻孔灌注桩,桩长  $L = 52$  m、桩径  $D = 1.25$  m,桩间距为 3.4 m。基础所处地层为第四系冲积层、冲洪积层,以粉质黏土、粉砂为主。基础所受相应于准永久组合时基底附加应力  $\Delta p = 92.307$  7 kPa。依据《铁路桥涵地基和基础设计规范》TB 10002.5—2005 计算该墩台最终沉降量为 14.85 mm;依据《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2011 计算该墩台最终沉降量为 7.73 mm;依据《公路桥涵地基及基础设计规范》JTG D63—2007 计算最终沉降量为 29.84 mm;依据《建筑桩基技术规范》JGJ 94—2008(应力比法计算基础沉降影响深度)计算最终沉降量为 6 mm;采用有限元数值模拟方法计算该墩台最终沉降量为 9.84 mm;在不采用沉降估算修正系数修正前提下,按基于旋转触探技术的基础沉降计算方法计算该墩台最终沉降量为 8.54 mm;

基于实测沉降观测结果预测该墩台最终沉降量为 7.12 mm。由此可见,本文所提出的基于旋转触探技术的基础沉降计算方法效果良好。某高速铁路桥梁墩台沉降计算结果对比见说明表 12.4.8—3。

说明表 12.4.8—3 某高速铁路桥梁墩台沉降计算结果对比

计算方法	沉降量(mm)	与实测沉降量比值
铁路桥涵地基和基础设计规范	14.85	0.48
建筑地基基础设计规范	7.73	0.92
公路桥涵地基及基础设计规范	29.84	0.23
建筑桩基技术规范	6.0	1.18
有限元计算结果	9.84	0.72
基于旋转触探技术的基础沉降计算方法	8.54	0.83
实测预测值	7.12	—

此外,依据旋转触探测试结果估算路基及群桩基础沉降应符合下列要求:

(1)适用于一般黏性土、粉土和砂类土地基。

(2)适用于估算水泥粉煤灰碎石桩(CFG 桩)路基基础或桩中心距小于 6 倍桩径、排列密集的群桩基础。

(3)桩基承台、桩群和桩间土视为实体基础,不考虑沿桩身的应力扩散。

(4)计算沉降深度自桩端全断面平面算起。

(5)各地区应根据当地的工程实测资料统计对比、验证,确定相应的路基及桩基沉降计算经验系数。





151135439

定 价：55.00 元