

中华人民共和国行业标准

公路软土地基路堤设计与施工技术规范

Technical specifications for design and construction
of highway embankment on soft ground

JTJ 017 - 96

主编单位：交通部第一公路勘察设计院

批准部门：中华人民共和国交通部

施行日期：1997年10月1日

人民交通出版社

1997·北京

**关于发布《公路软土地基路堤设计
与施工技术规范》的通知**

交公路发 [1996] 1065 号

各省、自治区交通厅，北京市交通局，上海市市政工程项目管理局，天津市市政工程项目局，部属公路设计、施工、科研、监督、监理单位，公路院校：

现批准发布《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》(编号 JTJ 017 - 96)，作为行业标准，自 1997 年 10 月 1 日起施行。

《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》由交通部第一公路勘察设计院负责解释，由人民交通出版社出版。希望各单位在实践中注意积累资料，总结经验，及时将发现的问题和修改意见函告交通部第一公路勘察设计院，以便修订时参考。

中华人民共和国交通部
一九九六年十二月十一日

目 次

1 总则

- 2 术语、符号、代号
 - 2.1 术语
 - 2.2 符号、代号
- 3 软土地基工程地质勘察
 - 3.1 一般规定
 - 3.2 初步勘察
 - 3.3 详细勘察
- 4 路堤的稳定与沉降
 - 4.1 一般规定
 - 4.2 稳定验算
 - 4.3 沉降计算
- 5 软土地基处治及路堤设计
 - 5.1 一般规定
 - 5.2 垫层与浅层处治
 - 5.3 轻质路堤
 - 5.4 反压护道
 - 5.5 加筋路堤
 - 5.6 预压及超载预压
 - 5.7 竖向排水体预压
 - 5.8 粒料桩
 - 5.9 加固土桩

- 5.10 综合(组合)处治设计
- 5.11 路堤设计
- 6 软土地基处治施工
 - 6.1 一般规定
 - 6.2 垫层及浅层处治
 - 6.3 反压护道
 - 6.4 土工合成材料
 - 6.5 袋装砂井
 - 6.6 塑料排水板
 - 6.7 砂桩
 - 6.8 碎石桩
 - 6.9 加固土桩
- 7 路堤施工与观测
 - 7.1 一般规定
 - 7.2 路堤填筑
 - 7.3 吹填砂路堤
 - 7.4 粉煤灰路堤
 - 7.5 矿渣路堤
 - 7.6 沉降与稳定观测
- 8 试验工程
 - 8.1 一般规定

8. 2 试验工程地质勘察

8. 3 试验工程设计

8. 4 试验工程观测

本规范用词说明

附加说明

1 总 则

1.0.1 为确定软土地基上公路路堤的设计原则和方法、软基处治措施及施工方法，保证路堤的稳定和正常使用，特制定本规范。

1.0.2 本规范适用于软土地基上各级公路路堤的设计与施工。

1.0.3 软土地基上公路路堤的设计与施工，必须遵照国家投资少、效益高、少占农田和安全实用的技术经济政策。

1.0.4 软土地基上路堤的设计与施工方案，应结合当地工程地质条件、材料供应、投资环境、工期要求和环境保护等因素，按照因地制宜、就地取材、分期修建、综合处治的原则进行充分论证，使得设计成果和施工方案达到技术上先进、经济上合理。

1.0.5 为做好软土地基上公路路堤的设计与施工，应认真收集沿线的地形、地貌、工程地质、水文地质、气象等资料，合理地利用钻探、触探、十字板剪切等现场综合勘探测试方法，做好软土地基各层土样的物理、力学、水理性质的室内试验，并对上述各项资料进行统计与分析，选择有代表性的技术指标作为设计和施工的依据。

1.0.6 软土地基上公路路堤的设计应包括沉降设计计算、稳定验算及其相应的处治方法的设计；软土地基处治施工应包括对各种材料的要求、各种处治措施及其适用条件、实施步骤和相应的施工机具。

1.0.7 软土地基上公路路堤的施工应采用新技术、新设备、新材料、新工艺，但必须制定不低于本规范水平的质量标准和工艺要求，以保证工程质量。

施工中必须做好工程质量的检查和验收,并制定技术安全措施,确保安全生产。

1.0.8 软土地基上高速公路与一、二级公路路堤在施工过程中应进行沉降观测和稳定观测,并根据观测结果对路堤填筑速率和预压期等作出必要调整。

1.0.9 处于软土地基上的高速公路和一、二级公路,在修建前应结合工程提前修筑试验路堤,以达到检验设计、指导施工的目的。

1.0.10 软土地基公路路堤的设计与施工,除执行本规范的规定外,还应符合国家及部颁有关标准、规范的规定。

2 术语、符号、代号

2.1 术语

2.1.1 软土:滨海、湖沼、谷地、河滩沉积的天然含水量高、孔隙比大、压缩性高、抗剪强度低的细粒土。

2.1.2 泥炭:喜水植物遗体在缺氧条件下经缓慢分解而形成的泥沼覆盖层。多为内陆湖沼沉积,有机质含量大于50%且有机质大部分未完全分解,呈纤维状,孔隙比一般大于5。

2.1.3 腐殖质土:有机质含量大于50%且有机质大部分完全分解,有臭味,呈黑泥状的细粒土。

2.1.4 有机质土:在静水或缓慢的流水环境中沉积的含有机质的细粒土。其中淤泥为有机质含量在5%~50%之间,孔隙比大于1.5的细粒土。

2.1.5 砂垫层:设置于路堤填料与软土地基之间的一层砂砾材料,可使填土荷载均匀地作用于软土地基上并使地基中孔隙水排出,起到增加地表强度,加

快软土地基固结的作用。

2.1.6 轻质路堤：为减轻路堤自重，减少沉降及增大稳定安全系数，采用轻质材料如粉煤灰等修筑的路堤。

2.1.7 加筋路堤：采用变形小、老化慢、强度高的土工格栅、土工编织物等做“加筋”材料而修建的路堤。

2.1.8 预压：为提高软弱地基的承载力，减小构筑物建成后的沉降，提高地基固结度，预先在拟建构筑物的软土地基上施加一定的静荷载，使地基上压密。

2.1.9 竖向排水体：为缩短地基孔隙水的排出距离，加速软土地基的固结过程，对于软土地基采用垂直设置袋装砂井、塑料排水板

及其它排水土工合成材料形成的排水柱体。

2.1.10 粒料桩:为提高地基承载力,在需进行地基处理的范围内,由碎石、砂砾、矿渣、砂等松散粒料做桩料,采用专用机械设置成较大直径的桩体。

2.1.11 加固土桩:用带有回转、翻松、喷粉与搅拌的机械,将软土地基局部范围的某一深度、某一直径内的软土用固化材料予以改良、加固形成加固土桩体。

2.2 符号、代号

名词、术语	符号、代号	单位
泥炭	P_t	
腐殖质土	H_s	
有机质土	O	
粘土	C	
粉土	M	
天然含水量	w	%
天然密度	ρ	g/cm^3
土粒相对密度	G_s	
土粒直径	d	mm
液限	w_L	%
塑限	w_p	%
塑性指数	I_p	%
自重应力	p_0	kPa
前期固结压力	p_c	kPa
压缩系数	$a_{0.1-0.2}$	MPa^{-1}
压缩模量	E_s	MPa
固结系数(竖向)	C_v	cm^2/s
固结系数(水平向)	C_H	cm^2/s
渗透系数	K	cm/s

无侧限抗压强度	q_u	kPa
土的酸碱度	pH	
直接快剪内聚力	c_q	kPa
直接快剪内摩擦角	ϕ_q	(°)
固结快剪内聚力	c_g	kPa
固结快剪内摩擦角	ϕ_g	(°)
三轴不固结不排水剪内聚力	c_{uu}	kPa
三轴不固结不排水剪内摩擦角	ϕ_{uu}	(°)
三轴固结不排水剪内聚力(测孔压)	c_{cu}	kPa
三轴固结不排水剪内摩擦角(测孔压)	ϕ_{cu}	(°)
三轴有效剪内聚力	c'	kPa
三轴有效剪摩擦角	ϕ'	(°)
比贯入阻力	p_s	kPa
侧壁摩阻力	f_s	kPa
静探锥尖阻力	q_c	kPa
十字板强度	S_u	kPa
土的灵敏度	S_t	
稳定安全系数	F	
抗剪强度	τ	kPa
地基强度增长系数	m_1	
瞬时沉降	S_d	cm
地基弹性模量	E	MPa
主固结沉降	S_c	cm
回弹指数	C_s	
压缩指数	C_c	
次固结沉降	S_s	cm
次固结系数	C_B	
沉降系数	m	
平均固结度	U_0	%

垂直向固结度	U_v	%
水平向固结度	U_r	%
排水体有效排水直径	d_e	cm
地基总平均固结度	U_t	%
时间因子	T_r	
粒料桩与土的置换率	η	%
桩的直径	D	cm
总沉降量	S	cm

3 软土地基工程地质勘察

3.1 一般规定

3.1.1 软土地基工程地质勘察时,对分布在滨海、湖沼、谷地、河滩沉积的天然含水量高、压缩性大、抗剪强度低的细粒土软弱地基,应采用多种勘察手段,对其在路堤及其它静、动荷载作用下的强度、变形及其稳定性作出评价。

3.1.2 软土地基工程地质勘察应按表 3.1.1 的特征指标综合地鉴别软土,并应查明软土及与之相间存在的一般土层的成因、类别、分布范围、物理力学性质以及必需的水理、化学性质的指标;特别是对修建道路以后的软土地基的发展趋势、危害程度以及道路的工程性质作出评价,并提出有效的处理措施。

表 3.1.1 软土鉴别表

特征指标名称	天然含水量(%)	天然孔隙比	十字板剪切强度(kPa)
指标值	≥35 与液限	≥1.0	<35

注:表 3.1.1 中十字板剪切强度(S_u)35kPa 所对应的静力触探总贯入阻力(P_s)约为 750kPa。

3.1.3 软土地基工程地质勘察工作应满足路线布设、方案比选、处治设计等技术工作的需要,采取合理的钻探工艺。应采用薄壁原状取土器等先进的取样技术与必要的原位测试,做到勘探范围与深度合理,测试和取样部位准确,避免试样结构与含水量改变,软土地基界限、试验数据、原位测试指标应真实,并为地质描述与工程地质评价提供完整的、全面的技术资料,以满足设计和施工的需要。

3.1.4 软土地基工程地质勘察随设计阶段的不同划分为初勘与详勘两阶段,各阶段按准备工作、调查测绘、勘探、试验与资料整理等顺序进行,其内容与要求应遵照《公路工程地质勘测规范》(JTJ064 - 86)的规定。

3.2 初步勘察

3.2.1 调查

初步勘察中对软土地基应着重调查以下内容:

- 3.2.1.1 软土地基分布路段的地形、地貌及第四纪地层沉积的关系。
- 3.2.1.2 软土地基中各层的成因类型、分布范围、基底性质与结构特点。
- 3.2.1.3 软土地基中各软弱层及与其相间存在的土类的含水情况、土质颗粒组成、稠度、结构状况以及排水砂层的有关物理、力学性质。
- 3.2.1.4 地下水位置、类型、活动情况、补给与排水条件，以及地下水与地表水的联系。
- 3.2.1.5 按地震基本烈度区划画出路段范围，并确定出沿线六度以上的各等级基本烈度的分界位置。
- 3.2.1.6 在软土地基上已建成的建筑物的附加应力作用下，对地基强度与变形的影响程度，以及地基处治手段和技术措施。
- 3.2.1.7 初勘阶段所进行的工程地质测绘，比例尺宜为 1:100000，其范围视地质条件的复杂程度和设计需要而定。
- 3.2.2 勘察
 - 3.2.2.1 软土地基勘探应采用挖探、钎探、触探与钻探和其它如十字板剪切、孔隙水压力、压缩模量等原位测试法（条件适宜时辅以物探的方法），并宜采取综合勘探手段，使勘探资料得以互相印证与补充。
 - 3.2.2.2 钻孔
 - 为鉴别和划分地层，并沿孔深取样以测定土层物理、力学性质

及进行原位测试, 钻孔间距应满足初步设计的要求, 并符合表 3.2.2-1 规定。

表 3.2.2-1 初勘阶段钻探点控制间距

环境类别	公路等级	钻探点间距(m)	备 注
简单场地	二级及二级以上	1 000~700	按路堤高度与地基 稳定性采用
	二 级 以 下	1 500~1 000	
复杂场地	二级及二级以上	700~500	
	二 级 以 下	1 000~700	

注: 设计填土高度大于极限高度的路段或桥头路段采用低限。

勘探孔(点)的位置应由设计单位在 1:2000 路线平面图上标注, 或在现场布设。孔点位置需用坐标控制, 允许移动范围: 对路基孔沿中线前后不超过 30m, 垂直中线左右不超过 15m; 构造物孔沿中线前后不超过 10m, 垂直中线左右不超过 5m。孔口标高不超过 20cm。

3.2.2.3 静力触探

应充分采用静力触测定软土层在天然结构状态下土的物理、力学性质, 并划分地质层次。

静力触探孔可作为参数孔和技术孔来使用。作为参数孔应设置于钻探孔点附近 5m 以内; 作为技术孔点应设置于钻孔之间和路线横断面线上。触探孔间距以能配合钻孔分清纵向与横向地质断面及地层分界范围为宜, 纵向间距控制距离除应符合表 3.2.2-2 规定外, 简单场地每公里还必须增设一个参数点, 复杂场地每公里

表 3.2.2-2 初勘阶段静力触探控制间距

环境类别	公路等级	每公里点数	备 注
简单场地	二级及二级以上	3~4	按地基稳定性与路堤 高度采用
	二 级 以 下	2	
复杂场地	二级及二级以上	3~5	
	二 级 以 下	3	

注: 路基填土大于极限高度或桥头路段用高限。

增设两个参数点；静探孔点位置及标高的规定，同钻孔有关技术要求。

3.2.2.4 十字板剪切测试

为测定软土层在不排水状态下的抗剪强度指标，应采用十字板剪切，应在每个具有代表性的地质路段沿深度方向对地基稳定性有一定影响的软土层测定，每一深度测一组（两个）以上剪切指标。

3.2.2.5 勘探深度的确定

勘探孔点的深度应满足初步设计对计算沉降与稳定性的需要，其深度主要根据软土分布厚度及路堤填土高度而定：

(1)对均质厚层软土，钻孔深度应达到预估的地基附加应力与地基土自重应力比为 0.10~0.15 时所对应的深度（饱和层用浮容重）；当难以预估附加应力的大小，或处于桥头较高路堤位置时，控制性钻孔深度宜为 40m 左右。

(2)当软土地基为不均匀地质层次时，可以地基压缩层计算深度 Z_n 作为钻孔深度。地基压缩层的计算深度 Z_n 可按下式计算：

$$\Delta S_n' < 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta S_i$$

式中： $\Delta S_n'$ ——深度 Z_n 处向上取计算层为 1m 的压缩量，cm；

ΔS_i ——深度 Z_n 范围内第 i 层土计算压缩量，cm。

如已确定的计算深度下面仍有较软的土层，则应继续向下计算，直至非软土层，用计算深度来控制勘探深度。

对于静力触探孔深度，应达到软土分布的底层。

对于十字板剪切，只在软弱层（淤泥、淤泥质土、泥炭）中进行。

3.2.2.6 钻探取样

对各控制性钻孔，必须按规定深度在软土层中准确地取好原状土样。对尚未能准确掌握软土层分层位置及厚度时，取样间距规定如下：

在地面下 10m 以内，每 1.0m~1.5m 取样一次（组）；10m 以

下每 1.5m~2.0m 取样一次（组）。

对于一般性钻孔，除按控制性钻孔规定深度分层取鉴别样外，还应在相应地层为相邻的控制性钻孔内没有取全（取好）原状土样的补取原状样。

对于控制性钻孔，不仅取软土层样品，同时还需注意钻取砂层、硬壳层以及软土相间存在的土层的原状样品。

3.2.2.7 钻探方法要求

软土地基钻探以采用干钻法为宜。对于多年处于最低地下水位以下的饱和粘土，也可以采用泥浆钻探的方法，但必须采取措施，防止软土地基结构发生变化而改变土样的原始物理、力学性质。

3.2.2.8 取样

对软土地基取样，应采用薄壁原状取土器，并应推广压入法以减小对原状软土的扰动；不应用一般取土器与击入法取样。

对所取得的软土样品必须轻拿轻放，样品应密封，防止水分流出和蒸发；不得倒置，不宜平放，并且应置于柔软防振的样品箱中，避免在运输过程中改变其原始结构状态。

3.2.3 室内试验

3.2.3.1 软土试验样品不得因长期存放而改变其物理力学性质，宜建立工地试验站及时在现场进行室内试验。

3.2.3.2 对原状软土样品应在三天以内开样试验。对不能按时开始试验的样品应妥为保存，合理置放，夏季应挖坑放置，并用保持一定湿度的覆盖物防护；冬季应放置于有合适温度的场地，严禁样品受冻。

3.2.3.3 土样试验及对试验指标的整理与统计，必须严格遵照部颁《公路土工试验规程》(JTJ 051—93)的规定进行。

3.2.3.4 室内试验项目

对于饱和粘性土，室内应做表 3.2.3-1 所列项目试验。

除进行以上项目室内试验外，还应计算出塑性指数、孔隙比、饱和度、液性指数、压缩模量、压缩指数及变形模量等指标。

表 3.2.3-1 室内土工试验项目选定表

试验项目	符号	单位	备注		
天然含水量	w	%			
天然密度	ρ	g/cm^3			
土粒相对密度	G_s		按土类选做		
粒径组成	D	mm			
液限	w_L	%			
塑限	w_P	%			
有机物含量		%	选代表性样品做		
酸碱度	pH		选代表性样品做		
易溶盐含量		%	对盐渍化软土做		
无侧限抗压强度	q_u	kPa	选代表性样品做		
固结试验	压缩系数	$a_{0.1\sim 0.2}$	MPa^{-1}		
	固结系数	C_v	cm^2/s	C_v 必做,同时选代表样做 C_H	
	前期固结应力	p_c	kPa	选代表性样品做	
剪切试验	快剪	内聚力	c_q	kPa	
		内摩擦角	ϕ_q	(°)	
	固结快剪	内聚力	c_g	kPa	固快应与快剪配套
		内摩擦角	ϕ_g	(°)	固快应与快剪配套
	三轴剪切	内聚力	c_{uu}	kPa	按路段、土类选做
		内摩擦角	ϕ_{uu}	(°)	按路段、土类选做
		内聚力	c_{cu}	kPa	按路段、土类选做
		内摩擦角	ϕ_{cu}	(°)	按路段、土类选做
		内聚力	c'	kPa	按路段、土类选做
内摩擦角		ϕ'	(°)	按路段、土类选做	

3.2.3.5 现场原位测试

按照路堤沉降与稳定性设计计算的要求，应进行表 3.2.3-2

所列现场原位测试项目。

表 3.2.3-2 现场原位测试项目选定表

测试项目	十字板		静力触探			标准贯入 (击数)	侧压 试验 (kPa)	波速 测定 (m/s)
	抗剪强度 (kPa)	灵敏度	贯入阻力 (kPa)	侧壁阻力 (kPa)	锥尖阻力 (kPa)			
指标 选定	+	(+)	(+)	+	+	(+)	(+)	(+)

注：①(+)表示选代表孔点或层次做测试，+表示遇软土层均做；

②对于软土地基中的砂层，标准贯入试验为必做项目。

3.2.4 资料汇总整理要求

根据地质测绘、勘探、试验及现场测试结果进行资料汇总整理，提供软土地基工程地质勘察报告，“报告”应包括文字部分与图表资料部分。

3.2.4.1 文字部分

应全面阐述沿线软弱地基各工点软土成因类型与分布规律、软土的物理、力学指标特点，并针对各类工程项目与该地段地质环境、指标特性的相互作用，作出工程地质评价与预测，对软弱地基提出相应的治理措施。

3.2.4.2 图表资料部分

“报告”中图表资料应包括以下项目和内容：

- (1) 全线工程地质总平面图(比例尺 1 : 10000~1 : 50000)；
- (2) 全线工程地质总纵断面图(比例尺：水平 1 : 10000，垂直 1 : 500)；
- (3) 各比较方案软弱地基路段工程地质平面图(比例尺：1 : 2 000~1 : 10000)；
- (4) 各比较方案软弱地基路段工程地质纵断面图(比例尺：垂直 1 : 200~1 : 500；水平比例尺视路段长度选适宜比例)；
- (5) 钻孔地质柱状图(比例尺 1 : 100~1 : 200)；
- (6) 原位测试成果资料：
 - ① 十字板剪切图；
 - ② 静力触探图；

标准贯入成果 N 值图。

(7) 土的物理、化学、力学性质试验成果表及有关图件：

孔隙比与荷载关系图；

固结系数与荷载关系图；

无侧限抗压强度应力与应变图；

其它有关图表。

3.3 详细勘察

3.3.1 软土地基详勘阶段应根据批准的初步设计所确定的线路位置及设计方案,通过详细的工程地质勘察,为编制施工图设计提供完整的工程地质资料。

3.3.2 软土地基详勘阶段的工程地质勘察工作,应在已确定的线路范围内及在初步勘察的基础上,继续进行系统而深刻的工程地质勘察工作,需完成的具体任务如下:

3.3.2.1 应根据软土地基形成原因、环境类型、各结构层厚度及特点,划分出不同地质分段,查清软土沿路线及垂直路线方向以及沿深度方向的分布范围与层位。

3.3.2.2 应分段对软土地基各地层的样品进行室内必需的物理、化学、水理、力学性质指标的测试及现场试验和原位测试,提供进行路堤沉降控制及稳定性设计计算的技术指标。

3.3.2.3 应对详细划分的典型软基地质路段进行评价,并分析修建路堤后软基的变形与稳定性,分段提供处理方案与技术措施。

3.3.2.4 应为编制软基处治及路堤施工图设计提供所需的全部工程地质勘

察资料与报告。

3.3.3 软土地基详勘工作应在初勘的基础上进行，应补充和完善工程地质勘察资料，包括调查测绘、勘探、试验与资料整理。

3.3.4 工程地质调查测绘

3.3.4.1 应按3.2.1条所列内容补充、调查并核对沿初步设计推荐的路线范围内的工程地质条件，对已收集到的区域地质图范围内的软土地基的性质、分布、地质年代、成因类型、基底性质及沿线地貌特征进行核对与验证。

3.3.4.2 应对路线中线左、右各200m~400m宽度范围进行工程地质测绘，填标1:10000工程地质图。

3.3.5 勘探

3.3.5.1 详勘阶段勘探内容应针对已确定的路线位置，在初步勘探的基础上进一步查明硬壳层与软土相间存在的夹层、软土层、排水层以及下卧层的工程地质条件，观测与记录地下水位存在、变化与补给条件等情况；同时依据施工图设计阶段的技术要求，提供数量足够、有代表性的现场原位测试资料及取样进行室内试验的成果，为施工图设计提供较齐全、完整的地质资料。

3.3.5.2 软土地基的详勘仍应采用挖探、钻探、静力触探和十字板剪切等勘探、试验和测试方法。本阶段勘探不仅为施工图设计提供软基沉降及稳定性设计单项指标，同时应提供为相互对照和验证的设计计算使用的技术指标。

3.3.6 软基详勘的勘探点的布置应充分利用所推荐线路位置上前期已进行过勘察的勘探点，不仅应满足对沿路线方向各种典型路段的工程地质详勘技术的要求，还应提供路线横向地质断面的特征。

钻探或原位测试点由设计单位按技术要求在路线平面图或其它建筑物平面图（1:1000~1:2000）上标注，孔（点）位置用坐标控制，容许移动范围：路基钻孔沿中线前后不超过20m，垂直中线左右不超过10m；构造物钻孔沿路线前后不超过5m；孔口标高误差不超过10cm。

3.3.6.1 钻孔

本阶段钻孔的质量与数量必须满足施工图设计的技术要求。

详勘阶段钻孔间距应符合表3.3.6-1规定。

3.3.6.2 试坑

试坑应配合钻探满足详勘阶段沿线地质调查、绘制地表层地质纵断面图的要求，其设置距离每公里宜为2~3个。该项工作可用轻便螺纹钻替代进行。

表 3.3.6-1 详细勘探阶段钻探点间距控制

环境类别	公路等级	钻探点间距(m)	备注
简单场地	二级及二级以上	500~700	按路堤高度与地基稳定性采用
	二级以下	700~1 000	
复杂场地	二级及二级以上	300~500	
	二级以下	500~1 000	

注：①设计填土高度大于极限高度的路段或处于桥头路段用低限；

②特殊条件下，尚应视具体情况适当加密。

3.3.6.3 静力触探

应充分利用初勘时静力触探资料。作为参数孔的静力触探点应设置于钻孔附近；作为划分软土分布范围、绘制地质纵断面与测贯入阻力的技术孔(点)应设于钻孔间，其间距应以能满足绘制典型地质分段的详细地质断面及划定软土地基沉降及稳定设计处理的范围为宜。静力触探点的间距与设置位置除应符合表 3.3.6-2 的规定外，简单场地每公里还必须增设一个参数孔点；复杂场地每公里增设两个参数孔点；触探深度可参照初勘静力触探探深的有关规定。

表 3.3.6-2 详勘阶段静力触探点间距控制

环境类别	公路等级	每公里点数	备注
简单场地	二级及二级以上	3~4	按地基稳定性与路堤高度来确定
	二级以下	2~3	
复杂场地	二级及二级以上	4~5	
	二级以下	3~4	

注：①设计填土高度大于极限高度的路段或处于桥头路段采用高值；

②特殊条件下尚应视具体情况适当加密。

3.3.6.4 对于天然含水量大于液限或在自重应力下不能保持原有结构形状的软粘土，以及为检验用室内抗剪强度试验指标计算

稳定性的结果时，均必须进行十字板剪切现场试验，以取得现场软土不排水抗剪强度及灵敏度资料。

十字板设置间距应满足每一个具有代表性的地质路段的各软土地层内均

有两组以上的有效的现场剪切试验数据；其测试深度与层位可参照初勘十字板探深的有关规定。

3.3.7 勘探的深度

钻探孔深度应完全满足施工图设计对应力与变形进行设计计算的需要，其深度作如下控制：

3.3.7.1 对于均质的厚层软土，钻孔深度应达到相应地段软土地基附加应力与软土自重应力的比例为 0.1~0.15 时的相应深度。

3.3.7.2 对于不均质分布的软土地层，勘探深度可按初勘阶段 3.2.2.5 目(2) 建议的计算公式来确定，或达到应力比为 0.15~0.20 时的相应深度。

3.3.7.3 对于非均质分布的软土地层，当底部有密实或硬塑的下卧层或岩质底板时，在查明其性质并确定具有一定厚度后，可不再深探。

3.3.8 钻孔取样

取样间距：对非均质土，在地面以下 10m 内，应沿深度每米取一组(两个) 试样；在地面下 10m~20m，沿深度每 1.5m 取一组试样；20m 以下可每 2.0m 取一组试样。变层应补取样品。对厚层均质软土层，应根据初勘资料于性质相同或相近的层次的层顶和底部各取一组以上样品，中部应取两组以上样品。如软土指标有变化，应补取样品。

对于硬壳层、软土间的夹层以及排水砂层，也应采集样品以取得计算指标，取样间距可参照初勘 3.2.2.6 的下眼处理。

有关软土地基在详勘阶段的钻探方法以及取样、运输与保管等方面的注意事项，应按 3.2 初步勘探中有关规定办理。

3.3.9 室内试验

3.3.9.1 试验要求

(1)详勘阶段对软土地基样品的室内试验,应编制合理的试验方案,依照《公路土工试验规程》(JTJ 051—93)规定的方法、步骤进行,以提供设计计算所要求的完整指标与准确数据。对初勘试验资料应尽可能地加以利用。

(2)对力学试验过程中的应力变化历程和路径条件、加荷的级别与标准、试验的有关边界条件,都必须以工程现场的环境为依据,结合施工期、预压期与营运期的实际情况研究确定。

(3)对试验数据应依据试样组数的多少、土质的均匀程度、取样与试验的质量,按数理统计分析手段取保证率平均值,置信度水平应不小于90%,以满足施工图设计的技术与经济要求。

3.3.9.2 试验项目

对于饱和粘性土应进行表3.3.9所列项目的室内试验,还应计算出以下指标:

物理性质指标:塑性指数、孔隙比、饱和度、液性指数等;

力学性质指标:压缩系数、压缩模量、变形模量、压缩指数、回弹指数等。

表 3.3.9 室内土工试验项目选定表

试 验 项 目	符 号	单 位	备 注
物 理 性 质	天然含水量	w	%
	天然密度	ρ	g/cm^3
	土粒相对密度	G_s	按土类选做
	粒 径 组 成	D	mm
	液 限	w_L	%
	塑 限	w_P	%
化 学 性 质	有机质含量		% 按软土类别、层别选做
	酸 碱 度	pH	选代表性样做
	易溶盐含量		% 对盐渍化软土做

续上表

试验项目		符号	单位	备注		
力学性质	固结试验	压缩系数	$a_{0.1\sim 0.2}$	MPa^{-1}		
		固结系数	C_v	cm^2/s	C_v 必做, C_H 选做	
		前期固结压力	p_c	kPa	按软土类别、层别选做	
		无侧限抗压强度	q_u	kPa	选代表性样做	
	剪切试验	直接快剪	内聚力	c_q	kPa	
			内摩擦角	ϕ_q	(°)	
		固结快剪	内聚力	c_g	kPa	固结快剪指标与直接快剪指标必须配套
			内摩擦角	ϕ_g	(°)	
		三轴剪切	内聚力	c_{uu}	kPa	按路段、土类、层别选做
			内摩擦角	ϕ_{uu}	(°)	
			内聚力	c_{cu}	kPa	
			内摩擦角	ϕ_{cu}	(°)	
内聚力	c'	kPa				
内摩擦角	ϕ'	(°)				

3.3.10 现场原位测试要求

3.3.10.1 对于取样前后会产生较大变形的饱和软粘土及难以取样的砂层,应进行原位测试。

3.3.10.2 饱和粘性土应进行静力触探与十字板剪切测试;砂层应进行标准贯入及静力触探测试。

3.3.10.3 现场原位测试应求得以下指标:

标贯击数、比贯入阻力或侧壁极限摩阻力与锥尖阻力、十字板剪切强度及灵敏度。

3.3.11 资料汇总与整理

详勘阶段资料汇总与整理应包括对经过详细的工程地质调绘、勘探、室内土工试验及原位测试所取得的资料进行综合分析研究,编制有专项文字说明与技术指标的图表资料,最终提供软土地基详勘阶段工程地质勘察报告。其内容与主要要求如下:

3.3.11.1 “报告”文字部分除应提供区域地质、地震地质、水文地质、气象、地形、地貌的有关资料外,应着重阐明已定路线软弱地基形成特点与分布规律,针对各类工程项目与地质环境的相互作用,结合试验与测试指标作出工程地质评价与预测,提出有效的工程地质处理措施。

3.3.11.2 “报告”的图表资料部分应包括以下内容：

(1) 路线工程地质总平面图 (比例尺 1:5000 ~ 1:10000)；

(2) 路线工程地质总纵断面图 (比例尺：水平 1:5000 ~ 1:10000，垂直 1:200 ~ 1:500)；

(3) 各典型路段工程地质纵断面图 (比例尺：垂直 1:200，水平比例尺可参照以上比例尺或视路段长度选适宜比例)；

(4) 钻孔地质柱状图 (比例尺 1:100 ~ 1:200)；

(5) 原位测试成果图表：

十字板剪切图 (绘制 $C \sim h$ 关系图等)；

静力触探图表 (绘制 $P_s - h$ 或 $q_c - h$ 与 $f_s - h$ 等关系图表)；

标准贯入成果图 (绘 $N - h$ 关系图， N 值汇入柱状图中)；

(6) 土工试验资料成果图表：

土的物理、力学、化学性质试验成果表与指标统计表；

孔隙比与荷载关系图 (设计填土高度小于极限高度时绘 $e - p$ 曲线图，设计填土高度远大于极限高度或桥头高路堤时绘制 $e - 1gp$ 曲线图)；

固结系数与荷载关系图 (绘 $C_v - p$ 、 $C_v - p$ 、 $C_h - p$ 曲线图)；

无无限抗压应力与应变图 (绘 曲线图)；

其它：视具体情况确定；

(7) 有关软土地基勘察照片、图件等附件。

4 路堤的稳定与沉降

4.1 一般规定

- 4.1.1 在软土地基上修筑路堤，应进行稳定验算与沉降计算。
- 4.1.2 根据软土地基的地质条件、土层强度以及路堤高度的不同，进行计算段落的划分，分段长度宜为 300m ~ 500m；桥头路堤及人工构造物附近，应按 30m ~ 50m 分段。
- 4.1.3 稳定验算与沉降计算按成层地基进行，不得简化为均质地基；在同一段落同一土层中，各计算参数可分别取其平均值。
- 4.1.4 对用于计算沉降的压缩层，其底面应在附加应力与有效自重应力之比不大于 0.15 处。
- 4.1.5 行车荷载对稳定验算的影响应按静止的土柱作用考虑；行车动荷载对沉降的影响不予考虑。
- 4.1.6 稳定验算时，应采用圆弧条分法按路堤施工期及公路运营期的荷载分别计算稳定安全系数。路堤施工期荷载只考虑路堤自重；运营期荷载应包括路堤自重、路面的增重及行车荷载。地震力的计算应遵照现行《公路工程抗震设计规范》(JTJ 004 - 89)的规定，只考虑水平向地震力而不考虑竖向地震力。
- 4.1.7 稳定验算与沉降计算应考虑路堤在施工期及预压期由于地基沉降而多填筑的填料增重的影响。

4.2 稳定验算

- 4.2.1 地基、路堤整体抗剪稳定验算应采用圆弧条分法；宜用总应力法或有效固结应力法，有条件时可用有效应力法（准毕肖普法）计算稳定安全系数 F 。

4.2.1.1 当采用总应力法时,可按式(4.2.1-1)计算。式中地基的抗剪强度采用总强度 τ (天然十字板抗剪强度),或采用直剪快剪指标的 c_q 、 ϕ_q 值。但路堤填料的抗剪强度则用直剪快剪指标的 c_q 、 ϕ_q 值。

$$F = \frac{\sum S_i + \sum (S_j + P_j)}{P_T} \quad (4.2.1-1)$$

式中: i, j ——如图 4.2.1 所示,下标 i, j 是区分土条底部的滑裂面是在地基土层内(AB 弧)或在路堤填料内的分条编号,即按地基滑裂面及路堤滑裂面分两大段分别编土条顺序号;

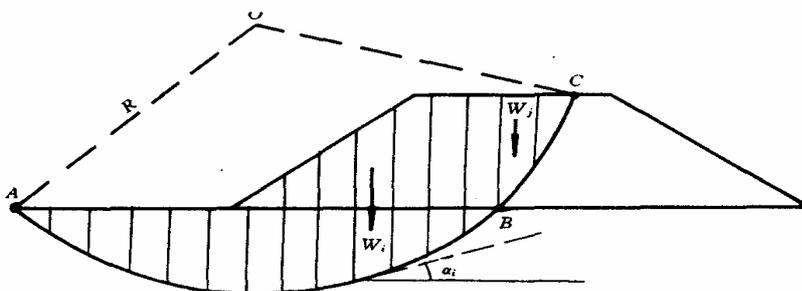


图 4.2.1 F 的计算图式

P_T ——各土条在滑弧切线方向的下滑力的总和, $P_T = \sum (W_i \sin \alpha_i) + \sum (W_j \sin \alpha_j) + M/R$;

S_i ——地基土内(AB 弧)抗剪力, $S_i = \tau_i L_i$ (不考虑固结作用时),或 $S_i = W_i \cos \alpha_i \tan \phi_{qi} + c_{qi} L_i$;

S_j ——路堤内(BC 弧)抗剪力, $S_j = W_j \cos \alpha_j \tan \phi_{qj} + c_{qj} L_j$;

W ——滑裂体某一土条(下标可为 i 或 j)的总重量, $W_i = W_{oi} + W_{li}$, kN;

W_{oi}, W_{li} ——当第 i 土条的滑裂面处于地基内(AB 弧)时,分别为滑裂面以上该土条中的地基自重及路堤自重, kN;

α ——土条底部滑裂面对水平面的夹角;

L ——土条底部滑弧长, m;

R ——滑裂面半径, m;

τ_i ——当第 i 土条的滑裂面处于地基土层内时, 该土条滑裂面所处地基土层的天然十字板抗剪强度;

c_{qi}, ϕ_{qi} ——当第 i 土条的滑裂面处于地基内 (AB 弧) 时, 分别为该土条所在土层的快剪 (直剪) 内聚力 c_q (kPa) 及快剪内摩擦角 ϕ_q ;

c_{qj}, ϕ_{qj} ——当第 j 土条的滑裂面在路堤填料内 (BC 弧) 时, 分别是该土条滑裂面所处路堤填料内聚力 c (kPa) 及内摩擦角 ϕ (按 4.2.2 条取值);

P_j ——当第 j 土条的滑裂面在路堤填料内时, 若该土条滑裂面与设置的土工织物相交, 则 P 为该层土工织物每延米宽 (顺路线方向) 的设计拉力 (参照 5.5 节取值);

M ——某些外力 (如水平向地震力产生的对滑裂面圆心的滑动力矩)。

4.2.1.2 当采用有效固结应力法时, 按式 (4.2.1-2) 计算。式中地基及路堤的抗剪指标均由直接快剪试验获得。

$$F = \frac{\sum(S_i + \Delta S_i) + \sum(S_j + P_j)}{P_T} \quad (4.2.1-2)$$

式中: $S_i = W_{oi} \cos \alpha_i \tan \phi_{qi} + c_{qi} L_i$

或 $S_i = \tau_i L_i$

$\Delta S_i = W_{ii} U_i \cos \alpha_i \tan \phi_{gi}$

U_i ——地基的固结度;

m_i ——第 i 土条滑裂面所在地基地层的强度增长系数 (按 4.2.3 条取值);

c_{qi}, ϕ_{qi} ——当第 i 土条的滑裂面处于地基内 (AB 弧) 时, 分别为该土条所在土层的快剪 (直剪) 内聚力 (kPa) 及快剪内摩擦角;

ϕ_{gi}, U_i ——当第 i 土条的滑裂面处于地基 (AB 弧) 时, 分别为该土条所在土层的固结快剪 (直剪) 的内摩擦角及滑裂面所处位置的固结度;

其它符号意义同前。

4.2.1.3 当采用有效应力法(准毕肖普法)时按式(4.2.1-3)计算。式中地基的抗剪强度指标采用有效抗剪强度指标 c' 、 ϕ' ，路堤的抗剪强度指标仍用直接快剪指标 c_q 、 ϕ_q 值。

$$F = \frac{\sum K_i + \sum K_j}{P_T} \quad (4.2.1-3)$$

式中： $K_i = [c_i \Delta X_i + (W_{oi} - W_{wi} + U_i W_{li}) \tan \phi_i] / m_{ai}$

$$K_j = (c_{qj} \Delta X_j + P_j + W_j \tan \phi_{qj}) / m_{aj}$$

$$m_{ai} = \cos \alpha_i + \tan \phi_{qi} \sin \alpha_i$$

$$m_{aj} = \cos \alpha_j + \tan \phi_{qj} \sin \alpha_j$$

c_i 、 ϕ_i ——当第 i 土条滑裂面在土基内时，分别为该土条滑裂面所在土层的有效内聚力(kPa)及有效内摩擦角。

$$W_{wi} = h_{wi} \gamma_w \Delta X_i$$

h_{wi} ——第 i 土条浸入地下水位以下的浸水深度，m；

γ_w ——水的容重， kN/m^3 ；

ΔX ——为滑裂体土条(下标可为 i 或 j)的水平向宽度，m。

4.2.2 路堤或反压护道的抗剪指标 c 、 ϕ 值及容重 γ 的取值宜按填料性质及压实度等状况采用快剪试验、容重试验的成果，也可采用类似的路堤填料的直接快剪指标及容重。

4.2.3 地基土层的强度增长系数 m 可由试验确定；也可按软土类型分别取值如下：

泥炭	$m = 0.35$
腐殖质土	$m = 0.20$
有机质土	$m = 0.25$
粘质土	$m = 0.30$
粉质土	$m = 0.25$

4.2.4 根据 4.2.1 各条规定求得的计算断面的最小稳定安全系数 F 必须等于或大于表 4.2.4 规定的容许值，否则应按第 5 章进行处治设计。

表 4.2.4 稳定安全系数容许值

采用的计算公式	稳定安全系数容许值	备 注
式(4.2.1-1)(总应力法): 快剪指标	1.10	采用本表三种计算公式之任一种, 均应符合 4.1.3条、4.1.5条、4.1.7条、4.2.1条的规定
十字板剪切强度	1.20	
式(4.2.1-2)(有效固结应力法): 快剪与固结快剪指标	1.20	
十字板剪切强度	1.30	
式(4.2.1-3)(准毕肖普法): 有效剪切指标	1.40	

注: 当需要考虑地震力时, 稳定安全系数容许值应减少 0.1。

4.3 沉降计算

4.3.1 主固结沉降(S_c)

软粘土地基在荷载作用下沉降变形的的主要部分为主固结沉降, 此外还包括瞬时沉降与次固结沉降。

主固结沉降采用分层综合法计算, 压缩试验资料可用 $e-p$ 曲线、压缩模量 E_s 或 $e-\lg p$ 曲线。

4.3.1.1 用 $e-p$ 曲线计算主固结沉降

采用 $e-p$ 曲线时, 主固结沉降应按下式计算:

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{e_{oi} - e_{li}}{1 + e_{oi}} \Delta h_i \quad (4.3.1-1)$$

式中: n ——地基沉降计算分层层数;

Δh_i ——地基沉降计算分层第 i 层计算分层厚度, 宜为 0.5m ~ 1.0m;

e_{oi} ——地基中第 i 层分层中点, 在自重应力作用下稳定时的孔隙比;

e_{li} ——地基中第 i 层分层中点, 在自重应力与附加应力共同作用下稳定时的孔隙比。

4.3.1.2 用压缩模量(E_s)计算主固结沉降

采用压缩模量时, 主固结沉降宜按下式计算:

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta p_i}{E_{si}} \Delta h_i \quad (4.3.1-2)$$

式中： E_{si} ——压缩模量；

Δp_i ——地基中各分层中点的附加应力增量；

Δh_i ——分层厚度。

4.3.1.3 用 $e-\lg p$ 曲线计算主固结沉降

采用 $e-\lg p$ 曲线时，主固结沉降按地基分正常固结、欠固结及超固结三种情况计算：

(1) 正常固结、欠固结条件下

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta h_i}{1 + e_{oi}} c_{ci} \lg \left(\frac{p_{oi} + \Delta p_i}{p_{ci}} \right) \quad (4.3.1-3)$$

式中： n ——地基分层层数；

c_{ci} ——土层的压缩指数；

p_{oi} ——地基中各分层中点的自重应力；

p_{ci} ——前期固结压力，正常固结时 $p_{ci} = p_{oi}$ 。

(2) 超固结条件下

① $\Delta p > p_c - p_o$ ，

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta h_i}{1 + e_{oi}} \left[C_{si} \lg \left(\frac{p_{ci}}{p_{oi}} \right) + c_{ci} \lg \left(\frac{p_{oi} + \Delta p_i}{p_{ci}} \right) \right] \quad (4.3.1-4)$$

② $\Delta p < p_c - p_o$ ，

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta h_i}{1 + e_{oi}} \left[C_{si} \lg \left(\frac{p_{oi} + \Delta p_i}{p_{ci}} \right) \right] \quad (4.3.1-5)$$

式中： C_s ——回弹指数；

其余符号意义同上。

4.3.2 瞬时沉降 (S_d)

由土体的侧向变形引起瞬时沉降。对处于弹性变形阶段的地基，其瞬时沉降宜按下式计算：

$$S_d = F \frac{PB}{E} \quad (4.3.2)$$

式中： P ——路堤底面中点的最大垂直荷载；

E ——由无侧限抗压试验得到的弹性模量的平均值(分层厚度的加权平均)；

F ——中线沉降系数,由图 4.3.2 查得；

B ——计算示于图中,当缺少实测资料时,可取泊松比 $\mu=0.4\sim 0.5$ 查图。

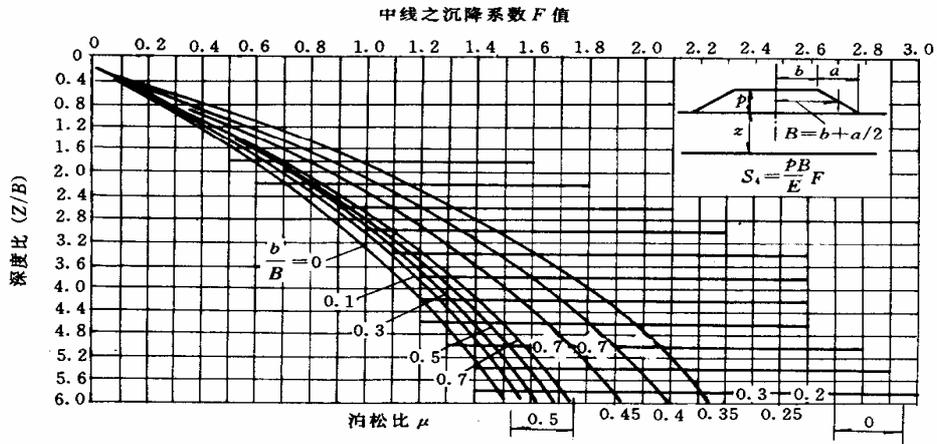


图 4.3.2 梯形荷载中线地基沉降系数

4.3.3 次固结沉降(S_s)

次固结沉降是土骨架上的有效应力基本上保持不变的条件下,地基随着时间的增长而发生的沉降,可按从主固结完成后开始,由时间-压缩曲线的斜率近似地求得固结沉降(S_s)。

采用次固结系数计算时,次固结沉降可按下式求得：

$$S_s = \sum_{i=1}^n \frac{C_{ai}}{1 + e_{li}} \lg\left(\frac{t_2}{t_1}\right) h_i \quad (4.3.3-1)$$

式中： C_{ai} ——用孔隙比变化计算时各软土层的次固结系数，

$$C_a = (e_1 - e_2) / (\lg t_2 - \lg t_1) \quad (4.3.3-2)$$

e_1, e_2 ——分别为孔隙比与时间(对数)曲线尾端直线上两点的孔隙比；

t_1, t_2 ——分别为相应于孔隙比 e_1, e_2 的时间；

h_i ——各土层厚度, m。

4.3.4 地基的总沉降(S)

4.3.4.1 地基的总沉降宜采用沉降系数 m 与主固结沉降 S_c 计算:

$$S = mS_c \quad (4.3.4-1)$$

沉降系数 m 为一经验系数, 与地基条件、荷载强度、加荷速率等因素有关, 其范围值为 1.1~1.7, 应根据现场沉降观测资料确定。

4.3.4.2 地基的总沉降也可由瞬时沉降、主固结沉降及次固结沉降之和计算, 即

$$S = S_d + S_c + S_s \quad (4.3.4-2)$$

4.3.4.3 由以上计算公式求得的总沉降均需经过实体工程观测检验修正。

4.3.5 地基平均固结度的计算

地基平均固结度的计算, 包括竖向固结与水平向固结两部分; 当不设竖向排水体时, 只需计算第一部分的固结度。

4.3.5.1 竖向固结条件下地基平均固结度的计算

竖向固结条件, 地基平均固结度按下式计算:

$$U_v = \frac{2\alpha U_0 + (1 - \alpha)U_1}{1 + \alpha} \quad (4.3.5-1)$$

式中: α ——排水面处的附加应力与非排水面处的附加应力之比, 双面排水时 $\alpha=1$ 。

U_0 、 U_1 分别由式(4.3.5-2)和式(4.3.5-3)算得:

$$U_0 = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \frac{1}{25} e^{-25N} + \dots \right) \quad (4.3.5-2)$$

$$U_1 = 1 - \frac{32}{\pi^3} \left(e^{-N} - \frac{1}{27} e^{-9N} + \frac{1}{125} e^{-25N} - \dots \right) \quad (4.3.5-3)$$

式中: $N=C_v t/H^2$,

其中： C_v ——竖向固结系数；

H ——孔隙水的最大渗径，单面排水时 H 等于压缩层的厚度，双面排水时等于压缩层厚度之半；

t ——瞬时加荷固结过程历时。

4.3.5.2 水平向固结条件下地基平均固结度的计算

在压缩应力均布的条件下，水平向平均固结度可按下面的公式来计算：

$$U_r = 1 - e^{[-8T_r/F(n)]} \quad (4.3.5-4)$$

$$T_r = \frac{C_r t}{d_e^2} \quad (4.3.5-5)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (4.3.5-6)$$

以上三式中： U_r ——水平向平均固结度；

C_r ——水平向固结系数；

d_e ——地下排水体的有效排水直径，参见式(5.7.4-1)及式(5.7.4-2)；

n ——井径比，即排水体的有效排水直径与排水体直径之比。

其余符号意义同前。

4.3.5.3 地基的总平均固结度(U_t)

当无地下排水体时，地基的总平均固结度显然就是竖向向固结条件下的地基平均固结度，按式(4.3.5-1)计算；设有地下排水体时，地基的总平均固结度按下式计算：

$$U_t = 1 - (1 - U_r)(1 - U_v) \quad (4.3.5-7)$$

4.3.5.4 当地基中有排水砂层时，应分别计算排水砂层间软粘土层的沉降量与固结度，层间最大渗径取层界面间距之半。

4.3.6 逐渐加荷条件下地基平均固结度及瞬时沉降的修正

4.3.6.1 逐渐加荷条件下地基平均固结度的修正

当采用多级加载填筑路堤时，各级荷载的起始时间相差一般较大，这时应按下式对瞬时加荷条件下由式(4.3.5-7)计算出的固

结度进行修正：

$$U'_t = \sum_{i=1}^n U_i \left(t - \frac{t_i + t_{i-1}}{2} \right) \frac{\Delta P_i}{\Sigma \Delta P} \quad (4.3.6-1)$$

式中： U'_t —— t 时多级等速加荷的平均固结度；

U_i ——瞬时加荷的平均固结度；

t_{i-1} 、 t_i ——分别为各级等速加荷的起点和终点时间，当 t 在某一级等速加荷的过程中时，设 t_i 为 t ；

ΔP_i ——第 i 级等速加荷的荷载增量，当 t 在某一级等速加荷的过程中时，用该点的荷载增量。

$\Sigma \Delta P$ —— n 级荷载的累加。

4.3.6.2 逐渐加荷条件下瞬时沉降的修正

为与修正的固结度相适应，4.3.2中的瞬时沉降(S_a)应按下式修正：

$$S'_a = S_a \frac{P_t}{\Sigma \Delta P} \quad (4.3.6-2)$$

式中： S'_a ——计算时刻 t 的累计荷载下的瞬时沉降；

P_t —— t 时的累计荷载；

$\Sigma \Delta P$ ——总的累计荷载。

4.3.7 任意时刻地基的沉降量(S_t)

任意时刻地基的沉降量，考虑了主固结随时间的变化过程，可按下列式计算：

$$S_t = (m - 1 + U_t) S_c \quad (4.3.7-1)$$

当总沉降按式(4.3.4-2)计算时：

$$S_t = S_a + S_c U_t + S_s \quad (4.3.7-2)$$

式中： S_c ——主固结沉降，按4.3.1.1计算；

S_a ——瞬时沉降，根据加荷条件按4.3.2或4.3.6.2计算；

S_s ——次固结沉降，按式(4.3.3-1)计算。

m ——沉降系数，见4.3.4.1；

U_t ——地基平均固结度，根据加荷条件按式(4.3.5-7)或式(4.3.5-1)计算。

5 软土地基处治及路堤设计

5.1 一般规定

5.1.1 当稳定安全系数小于表 4.2.4 规定的容许值时,应针对稳定性进行处治设计。

5.1.2 路面设计使用年限内残余沉降(简称工后沉降)不满足表 5.1.2 要求时,应针对沉降进行处治设计。

表 5.1.2 容许工后沉降

容许工后沉降 道路等级	工程位置	桥台与路 堤相邻处	涵洞或箱 型通道处	一般路段
高速公路、一级公路		$\leq 0.10\text{m}$	$\leq 0.20\text{m}$	$\leq 0.30\text{m}$
二级公路(采用高级路面)		$\leq 0.20\text{m}$	$\leq 0.30\text{m}$	$\leq 0.50\text{m}$

5.1.3 处治方案应根据当地的地质、水文、施工机具、材料及环境等条件进行经济、技术比较,依据先简后繁、就地取材的原则决定。

5.1.4 对于地下处治方案,应注意各段间的缓和过渡,以减小段间的差异沉降。

5.1.5 当单一的处治方案无法满足稳定与沉降的要求时,可考虑多种措施组合应用。

5.1.6 软土地基路堤设计宜用动态设计方法,注意发现、搜集软基试验或工程施工过程中,影响设计的各种因素的变化,必要时应补充勘探、试验并修改原设计。

5.1.7 在路堤设计时应考虑由于沉降变形对路堤结构断面及将来施工产生的影响。

5.2 垫层与浅层处治

5.2.1 设置于路堤与软基之间的透水性垫层是地基中孔隙水排出的通道,软土地基上修筑的路堤,其下均宜设置透水性垫层。

浅层处治适用于表层软土厚度小于 3m 的软土路段的处理。

5.2.2 最常用的透水性垫层是砂垫层,为保证排水并考虑砂垫层受填塞、污

染，其厚度以 50cm 为宜；垫层的铺设宽度为路堤底宽并且两侧各外加 50cm~100cm。当垫层兼有排淤作用时，其厚度还应适当加大，这时地面下的垫层与浅层处治具有同样的效果。地基在浅层处治后，仍按 4.2 节规定计算稳定安全系数（在处治区域厚度内土条滑裂面上的 C_c 值采用处治后的 C_c 值）。

5.2.3 当软土层厚度小 3m 且软土层在表层时，可采用生石灰等浅层拌和、换填、抛石（堆土）等方法进行浅层处治。抛石（堆土）排淤宜在地表铺设网状材料或土工织物，织物设置按 5.5 节规定进行。

5.2.4 浅层处理后，应按第 4 章规定计算稳定安全系数。在处治区域厚度内土条滑裂面上的 c_c 值用处治后的 C_c 值；缺乏资料时，可参照以往类似的工程的试验结果取值。

5.3 轻质路堤

5.3.1 可采用轻质材料作路堤，以减轻路堤自重、减少沉降并增大稳定安全系数。常用的轻质材料为粉煤灰。

5.3.2 粉煤灰路堤的稳定安全系数可直接使用式（4.2.1-1）、式（4.2.1-2）或式（4.2.1-3）进行计算。

5.3.3 粉煤灰路堤设计参数的取值及边坡防护措施应遵照部颁《公路粉煤灰路堤设计与施工技术规范》（JTJ016-93）进行。

5.4 反压护道

5.4.1 可在路堤的两侧或一侧设置反压护道，但不宜在用地受限地区内设置。

5.4.2 反压护道的高度宜为路堤的 1/2;宽度应通过稳定计算确定,且应满足路堤工后沉降要求。

5.4.3 按式(4.2.1-1)、式(4.2.1-2)或式(4.2.1-3)计算设有反压护道的路堤稳定安全系数时,将滑裂体上反压护道的土条视为路堤土条进行计算,其容重 γ 、抗剪强度指标 c 、 ϕ 按 4.2.2 条取值。

5.5 加筋路堤

5.5.1 应采用强度高、变形较小、老化慢的土工合成材料等抗拉柔性材料作路堤的加筋材料,材料的纵向或强度高的方向应垂直于公路的中线铺设,加筋材料应尽可能设置在路堤底部。

5.5.2 加筋路堤一般不受地质条件的限制,但地基土越弱其作用愈明显。加筋的层数应按稳定计算确定。

5.5.3 按式(4.2.1-1)、式(4.2.1-2)或式(4.2.1-3)计算稳定安全系数。上述三式中的 P_i 即为纺土工织物的设计拉力,视设计拉力作用在滑裂面的切线方向上;宜取织物延伸率为 10.0% 所对应的拉力作设计拉力。

5.5.4 加筋材料无论设在滑体内外,均应有足够的锚固长度。在锚固长度内,其上、下面与土的摩擦力之和 P_f 与织物设计拉力 P_i 之比必须满足下式:

$$\frac{P_f}{P_i} > 1.5 \quad (5.5.4)$$

5.5.5 加筋材料与填料间的摩擦角 ϕ_f 应按试验结果取值;无资料时宜按下式计算:

$$\tan\phi_f = \frac{2}{3}\tan\phi_q \quad (5.5.5)$$

式中: ϕ_q ——与加筋材料接触的填料的快剪内摩擦角,按 4.2.2 条取值。

5.6 预压及超载预压

5.6.1 预压是最常用的软土地基处治方法,适用于容许工后沉降

33

标准较低或路堤填土高度不大的一般路段。在工期限制较严、预压时间较短时,也可采用超载预压的方法来加快预压期的沉降量。作为预压或超载预压的荷载以路堤材料为宜。

5.6.2 预压期

预压期可根据要求的工后沉降量来定，也可根据要求的地基固结度来定。前者用于沉降起控制作用的地方，后者用于稳定起控制作用的地方；若沉降与稳定均为控制因素，则选用两者中较长的预压期。在预压期内地基应完成的沉降量不能小于路面设计使用年限末的沉降量与容许工后沉降之差；在必要时，预压期末地基的固结度还要满足路堤稳定性的要求。

5.6.3 预压高度（荷载强度）

由于预压过程中地基的下沉，路堤的实际填筑高度（预压填土高度）要大于路堤的设计高度，实际路堤填筑高度应等于路堤设计高度与预压期间的沉降量之和。由于路面结构层材料与路堤填料的单位质量不同，在用填料预压时应考虑这一因素。

由于预压高度与预压期的沉降量是相联系的，所以预压高度的计算需采用试算法，实际计算时用电算程序处理较好。

5.6.4 超载预压高度

超载预压高度受到路堤稳定性的制约，同时预压结束后剩余土方的处理也会造成困难，通常宜结合竖向排水体进行超载预压。

5.7 竖向排水体预压

5.7.1 在软基中设置竖向排水体大大缩短了排水距离，加速了地基的固结过程，能明显提高预压的效果。这种预压方式常用在人工构造物与路堤相邻的过渡段，以达到控制严格的工后沉降的要求。常用的竖向排水体有袋装砂井、塑料排水板及其它种类的土工合成材料复合排水体。

5.7.2 排水体的直径(断面尺寸)

对于袋装砂井,直径宜为 7cm ~ 10cm;采用塑料排水板或其它类似的复合排水体,其断面尺寸宜为 10cm × (0.4 ~ 0.5) cm,此

时其作用与直径 7cm~10cm 的袋装砂井相当。

5.7.3 排水体间距

排水体间距对排水体的作用影响很大,一定附加荷载条件下选用小的间距有利于地基的排水固结,排水体的作用也就越显著,所以间距不宜过大,以 1m~2m 为宜。

5.7.4 排水体的布置形式

排水体可按正方形或等边三角形两种形式布置,如图 5.7.4 所示。在设计计算时,将排水体近似用直径为 d_e (有效排水直径) 的圆柱体来代替, d_e 与排水体间距 d 有如下的关系:

$$\text{正方形布置} \quad d_e = 1.128d \quad (5.7.4-1)$$

$$\text{等边三角形布置} \quad d_e = 1.05d \quad (5.7.4-2)$$

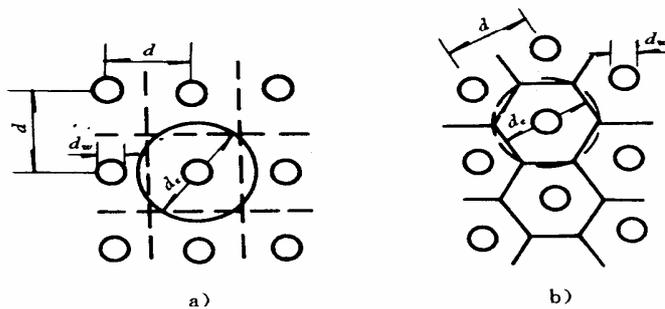


图 5.7.4 排水体的布置形式
a)正方形排列;b)等边三角形排列

5.7.5 排水体的长度

排水体的长度主要由地层情况来决定,对于较薄的软土层,排水体以贯穿软土层为宜;对于较厚的软土层,排水体应打到设计计算的位置。

5.7.6 凡需采用地下竖向排水体处治方法的,填土预压期不宜小于 6 个月。

5.8 粒料桩

5.8.1 采用碎石、砂砾、废渣、砂等散粒材料做桩料,如碎石桩、砂

桩等；专用机械一般为震动沉管机、水振冲器等。设置粒料桩后桩体与桩间土形成复合地基，粒料桩对地基土起置换作用、竖向排水体作用及应力集中作用，但不考虑它对地基土的挤密作用。

5.8.2 粒料桩的直径及设置深度、间距应经稳定、沉降验算确定；但桩的直径、深度除受地基地质条件制约外，尚受机械设备的制约。相邻桩净距不应大于4.0倍桩径。

5.8.3 施工方法及机具的选择应注意地质条件，考虑塌孔、环境保护等问题。当对地质条件有疑问或对施工方法有疑问时，应通过试桩工程加以证实及解决。湿法施工（水振冲），地基的十字板抗剪强度应大于15kPa；而干法施工（沉管法等）地基的十字板抗剪强度应大于10kPa。

5.8.4 设有粒料桩的复合地基的路堤整体抗剪稳定安全系数若按式(4.2.1-1)计算，且当第*i*土条的滑裂面处于地面线以下复合地基区域深度内时，应考虑桩体对土的置换率、桩土应力比。复合地基的抗剪强度按式(5.8.4-1)计算：

$$\tau_i = (1 - \eta)(c_{ui} + \mu_s U_i \gamma_{li} h_{li} m_i) + \eta(\mu_c U_i h_{li} \gamma_{li} + h_{ci} \gamma_c - h_{wi} \gamma_w) \cos \alpha_i \tan \phi_c \quad (5.8.4-1)$$

式中： h_{li} 、 γ_{li} ——分别为在第*i*土条中，路堤（反压护道）部分的高度(m)及容重(kN/m³)；

h_{ci} 、 γ_c ——分别为第*i*土条中，桩料部分的高度及容重；

η ——桩对土的置换率，桩在平面上宜为等边三角形布设，三角形分布时，

$$\eta = \pi D^2 / (2 \times \sqrt{3} B^2) = 0.907 (D/B)^2 \quad (5.8.4-2)$$

当桩在平面上为正方形布设时，

$$\eta = \pi D^2 / (4 B^2) = 0.785 (D/B)^2 \quad (5.8.4-3)$$

D ——桩的直径；

B ——桩位布设为正方形或三角形的边长；

μ_s ——桩间土的应力折减系数，

$$\mu_s = 1/[1 + (n-1)\eta] \quad (5.8.4-4)$$

μ_c ——桩的应力增加系数，

$$\mu_c = n/[1 + (n-1)\eta] \quad (5.8.4-5)$$

n ——桩土应力比，按 5.8.7 条取值；

C_{ui} ——当第 i 土条滑裂面在地面以下时，为该滑裂面所处土层的天然不排水抗剪强度；

ϕ_c ——桩料的内摩擦角，当桩料为碎石时可取 38° ，当桩料为砂卵(砾)石时可取 35° ，当桩料为砂时可取 28° ；

其它符号同 4.2.1 条。

5.8.5 若按式(4.2.1-2)计算设有粒料桩的复合地基上路堤整体抗剪稳定安全系数，且当第 i 土条的滑裂面处于地面线以下的复合地基区域深度内时，式(4.2.1-2)中的 S_i 、 ΔS_i 应按式(5.8.5-1)及式(5.8.5-2)计算。

$$S_i = (1 - \eta)(W_{oi}\cos\alpha_i\tan\phi_{qi} + C_{qi}L_i) + \eta(W_{ci} - W_{wi})\cos\alpha_i\tan\phi_c \quad (5.8.5-1)$$

$$\Delta S = (1 - \eta)(\mu_s W_{li} U \cos\alpha_i \tan\phi_{gi}) + \eta(\mu_c W_{li} U_i \cos\alpha_i \tan\phi_c) \quad (5.8.5-2)$$

式中： $W_{ci} = \gamma_c h_{ci} \Delta X_i$

其它符号意义同前。

5.8.6 若按式(4.2.1-3)计算设有粒料桩复合地基上路堤整体抗剪稳定安全系数，且当第 i 土条滑裂面处于地面线以下的复合地基区域深度内时，式(4.2.1-3)中的 K_i 应按式(5.8.6)计算。

$$K_i = (1 - \eta)(Z_{si} + M_{si})/m_{si} + \eta M_{ci}/m_{ci} \quad (5.8.6)$$

式中： $Z_{si} = C_i \Delta X_i$

$$M_{si} = (W_{oi} - W_{wi} + \mu_s W_{li} U_i) \tan\phi_i$$

$$M_{ci} = (W_{ci} - W_{wi} + \mu_c W_{li} U_i) \tan\phi_c$$

$$m_{si} = \cos\alpha_i + \tan\phi_i \sin\alpha_i$$

$$m_{ci} = \cos\alpha_i + \tan\phi_c \sin\alpha_i$$

其它符号意义同前。

5.8.7 粒料桩与桩间土应力比 n 宜用当地或类似试验工程的试验资料确定。无资料时, n 可取用 2~5, 当桩底土质好、桩间土质差时取高值; 否则取低值。

5.8.8 设有粒料桩的复合地基的沉降 S_z 可按 4.3 节计算, 但应将复合地基地面以上的原地基上的沉降 S 加以折减, 折减后的沉降 S_z 按式(5.8.8)计算; 但复合地基地面以下的沉降不折减。

$$S_z = \mu_s S \quad (5.8.8)$$

μ_s 按 5.8.4 条计算。

5.8.9 设有粒料桩复合地基部分的平均固结度可按 5.6 节、5.7 节计算, 即将粒料桩视为竖向地下排水体, 但应将粒料桩的直径 D 折减, 其折算后的排水体当量直径 d_w 按式(5.8.9)计算。

$$d_w = \beta D \quad (5.8.9)$$

式中: β ——当量直径折减系数, 对砂取 1, 对碎石、砂砾可取 1/5~1/3。

5.8.10 设有粒料桩的路堤底面应按 5.2.1 条设置排水垫层。

5.8.11 散粒的桩料不应使用单一尺寸的粒料, 其最大粒径不应超过 5cm; 对十字板剪切强度低于 20kPa 的软土地基的桩料, 最大粒径可放宽到 10cm, 且 5cm~10cm 的粒料质量应占粒料总质量的 50%~60%。桩料的含泥量(小于 0.074mm 者)不得超过 5%。

5.9 加固土桩

5.9.1 加固土桩是用某种专用机械将软土地基的局部范围(某一深度、某一直径)内的软土柱体用加固材料改良、加固而形成, 与桩间软土形成复合地基。改良后的加固土桩只考虑桩的置换作用、应力集中效应, 进而减少总沉降, 但不考虑加固土桩加快地基的排水固结速度和对地基的挤密作用。

5.9.2 加固土桩的施工有拌和桩法、粉喷桩法等。加固剂可采用水泥等固化剂, 也可采用多种固化材料的混合物; 加固材料的剂量应通过室内试验按技术、经济性优化选用。

5.9.3 加固土桩的直径及设置深度、间距应经稳定验算确定并应满足工后沉降要求。相邻桩的净距不应大于 4.0 倍桩径；桩深、桩径除受地质条件限制外，尚受机械设备的制约。一般深层拌和适用于地基的十字板抗剪强度不大于 45kPa 者。

5.9.4 若按式(4.2.1-1)计算设有加固土桩地基的路堤整体抗剪稳定安全系数，且当第 i 土条的滑裂面处于地面以下复合地基区域深度内时，式(4.2.1-1)中复合地基的抗剪强度(τ_i)应考虑桩体对土的置换率及桩土应力比，按式(5.9.4)计算。

$$\tau_i = (1 - \eta)(c_{wi} + \mu_s U_i r_{li} h_{li} m_i) + \eta \tau_c \quad (5.9.4)$$

式中： τ_c ——复合地基区域内加固土桩的抗剪强度，按 5.9.7 条取值；

其它符号意义同前。

5.9.5 若按式(4.2.1-2)计算设有加固土桩复合地基的路堤整体抗剪稳定安全系数，且当第 i 土条的滑裂面处于地面以下复合地基区域深度内时，式(4.2.1-2)中的 S_i 、 ΔS_i 应按式(5.9.5-1)、(5.9.5-2)计算。

$$S_i = (1 - \eta)(W_{oi} \cos \alpha_i \tan \phi_{qi} + c_{qi} L_i) + \eta \tau_c L_i \quad (5.9.5-1)$$

$$\Delta S_i = (1 - \eta) \mu_s W_{li} U_i \cos \alpha_i \tan \phi_{gi} \quad (5.9.5-2)$$

式中：各种符号意义同前。

5.9.6 若按式(4.2.1-3)计算设有加固土桩复合地基的整体抗剪稳定安全系数，且当第 i 土条的滑裂面处于地面以下的复合地基区域深度内时，式(4.2.1-3)中的 K_i 应按式(5.9.6)计算。

$$K_i = \frac{(1 - \eta)(Z_{si} + M_{si})}{m_{si}} + \frac{\eta Z_{ci}}{m_{ci}} \quad (5.9.6)$$

式中： $Z_{si} = C_i \Delta X_i$

$$M_{si} = (W_{oi} - W_{wi} + \mu_s W_{li} U_i) \tan \phi_i$$

$$Z_{ci} = \tau_{ci} \Delta X_i$$

$$m_{si} = \cos \alpha_i + \tan \phi_i \sin \alpha_i$$

$$m_{ci} = \cos \alpha_i$$

其它符号意义同前。

5.9.7 加固土桩的抗剪强度以总强度 τ_c 表示,可钻取试验路段加固土桩龄期为 28d 的原状试件测无侧限抗压强度,按其无侧限抗压强度 q_u 的一半计算;也可按设计配合比由室内制备的加固土试件测得的无侧限抗压强度乘以 0.3 折减系数求得,即:

$$\tau_c = 0.3q_u$$

5.9.8 应进行加固土配合比设计。固化材料的水泥用量与软土天然重之比(a)宜大于 7%而小于 15%。当为拌合桩时,水灰比宜选用 0.4~0.5。

5.9.9 加固土桩与桩间土的应力比(n)宜用当地试验工程或类似工程的试验确定。无资料时, n 可取用 3~6,当桩底土质好、桩间土质差取高值;否则取低值。

5.9.10 设有加固土桩的路段,路堤底部应按 5.2.1 条设置垫层。

5.9.11 加固土桩的复合地基总沉降按式(5.8.8)计算;固结度按 4.3 节计算,不考虑加固土桩体的排水固结作用。

5.10 综合(组合)处治设计

5.10.1 为同时解决沉降、稳定问题或使处治作用更为有效,可考虑两种或两种以上处治措施进行综合处治。

5.10.2 综合处治的一般原则是:加速排水固结的措施与增加地基强度的措施相结合;地上、地面处治与地下处治相结合;应避免两措施施工上的干扰及作用上的相互抵消;并应符合 5.1 节的规定。

5.11 路堤设计

软土地基下沉后,其上路堤的高度、宽度及边坡均会发生变化,设计时应予以考虑。

5.11.1 路堤的高度

软土地基上路堤填筑的高度也就是预压填土的设计高度,它必须保证预压结束地基下沉后地面以上的路堤高度不小于路基设计高度。预压填土的设计高度的计算应按 5.6 节进行。

5.11.2 路堤的加宽

路堤底面加宽,其一侧的加宽量 Δd 为:

$$\Delta d = mS_f \quad (5.11.2)$$

式中: m ——路堤的设计边坡值;

S_f ——路堤坡脚处预压期末的沉降量。

5.11.3 路堤的边坡

路堤的设计边坡值宜采用 1 : 2.0; 预压路堤修筑的边坡不同于原设计边坡(1 : m), 其修筑的边坡 n 值按下式计算:

$$n = \frac{H_0 m + \Delta d}{H_0 + S_0 + S_y} \quad (5.11.3)$$

式中: H_0 ——原路堤设计高度;

S_0 ——路堤中心处预压期末的沉降量;

S_y ——路堤坡脚处沉降量;

m ——原路堤的设计边坡值;

Δd ——同前。

6 软土地基处治施工

6.1 一般规定

6.1.1 软基处治的施工必须确保施工质量, 科学地做好施工组织设计, 加强工地技术管理, 严格按照有关的操作规程实施, 认真做好工程质量和验收工作。

6.1.2 软基处治施工前, 应先完成下列工作:

6.1.2.1 收集并熟悉有关施工图、工程地质报告、土工试验报告和地下管线、构造物等资料;

6.1.2.2 编制施工组织设计或施工大纲;

6.1.2.3 原材料、半成品、成品的检验;

6.1.2.4 施工机械设备的调试；

6.1.2.5 必要的成桩试验。

6.1.3 软基处治施工前应做好施工期间的排水措施，对常年地表积水、水塘地段，应按设计要求先做好抽水、清淤、回填工作。

6.1.4 软土地基处治材料的选用，应贯彻因地制宜、就地取材的原则。所有运至工地的材料必须分类堆放，妥善保管，按有关标准进行质量检验；不合格材料不得用于工程。

6.1.5 在施工中应遵循“按图施工”的原则和“边观察、边分析”的方法；如发现现场地质情况与设计提供资料不符或原设计的处治方式因故不能实施需改变设计时，应及时报告并根据有关规定报请变更设计。

6.1.6 软基处治施工中应认真作好原始记录，积累资料，不断总结经验，提高软基处治施工技术水平。

采用新技术、新工艺、新机具、新材料、新测试方法时，必须制定不低于本规范水平的质量标准和工艺要求。

6.1.7 软基处治施工，须严格执行有关安全、劳保和环境保护等规定。

6.2 垫层及浅层处治

6.2.1 垫层与浅层处治应达到增加地表强度，防止地基局部剪切变形的目的。

6.2.2 软土、泥沼地区采用换填地基时，其填筑、压实的施工及检验应遵照部颁《公路路基施工技术规范》(JTJ033-95)的规定。

6.2.3 抛石挤淤施工应符合下列要求：

6.2.3.1 使用不易风化石料挤淤，片石大小随泥炭稠度而定。对于容易流动的泥炭或淤泥，片石宜稍小些，但不宜小于 30cm，且小于 30cm 粒径含量不得超过 20%。

6.2.3.2 当软土地层平坦时，抛投应沿路中线向前抛填，再渐次向两侧扩展。软土地层横坡陡于 1:10 时，应自高侧向低侧抛投，并在低侧边部多抛投，使低侧边部约有 2m 宽的平台顶面。

6.2.3.3 片石抛出软土面后，应用较小石块填塞垫平，用重型机械碾压紧密，然后在其上设反滤层，再行填土。

6.2.4 砂（砾）垫层施工应符合下列要求：

6.2.4.1 砂垫层材料宜采用洁净中、粗砂，含泥量不应大于 5%，并将其植物、杂质除尽。也可采用天然级配砂砾料，其最大粒径不应大于 5cm，砾石强度不低于四级（即洛杉矶法磨耗率小于 60 %）。

6.2.4.2 摊铺后适当洒水，分层压实，压实厚度宜为 15cm~20cm 如采用砂砾石，应无粗细粒料分离现象。

6.2.4.3 砂垫层宽度应定出路基进脚 0.5m~1.0m，两侧端以片石护砌或采用其他方式防护，以免砂料流失。

6.3 反压护道

6.3.1 填料材质应符合设计要求。

6.3.2 反压护道施工宜与路堤同时填筑；分开填筑时，必须在路堤达临界高度前将反压护道筑好。

6.3.3 反压护道压实度应达到《公路土工试验规程》（JTJ0051-93）重型击

实试验法测定的最大干密度的 90%，或满足设计提出的要求。

6.4 土工合成材料

6.4.1 土工合成材料应具有质量轻、整体连续好、抗拉强度较高、耐腐蚀和抗微生物侵蚀性好、施工方便等优点；非织型的土工纤维应具备当量孔隙直径小、渗透性好、质地柔软、能与土很好结合的性质。

6.4.2 应根据出厂单位提供的幅宽、质量、厚度、抗拉强度、顶破强度和渗透系数等测试数据，选用满足设计要求的土工合成材料。

6.4.3 施工应符合以下规定：

6.4.3.1 应在平整好的下承层上按路堤底宽全断面铺设，摊铺时应拉直平顺，紧贴下承层，不使出现扭曲、折皱、重叠。在斜坡上摊铺时，应保持一定松紧度（可用 U 形钉控制）。

6.4.3.2 铺设土工聚合物，应在路堤每边各留足够的锚固长度，回折覆裹在压实的填料面上，平整顺适，外侧用土覆盖，以免人为破坏。锚固长度应满足 5.5.4 条规定。

6.4.3.3 应保证土工合成材料的整体性，当采用搭接法连接时，搭接长度宜为 30cm~90cm；采用缝接法时，缝接宽度应不小于 5cm；采用粘结法时，粘结宽度不应小于 5cm，粘合强度应不低于土工合成材料的抗拉强度。

6.4.3.4 现场施工中发现土工合成材料有破损时必须立即修补好。

6.4.3.5 土工合成材料在存放以及施工铺设过程中应尽量避免长时间暴晒或暴露，以免其性能劣化。

6.4.3.6 双层土工合成材料上、下层接缝应交替错开，错开长度不应小于

0.5m。

6.4.4 土工合成材料铺设质量要求应符合表 6.4.4 规定。

表 6.4.4 土工合成材料施工质量要求

项次	项 目	施 工 质 量 要 求	检 查 方 法 和 频 率
1	下承层平整度、拱度	符合设计要求	每 200m 检查 4 处
2	搭 接 宽 度	应符合 6.4.3.3 条款有关规定	抽 查 2%
3	搭接缝错开距离	应符合 6.4.3.6 条款规定	抽 查 2%

6.5 袋装砂井

6.5.1 材料

6.5.1.1 袋:选用聚丙烯或其他适用的编织料制成,抗拉强度应能保证承受砂袋自重,装砂后砂袋的渗透系数应不小于砂的渗透系数。

6.5.1.2 砂:采用渗水率较高的中、粗砂,大于 0.5mm 的砂的含量宜占总重的 50%以上,含泥量不应大于 3%,渗透系数不应小于 $5 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ 。

6.5.2 施工机械:主要机具为导管式振动打桩机,在行进方式上普遍采用的有轨道门架式、履带臂架式、吊机导架式等。

6.5.3 施工工艺流程应按以下程序进行:

整平原地面→摊铺下层砂垫层→机具定位→打入套管→沉入砂袋→拔出套管→机具移位→埋砂袋头→摊铺上层砂垫层

6.5.4 施工质量应符合以下规定:

6.5.4.1 砂袋灌砂率(r)按式(6.5.4)计算。

$$r = \frac{m_{sd}}{0.78d^2L\rho_d} \times 100\% \quad (6.5.4)$$

式中: m_{sd} ——实际灌入砂的质量,kg;

d 、 L ——依序为井直径、深度,m;

ρ_d ——中粗砂的干密度,kg/m³。

灌砂率应符合表 6.5.5 的规定。

6.5.4.2 砂袋灌入砂后,露天堆放应有遮盖,切忌长时间曝晒,以免砂袋老化。

6.5.4.3 砂井可用锤击法或振动法施工,导轨应垂直,钢套管不得弯曲,沉桩时应用经纬仪或重锤控制垂直度。

6.5.4.4 为控制砂井的设计入土深度,在钢套管上应划出标尺,以确保井底标高符合设计要求。

6.5.4.5 砂袋入井,应用桩架吊起垂直下井,防止砂袋发生扭结、缩颈、断裂和砂袋磨损。

6.5.4.6 拔钢套管时应注意垂直起吊,以防止带出或损坏砂袋。施工中若发现上述现象,应在原孔边缘重打;连续两次将砂袋带出时,应停止施工,待查明原因后再施工。

6.5.4.7 砂袋留出孔口长度应保证伸入砂垫层至少 30cm,并不得卧倒。

6.5.5 袋装砂井施工允许偏差应符合表 6.5.5 要求。

表 6.5.5 袋装砂井施工允许偏差

项次	项目	单位	标准	允许偏差	检查方法和频率
1	井距	cm	符合设计规定	±15	抽查 2%
2	井长	cm	符合设计规定	不小于设计	查施工记录
3	井径	mm	符合设计规定	+10,-0	挖验 2%
4	垂直度	%		1.5	查施工记录
5	灌砂率	%	符合设计规定	+5	查施工记录

6.6 塑料排水板

6.6.1 塑料排水板是由芯体和滤套组成的复合体,或是由单一材料制成的多孔管道板带(无滤套)。

6.6.1.1 芯板是由聚乙烯或聚丙烯加工而成的多孔管道或其他形式的板带,应具有足够的抗拉强度和垂直排水能力。其抗拉强度不应小于 130N/cm;当周围土体压力在 15m 深度范围内不大于 250kPa 或在大于 15m 范围不大于 350kPa 条件下,其排水能力应不低于 30cm³/s。芯板应具有耐腐性和足够的柔性,保证塑料排水板在地下的耐久性并在土体固结变形时不会被折断或破裂。

6.6.1.2 滤套一般由无纺布物制成,应具有一定的隔离土颗粒和

渗透功能,应等效于 0.025mm 孔隙,其最小自由透水表面积宜为 $1500\text{cm}^2/\text{m}$,渗透系数应不小于 $5 \times 10^{-3}\text{cm}/\text{s}$ 。

6.6.2 施工机械:主要机具是插板机,也可与袋装砂井打设机具共用,但应将圆形套管换成矩形套管。对振动打设工艺、锤击振力大小,可根据每次打设根数、导管断面大小、入土长度和地基均匀程度确定。

6.6.3 施工工艺应按以下程序进行:

整平原地面→摊铺下层砂垫层→机具就位→塑料排水板穿靴→插入套管→拔出套管→割断塑料排水板→机具移位→摊铺上层砂垫层

6.6.4 施工质量应符合以下规定:

6.6.4.1 施工现场堆放的塑料排水板盘带应加以适当覆盖,以防暴露在空气中老化。

6.6.4.2 插入过程中导轨应垂直,钢套管不得弯曲,透水滤套不应被撕破和污染;排水板底部应有可靠的锚固措施,以免拔出套管时将芯板带出。

6.6.4.3 塑料排水板留出孔口长度应保证伸入砂垫层不小于 50cm,使其与砂垫层贯通;并将其保护好,以防机械、车辆进出时受损,影响排水效果;

6.6.4.4 塑料排水板搭接应采用滤套内平接的方法,芯板对扣,凹凸对齐,搭接长度不少于 20cm;滤套包裹,用可靠措施固定。

6.6.4.5 施工中防止泥土等杂物进入套管内,一旦发现须及时清除。

6.6.5 塑料排水板施工允许偏差应符合表 6.6.5 规定。

表 6.6.5 塑料排水板施工允许偏差

项次	项目	单位	允许偏差	检查方法和频率
1	板距	cm	±15	抽查 2%
2	板长	cm	不小于设计	查施工记录
3	垂直度	%	1.5	查施工记录

6.7 砂 桩

6.7.1 材料:砂的要求同第 6.5.1.2 条,也可使用砂和角砾混合料,含泥量不大于 5%。

6.7.2 施工机具:振动打桩机、柴油打桩机;按成型工艺分为冲击式和振动式,下端装有活瓣钢桩靴的桩管。

6.7.3 施工工艺应按以下程序进行:

整平原地面→机具定位→桩管沉入→加料压密→拔管→机具移位

6.7.4 施工质量应符合以下规定:

6.7.4.1 砂的含水量对桩体密实度有很大影响,应根据成桩方法分别符合以下规定:

当采用单管冲击法、一次打桩管成桩法或复打成桩法施工时,应使用饱和砂。

采用双管冲击法、重复压拔法施工时,可使用含水量为 7%~9%的砂,饱和土中施工也可用天然湿砂。

6.7.4.2 地面下 1m~2m 土层由于侧向约束软弱,不利成桩,应取超载投砂法,通过压挤提高表层砂的密实程度。

6.7.4.3 桩体在施工中应确保连续、密实;在软弱粘性土中成型困难时,可隔行施工,各行中也可间隔施工。

6.7.4.4 实际灌砂量未达到设计用量要求时,应在原位将桩管打入,补充灌砂后复打 1 次,或在旁边补桩 1 根。

6.7.5 砂桩施工允许偏差应符合表 6.7.5 要求。

表 6.7.5 砂桩施工允许偏差

项次	项目	单位	允许偏差	检查方法和频率
1	桩距	cm	±15	抽查 2%
2	桩长	cm	不小于设计	查施工记录
3	桩径	mm	不小于设计	抽查 2%
4	竖直度	%	1.5	查施工记录
5	灌砂量	m ³	不小于设计	查施工记录

6.8 碎石桩

6.8.1 材料

填料:应由未风化的干净砾石或轧制碎石而成,粒径宜为 20mm~50mm,含泥量不应大于 10%;

水：一般可饮用水均可使用。

6.8.2 制桩试验

施工前应按规定做成桩试验，记录冲孔、清孔、制桩时间和深度、冲水量、水压、压入碎石量及电流的变化等。经验证设计参数和施工控制的有关参数作为碎石桩施工的控制指标。

6.8.3 施工机械：主要机具是振冲器、吊机或施工专用平车和水泵。 选

择振冲器型号应与桩径、桩长及加固工程离周围建筑物距离相适应。

应配备适用的供水设备，出口水压应为 400kPa ~ 600kPa，流量 20m³/h ~ 30m³/h。

起重机械起吊能力应大于 100kN ~ 200kN。

6.8.4 施工工艺应按以下程序进行：

整平原地面 振冲器就位对中 成孔 清孔 加料振密 关机停水 振冲器移位

6.8.5 施工应符合以下规定：

6.8.5.1 碎石桩施工应根据制桩试验成果严格控制水压、电流和振冲器在固定深度位置的留振时间。

水压视土质及其强度而定，一般对强度较低的软土，水压要小些；对强度较高的软土，水压宜大。成孔时水压宜大，制桩振密时水压宜小。水量要充足，使孔内充满水，以防止塌孔。

应严格控制电压稳定，一般为 (380 ± 20) V。应控制加料振密过程中的密实电流，密实电流的规定值应根据现场制桩试验定出，宜为潜水电动机的空载电流加上 10A ~ 15A，或为额定电流的 90% 左右；严禁在超过额定电流的情况

下作业。

振冲器在固定深度位置的留振时间宜为 10S ~ 20S。

6.8.5.2 填料要分批加入,不宜一次加料过量,原则上要“少吃多餐”,保证试桩标定的装料量,一般制作最深桩体时填料偏多。每一深度的桩体在未达到规定的密实电流时应继续加料,继续振实,严格防止“断桩”和“颈缩桩”的发生。

6.8.6 碎石桩施工允许偏差应符合表 6.8.6 要求。

表 6.8.6 碎石桩施工允许偏差

项次	项目	单位	允许偏差	检查方法和频率
1	桩距	cm	±15	抽查 2%
2	桩径	mm	不小于设计	抽查 2%
3	桩长	cm	不小于设计	查施工记录
4	竖直度	%	1.5	查施工记录
5	灌碎石量	m ³	不小于设计	查施工记录

6.8.7 碎石桩密实度宜抽查 5%,要求用重 II 型动力触探测试,贯入量 10cm 时,击数不小于 5 次。

6.9 加固土桩

6.9.1 材料:可采用水泥、生石灰、粉煤灰等作为加固料,其质量、规格应符合设计要求。

6.9.1.1 生石灰应是磨细的,最大粒径应小于 0.2cm。石灰应无杂质,氧化镁和氧化钙含量不应小于 85%,其中氧化钙含量不低于 80%。

6.9.1.2 水泥宜采用普通水泥或矿渣水泥,应是国家免检产品,严禁使用过期、受潮、结块、变质的劣质水泥。对非免检厂生产的水泥,应分批提供有关标号、安定性等试验报告。

6.9.1.3 粉煤灰化学成分中要求二氧化硅和三氧化二铝的含量应大于 70%,烧失量应小于 10%。

有条件地区可采用石膏粉作为掺加剂,有利于强度的提高。

6.9.2 成桩试验

加固土桩施工前必须进行成桩试验,应达到下列要求,并取得

以下技术参数:

6.9.2.1 满足设计喷入量的各种技术参数,如钻进速度、提升速度、搅拌

速度、喷气压力、单位时间喷入量等；

4.9.2.2 确定搅拌的均匀性；

6.9.2.3 掌握下钻和提升的阻力情况，选择合理的技术措施；

6.9.2.4 根据地层、地质情况确定覆喷范围，成桩工艺性试验桩数不宜少于5根。

6.9.3 室内配方试验

施工实际使用的固化剂和外掺剂，必须通过室内试验的检验，符合设计要求后方能使用。

6.9.4 施工工艺应按以下程序进行：

整平原地面 钻机定位 钻杆下沉钻进 上提喷粉（或喷浆）强制搅拌
复拌 提杆出孔 钻机移位

6.9.5 施工前应丈量钻杆长度，并标上显著标志，以便掌握钻杆钻入深度、复搅深度，保证设计桩长。

6.9.6 施工机械应按固化剂喷入的形态（浆液或粉体），采用不同的施工机械组合。

对浆液固化剂：主机为深层搅拌机，有双搅拌轴中心管输浆方式和单搅拌轴叶片喷浆方式两种；配套机械主要有灰浆拌制机、集料斗、灰浆泵、控制柜及计量装置。

对粉体固化剂：主要为钻机、粉体发送器、空气压缩机、搅拌钻头。

6.9.7 施工质量应符合以下规定：

6.9.7.1 采用浆液固化剂时

(1) 固化剂浆液应严格按预定的配比拌制。制备好的浆液不得离析，不得停置过长，超过 2h 的浆液应降低标号使用；浆液倒入集料时应加筛过滤，以免浆内结块，损坏泵体。

(2) 泵送浆液前，管路应保持潮湿，以利输浆。现场拌制浆液，应有专人记录固化剂、外掺剂用量，并记录泵送浆开始、结束时间。

(3) 根据成桩试验确定的技术参数进行施工。操作人员应记录每米下沉时间、提升时间，记录送浆时间、停浆时间等有关参数的变化。

(4) 供浆必须连续，拌和必须均匀。一旦因故停浆，为防止断桩和缺浆，应使浆搅拌机下沉至停浆面以下 0.5m，待恢复供浆后再喷浆提升。如因故停机超过 3h，为防止浆液硬结堵管，应先拆卸输浆管路，清洗后备用。

(5) 搅拌机提升至地面以下 1m 时宜用慢速；当喷浆口即将出地面时，应停止提升，搅拌数秒以保证桩头均匀密实。

6.9.7.2 采用粉体固化剂时

(1) 粉喷桩施工应根据成桩试验确定的技术参数进行；操作人员应随时记录压力、喷粉量、钻进速度、提升速度等有关参数的变化。

(2) 严格控制喷粉标高和停粉标高，不得中断喷粉，确保桩体长度；严禁在尚未喷粉的情况下进行钻杆提升作业。

(3) 当钻头提升到地面以下不足 50cm 时，送灰器应停止喷灰，并用人工回填粘性土压实。

(4) 桩身根据设计要求在一定深度即在地面以下 $1/2 \sim 1/3$ 桩长并不小于 5m 的范围内必须进行重复搅拌，使固化料与地基土均匀拌和。

(5) 施工中,发现喷粉量不足,应整桩复打,复打的喷粉量应不小于设计用量。如遇停电、机械故障等原因,喷粉中断时,必须复打,复打重叠孔段应大于 1m。

(6) 施工机具设备的粉体发送器必须配置粉料计量装置,并记录水泥的瞬时喷入量和累计喷入量。严禁无粉料喷入计量装置的粉体发送器投入使用。

(7) 储灰罐容量应不小于一根桩的用灰量加 50kg;当储量不足时,不得对下一根桩开钻施工。

(8) 钻头直径的磨损量不得大于 1cm。

6.9.8 粉喷桩施工允许偏差应符合表 6.9.8 要求。

表 6.9.8 粉喷桩施工允许偏差

项次	项目	单位	允许偏差	检查方法和频率
1	桩距	cm	±10	抽查 2%
2	桩径	mm	不小于设计	抽查 2%
3	桩长	cm	不小于设计	查施工记录
4	竖直度	%	1.5	查施工记录
5	单桩喷粉量	%	不小于设计	查施工记录
6	强度	MPa	不小于设计	抽查 5%

注:应在桩体三等分段各钻取芯样一个,一根桩取三个试块进行强度测试。

7 路堤施工与观测

7.1 一般规定

7.1.1 路堤开工前,施工单位应做好充分的准备工作。首先应全面熟悉软土地基施工设计图纸和试验工程总报告等有关材料,并会同设计单位或软土试验工程单位进行现场实地核对和调查,以便顺利开工。对不符合实际情况的设

计内容，可提出修改设计的意见，或安排补充地质勘察工作，并按规定程序变更设计。

7.1.2 根据核实的工程数量、工期要求、施工设备，结合工地特点，制定实施性施工组织设计，并编出施工计划，做到材料、设备工具、观测测试仪器、劳动力、临时工程、生活设施等全面落实。

7.1.3 布设观测仪器的种类、位置和数量应按设计图纸上的要求进行，测试的项目、观测内容和频率亦应符合规定的要求，并及时整理出有关数据，以满足优质、安全施工的要求。

7.1.4 软土地基路堤施工宜安排在有利季节进行；如果条件允许，宜在旱季或冬季作业。

应妥善安排施工计划，软土地基应较一般地基尽量提前施工，以便地基有充分时间固结。

7.1.5 施工时应尽量减少对软土地基表层硬壳层的损坏。

7.1.6 当需要进行软土地基基底处理或挖除淤泥时，应按施工图纸施工，统一安排，综合进行。

7.2 路堤填筑

7.2.1 有关软土地基路堤施工一般事项，如施工测量、路基放样、清除场地、路基填料、材料试验和临时工程等，以及路堤、桥涵、通道的填筑，路基压实、取土坑和弃土堆的布置等的要求，均应遵照现行的《公路路基施工技术规范》(JTJ033-95)办理。

7.2.2 软土地基路堤施工时，应注意环境保护，所挖淤泥应安排在合适地

点堆放，妥善处理，并尽量利用荒地凹凼，做到填平补齐，造田造地。排除积水时，应引入附近沟渠，勿使其污染水源、农田、鱼塘或其他建筑物。

7.2.3 在常年积水或池塘（鱼塘）地段施工，宜应先修围堰抽水，挖除表层淤泥，并用水稳性好的透水性材料回填到常水位以上 50cm，再进行软土地基处理。围堰应高出水位以上 30cm，且无渗漏，同时应保证整个施工期间始终处于完好状态。

7.2.4 在软土地基上直接填筑路堤时，应按以下规定进行：

7.2.4.1 视地形情况，将场地地表水排除，以保持基底干燥；有条件时可采取降低地下水位措施。路基施工前应先做好排水设施。

7.2.4.2 水面以下部分填土应选择透水良好的土质，水面以上填土可用一般土分层填筑和分层压实，同时优先采用轻质材料填筑。

7.2.4.3 填筑路基的土宜在集中取土场取用。必须在两侧取土时，取土坑内线距路堤坡脚的距离，当路堤填土高度小于 2m 时，不得小于 20m；填土高度为 5m 的路堤，宜大于 40m，且取土坑内每隔 50m 应留出顶宽为 3m 的横向土坡。

7.2.4.4 路堤填土应由路中心向两侧填筑，并应做出与路拱相同的横向坡度，一般采用 2%~4% 的横坡为宜。

7.2.4.5 填筑路堤时，路堤最后填筑标高应达到设计图上的预压填土高度；而倒坡余宽及边坡率亦应留有余地，使其压实宽度大于路堤设计宽度，并保证最后削坡后有效的断面尺寸和路基宽度。

7.2.5 路堤填筑过程中，应进行沉降和稳定监测。当接近或达到极限填土

高度时，严格控制填土速率，以免由于加载过快而造成地基破坏。一般每填一层，应进行一次监测，控制标准为：路堤中心线地面沉降速率每昼夜不大于 1.0cm；坡脚水平位移速率每昼夜不大于 0.5cm。观测结果应结合沉降和位移发展趋势进行综合分析。其填筑速率，应以水平位移控制为主，如超过此限应立即停止填筑。

7.2.6 桥头路堤应于结构物施工前填筑，并不应小于 6 个月，使桥台地基先预压稳定后再开挖。

在预压期内不应在路堤上做任何工程，只允许添加由于沉降而引起的附加填土。

软土地区的桥台、涵洞、通道以及加固工程应于预压期沉降完成后再进行修建。在软基上填筑路堤，当桥头路堤边坡受到河流冲刷时，应补设防护工程。在相应涵洞位置设置临时排水涵管；对路堤工程亦应做好临时排水设施，以防流水浸泡和冲刷路堤。

路堤与桥台衔接部位、路堤与锥坡预压填土应同步填筑与碾压。在大型压路机不易到位的边角宜用小型打夯机夯压密实。其分层碾压厚度控制在 15cm 为宜，填料亦宜选用渗水性土。

7.2.7 合理的路堤施工工期应考虑满足设计所要求的堆载预压期，即路堤施工完成后，路面、结构物施工前应有足够时间使地基排水固结。

7.2.8 填筑路堤加载或超载预压部分宜用细粒土分层填筑，具体要求与路基本体相同。也可以用砂砾石料等材料填筑，但应考虑这些材料能为后期工程所利用，并不使材料受污染。

卸除的填料可予以利用，也可以废弃，但不宜置于反压护道上。加
载或超载预压路堤的顶部应修整使具有 2.5% ~ 40% 的横坡，以保持预压期
内有良好排水条件。

7.2.9 超压路堤的顶面应通过摊铺和压实所需的附加土层，保持在超压标
高上。任何时候超压路堤的顶面不应低于超压标高 20cm，也不应高于标高
10cm。其压实度：预压部分应满足路基施工技术规范的要求，超载预压部
分压实度应达到重型压实标准的 90%，并注意路堤排水。

7.2.10 超压路堤构筑后，应有一定沉降时间，超压时间不宜低于 3 个月。

超载预压到期后，卸除超载土方，路堤应挖至路槽底（路面底面），并将
路槽底以下的路堤表层 15cm 深度的土层压实，其压实度应大于 95%。

7.3 吹填砂路堤

7.3.1 吹填砂路堤适用于缺土而多砂，且可用吹填方式填筑路堤的地区，它
具有施工不受雨季影响的优点。

7.3.2 吹填砂的材料以中、粗砂为宜，含泥量（即小于 74 μm 的颗粒粒径）
不宜大于 15%。

7.3.3 吹填砂路堤的施工程序

7.3.3.1 地基如需处理，应先做处理施工，并进行压实后，再吹砂填筑。

一般可按 7.2.4 条要求进行作业，路堤压实度同一般填料路基要求。

7.3.3.2 吹填路堤时要求

(1) 一般先沿路堤坡脚线内侧两边修建挡水堤，此堤系路基的一部分。

(2) 挡水堤可用粘土、袋装砂土或片石等材料修筑。当用砂堆填挡水堤时，

可先用推土机将吹填砂向两侧推成砂垅，并在砂垅内侧敷设塑料薄膜，以防冲刷。

(3) 挡水堤的尺寸和两侧边坡应按设计图纸要求施工。

(4) 当路堤高度小于 2m 时，可作一次吹填。当路堤高度大于 2m 时，应采用分层吹填，分层吹填厚度一般为 1m~2m，下层厚度可大些，上层厚度可小些。

(5) 吹填宽度可分全幅和半幅吹填。全幅吹填时，排水管可沿路堤中线敷设，此法可用于宽度不大于 30m 的路堤和尚无挡水堤的路段。吹填时，排砂管可沿路线中线敷设，亦可在两半幅中部位先后敷设或用两条排砂管在两半幅同时敷设。

沿中线敷设要求实现半幅吹填时，可用人力或机械将排砂管的前段在适当时候作左右移动。半幅吹填可减少砂土横向移动和压实工作量，适用于宽度大和预先筑有挡水堤的路段。

(6) 吹填采用分段推进方式进行，即一段吹填完成后，再接长管线吹填下段，每吹填完一层经压实后再吹填上一层。

当吹填距离超过吹砂设备最大能力时，可采取加压或二次抽吸办法解决。

当排砂管口高程超过砂泵最大扬程而不能排砂时，可采用附加加压泵。

当吹填砂层的高度尚未达到路堤要求高度，高差在 1m 以下时，可用推土机或其他机械，将砂堆填到要求高度。

7.3.4 吹填砂路堤排水要求

7.3.4.1 对挡水堤内的积水，除地面上纵波段较大外，一般应设横向盲沟

排水。盲沟用干砌片石修筑，但在连接砂堤的端部还应设砂砾反滤层，以防止砂土阻塞盲沟。

7.3.4.2 在吹填挡水堤时，应做好堤内水的排除与疏干，并在适当位置留出排水口。水口大小可按排水管面积 2~4 倍计算。水口处两侧挡水堤应作加固处理，可在堤内侧装设木质或金属框式开口，开设活动闸板并用 1~2 根泄水管通到堤外。

7.3.5 吹填砂路堤的边坡防护

边坡防护工程应按设计图纸施工。一般在土质挡水堤外边坡用植物防护，而其水下边坡宜用浆砌片石加固，在坡面与浆砌片石间应加铺砂砾或碎石反滤层，以防砂料外漏。

7.3.6 吹填时注意路堤宜采用“慢填、预压加观测”方法施工，并随时注意路堤的稳定性。当需要时可先修试验路堤，取得经验后再扩大施工。

7.3.7 为保护砂层，在吹填砂路堤竣工后，应随即在其上铺砌厚约 40cm 的石渣土铺砌层。

7.4 粉煤灰路堤

7.4.1 粉煤灰路堤是一种轻质路堤，对减轻软土土基的附加应力有显著作用。有条件时，应采用粉煤灰路堤。

7.4.2 粉煤灰不应含团块、腐殖质及其它杂质。电厂排放的硅铝型低钙粉煤灰都可作为路堤填料使用，其烧失量宜小于 12%，应

防范其冻敏性,并采取防冲刷和防淋溶等措施。

7.4.3 粉煤灰路堤的施工应按《公路粉煤灰路堤设计与施工技术规范》(JTJ016—93)中有关规定办理。

7.5 矿渣路堤

7.5.1 适用于路堤填料的矿渣材料,应为出炉以后至少放置1年以上的高炉矿渣。必要时应予破碎,并有良好的级配。

7.5.2 矿渣填料顶面应采用级配良好的矿渣,或者用最大粒径为8cm的破碎矿渣或碎石进行嵌缝,其最小厚度为10cm。

每层铺筑厚度不得超过50cm,并用大于20t位振动压路机压实;每层矿渣至少需碾压5~6遍。

7.5.3 矿渣用于水位以下或地下水位为30cm以内的路堤施工时,其材料最大粒径应不大于30cm,粒径宜控制在每层填筑厚度的一半,通过20mm筛孔材料应不大于10%,通过75 μ m的筛余料塑性指数不应超过6%。

7.6 沉降与稳定观测

7.6.1 软土地基路堤的施工应注意观测填筑过程或以后的地基变形动态,对路堤施工实行动态观测。高速公路、一级公路及二级公路工程在路堤施工中必须进行沉降和稳定的动态观测,其观测项目、目的、仪具如表7.6.1所列。

表 7.6.1 沉降和稳定动态观测

观测项目	仪具名称	观测目的
地表沉降量	地表型沉降计 (沉降板)	用于沉降管理。根据测定数据调整填土速率;预测沉降趋势,确定预压卸载时间和结构物及路面施工时间;提供施工期间沉降土方量的计算依据
地表水平位移量及隆起量	地表水平位移桩 (边桩)	用于稳定管理。监测地表水平位移及隆起情况,以确保路堤施工的安全和稳定
地下土体分层水平位移量	地下水平位移计 (测斜管)	用于稳定管理与研究。用作掌握分层位移量,推定土体剪切破坏的位置。必要时采用

7.6.2 观测仪动态观测表具应在软土地基处理之后埋设,并在观

59

测到稳定的初始值后,方可进行路堤的填筑。

7.6.3 根据设计文件要求确定测点位置,并应设在观测数据容易反馈的部位。地基条件差、地形变化大、设计问题多的部位和土质调查点附近也均应设

置观测点。同一路段不同观测项目的测点宜布置在同一横断面上。

7.6.4 用于沉降与稳定观测的仪器使用前需进行全性能检查和校验，以保证测定仪器的正常使用和观测数据的可靠。

7.6.5 观测仪器的操作和保养应按照使用说明和保养制度进行，易出故障或测读数异常的仪器应及时予以更换或修理。

7.6.6 测点标杆安装时应严格按照规定进行，安装必须稳固，对露出地面的部分均应设置保护装置。在路面施工期间必须采取严格的防护措施，一旦发现标杆受拉或移位，需立即修复，保证观测数据的连续性。

7.6.7 在施工期间应严格按设计或合同文件要求同步进行沉降和稳定的跟踪观测。每填筑一层应观测一次；如果两次填筑间隔时间较长时，每 3d 至少观测一次。路堤填筑完成后，堆载预压期间观测应视地基稳定情况而定，一般半月或每月观测一次，直至预压期结束。

7.6.8 当路堤稳定出现异常情况而可能失稳时，应立即停止加载并采取果断措施，待路堤恢复稳定后，方可继续填筑。

7.6.9 每次观测应按规定格式作记录，并及时整理、汇总观测结果。

7.6.10 稳定性观测

7.6.10.1 地基的稳定性可通过观测地表面位移边桩的水平位移和地表隆起量而获知。一般路段沿纵向每隔 100m~200m 设置一个观测断面；桥头路段应设置 2~3 个观测断面；桥头纵向坡脚、填挖交界的填方端、沿河等特殊路段均应酌情增设观测点。

7.6.10.2 位移观测边桩的埋设与观测

(1) 位移观测边桩根据需要应埋设在路堤两侧趾部,以及边沟外缘与外线以远 10m 的地方,并结合稳定分析在预测可能的滑裂面与地面的切面位置布设测点,一般在趾部以外设置 3~4 个位移边桩。同一观测断面的边桩应埋在同一横轴线上。

(2) 边桩一般采用钢筋混凝土预制,混凝土标号 M 不小于 25,长度应不小于 1.5m;断面可采用正方形或圆形,其边长或直径以 10cm~20cm 为宜;并在桩顶预埋不易磨损的测头。

(3) 边桩的埋置深度以地表以下不小于 1.2m 为宜,桩顶露出地面的高度不应大于 10cm。埋置方法可采用打入或开挖埋设,要求桩周围回填密实,桩周上部 50cm 用混凝土浇筑固定,确保边桩埋置稳固。

(4) 在地势平坦、通视条件好的平原地区,水平位移观测可采用视准线法;地形起伏较大或水网地区以采用单三角前方交会法观测为宜;地表隆起采用高程观测法。

视准线法要求布设三级点位,由位移标点和用以控制标点的工作基点、以及用以控制工作基点的校核基点三部分组成。工作基点桩要求设置在路堤两端或两侧工作边桩的纵排或横排延长轴线上,且在地基变形影响区外,用以控制位移边桩。位移边桩与工作基点桩的最小距离以不小于 2 倍路基底宽为宜;单三角前方交会法要求位移边桩与工作基点桩构成三角网,并且通视。校核基点要求设置在远离施工现场和工作基点而且地基稳定的位置处。

高程观测参照 7.6.11 条沉降板观测方法。

7.6.10.3 工作基点桩可采用废弃的钻探用无缝钢管或预制混凝土桩,埋置

时要求打入硬土层中不小于 2.0m，在软土地基中要求打入深度大于 10m。桩周顶部 50cm 采用现浇混凝土加以固定，并在地面上浇筑 1.0m×1.0m×0.2m 的观测平台，桩顶露出平台 15cm，在顶部固定好基点测头。

7.6.10.4 校核基点可用无缝钢管或预制混凝土桩打入至岩层或具有一定深度的硬上层中。若附近有山地，应尽可能地利用山地外露基岩作控制基点。控制基点四周必须采用永久性保护措施，并定期与工作基点桩校核。

7.6.10.5 地面位移观测仪器与精度

当采用视准线法观测时，观测仪器宜采用光电测距仪；当采用单三角前方交会法观测时，观测仪器宜采用 J 1 或 J 2 经纬仪。

观测精度：测距仪误差 $\pm 5\text{mm}$ ；方向观测水平角误差为 ± 2.5 。

7.6.10.6 沿河、临河等凌空面大而稳定性很差的路段，必要时需进行地基主体内部水平位移的观测。观测标的埋设和观测方法详见 8.4.4 条。

7.6.11 沉降观测

7.6.11.1 沉降观测时间：可按 7.6.7 条规定办理。

7.6.11.2 施工路段的地表沉降观测常用的方法是在原地面上埋设沉降板进行高程观测。

7.6.11.3 沉降板埋置于路中心、路肩及坡趾的基底。沉降板由钢或钢筋混凝土底板、金属测杆和保护套管组成。底板尺寸不小于 50cm×50cm×3cm，测杆直径以 4cm 为宜，保护套管尺寸以能套住测杆并使标尺能进入套管为宜。随着填土的增高，测杆和套管亦相应接高，每节长度不宜超过 50cm。接高后的测杆顶面应略高于套管上口，套管上口应加盖封住管口，避免填料落入管内

而影响测杆下沉自由度，盖顶高出碾压面高度不宜大于 50cm。

7.6.11.4 沉降板观测应采用 S_1 、 S_3 型水准仪，以二级中等精度要求的几何水准测量高程，观测精度应小于 1mm。

7.6.11.5 观测基桩

用于观测水平位移的位移标点桩、校核基点桩亦同时用于沉降观测，埋设于坡趾及以外的标点边桩一般兼测地面沉降。标点桩顶上应预埋刻有十字线的半圆形测头。

7.6.12 测点保护

工作标点桩、沉降板观测标、工作基点桩、校核基点桩在观测期中均必须采取有效措施加以保护或专人看管。沉降板观测标杆易遭施工车辆、压路机等碰撞和人为损坏，除采取有力的保护措施外，还应在标杆上竖有醒目的警示标志。测量标志一旦遭受碰撞，应立即复位并复测。

8 试验工程

8.1 一般规定

8.1.1 软基试验工程是以研究工程的软土地基特性、验证并完善软土地基处治设计和探索软土地基工程施工工艺为主要目的的前期工程。处于软土地基上的高速公路、一级公路、二级公路路堤应结合工程实际情况提前修筑试验工程，并必须在工程全面开工前取得试验成果。

8.1.2 试验工程研究内容应针对解决工程设计与施工中的疑难问题以及新技术、新材料、新工艺在引进、推广中尚需研究的问题。

8.1.3 试验工程必须在工前编制试验研究大纲，制定详尽的试验研究计划，并进行工程设计与观测设计。

8.1.4 选址要求

8.1.4.1 试验工程的地质、地貌及工程情况必须具有代表性。试验段力求安排在主线上；若由于其它原因不能在主线上实施时，应选址于邻近主线的地段，其路堤的断面形式、尺寸、填筑高度以及填筑材料等应与整个工程的情况一致。

8.1.4.2 试验路段应尽可能选择在方便施工、纵坡较小和直线段上。各试验区段的段落长度不应小于2倍路基底宽，并不小于50m。若对路堤或人工构造物进行试验研究，则路堤与人工构造物之间的距离应不小于2.5倍的路基底宽。此外，还应考虑观测时的通视条件以及观测点的设置条件。

8.1.4.3 试验路段的路堤两侧不宜设施工辅道。不可避免时，应确保辅道与主线路堤边沟之间的距离不得小于主线路堤底宽，且主线与辅道连接段位置应离开观测断面50m以远。

8.1.5 试验工程应根据试验内容和工程设计要求进行详尽的地质勘探，地质勘探应以钻孔探查、取样试验与原位测试相结合的方法进行。土工试验项目应根据试验研究内容和工程设计需要确定，土工试验分析成果应具有足够的可靠性和代表性。

在试验观测期中，视加固情况宜采用十字板或标贯试验、静力触探等原位测试技术检测地基土层固结状况。

在预压后期，除采用原位测试作检验之外，有条件时，也可针对不同的地

层条件及处理方案采用机钻取样进行试验，检验地基土层加固效果。

8.1.6 试验工程应保证观测期至少有一年半左右的时间，并应及时提交完善设计和指导施工的研究报告。

8.1.7 测试仪器、设备、标具及用于加工观测装置的材料应经过严格的选型和挑选，性能应稳定可靠，且具有满足试验要求的精度。观测用的所有仪器应在试验工程开工前准备完毕。

8.2 试验工程地质勘察

8.2.1 试验工程地质勘察应突出和体现试验研究的重点与特殊性，除应满足一般软土地基工程施工图勘察要求以外，还应针对工程研究内容要求、地基条件及处理方案在工程范围以内检查已取得的地勘资料，并补充试验工程或试验路段必需的纵、横向地质勘查，为设计和分析研究提供详细的工程地质资料和技术参数，并作出分析评价。

8.2.2 勘察重点

8.2.2.1 进一步查清软土的类型、成因、时代、层位、厚度以及物理力学性质。

8.2.2.2 查清工程范围内地基各土层的固结状况以及软土层中砂土夹层、层次、厚度和排水条件。

8.2.2.3 查明人工填土、杂填土、暗塘、古河道、墓穴等不良地质现象的分布位置、范围、埋深等情况。

8.2.2.4 查明地表水、地下水的层位和特征、补给排泄条件，以及排除地表水和地下水的条件。

8.2.3 试验工程的地质勘察方法除应满足第3.3.6条的规定外，还必须采用原位测试手段予以验证。深孔布置应服从一个试验内容或一种软基处治方法为一个观测区段，每种处治段在纵向中心线上至少应有1个钻孔、1~2个十字板剪切孔；路基横向应有数个静力触探孔，以反映出路基横向地基土层分布情况。原位测试的方法和设备应按有关规定和要求执行。

8.2.4 钻孔、静力触探及十字板测试深度应符合第3.3.7条的规定。

8.2.5 地质勘察除应按第3.3.11条要求提供成果资料以外，还应提交以下资料：

8.2.5.1 试验工程区域内的各试验段、山前坡地段、沿河路段以及地质特殊变化地段的地质横向剖面图；

8.2.5.2 不良地质路段调查表；

8.2.5.3 根据工程的具体研究内容和研究方法确定并提供其它特殊试验项目与成果，如抗剪强度包线、孔隙水压力系数、侧压力系数等。

8.3 试验工程设计

8.3.1 试验工程设计应由工程设计和观测设计两部分组成。

8.3.2 工程设计应在初步设计基础上结合审定的试验研究方案进行施工图设计。设计图纸除应适应工程施工需要的一般图表资料以外，还应针对不同的地基处理形式和特殊的施工工序及工艺编制施工详图和编写详尽的设计说明，同时还应包括以下内容：

8.3.2.1 按不同的试验内容合理安排各试验区段，明确各区段的分界桩号以及各区段地基处治方案设计；

- 8.3.2.2 明确各种地基处治材料的技术要求和技术参数；
 - 8.3.2.3 提出各种观测仪标埋设所需时间、埋设工艺流程以及施工配合要求；
 - 8.3.2.4 明确路基填筑材料、填筑速率控制标准与方法以及填筑工艺；
 - 8.3.2.5 提出路堤施工坡率、沉降土方补加方式以及不同处理形式路段、与结构物相接路段的施工期沉降预测曲线。
- 8.3.3 观测设计应围绕试验方案确定的观测内容展开。设计内容应包括观测项目的确定、观测仪器的选型、仪标的布设与观测方法和频率的确定等，应提供以下设计资料图纸：
- 8.3.3.1 试验观测段平面布置图。图中应示出路堤范围、试验区段分界线与桩号、埋设仪标的断面桩号、各种仪标平面布设位置以及观测控制点的布设位置。
 - 8.3.3.2 仪标布设断面图。具体示出各种仪标在各个观测断面中的水平与垂直向布设位置。
 - 8.3.3.3 明确采用的观测仪器及所埋设仪标的名称或类型，制定观测规程。
 - 8.3.3.4 对需要自行加工的观测标、桩以及仪标保护和测点装置进行构造设计。
 - 8.3.3.5 明确仪标埋设要点和应达到的标准或要求。
 - 8.3.3.6 明确测试人员与施工人员的责任。

8.4 试验工程观测

- 8.4.1 试验工程的观测项目宜包括三类：变形（位移）观测、应力观测和

强度观测。

变形观测包括沉降观测和水平位移观测；应力观测包括土压力观测、孔隙水压力观测；强度观测仅指地基承载力观测。

8.4.2 软土地基试验工程观测项目应根据试验工程的研究目标与具体研究内容有选择性地确定，每个试验段的所有观测点宜集中设置在同一个横断面上。

观测项目宜按表 8.4.2 所列内容安排；若工程需要还可增加其它必要的观测项目。

表 8.4.2 观测项目

观测项目		仪标名称	观测目的
沉 降	地表沉降	地表型沉降计 (沉降板)	地表以下土体沉降总量。常规观测项目
	地基深层沉降	深层沉降标	地基某一层位以下沉降量。按需要设置
	地基分层沉降	深层分层沉降标	地基不同层位分层沉降量。按需要设置
水 平 位 移	地面水平位移	水平位移边桩	测定路堤侧向地面水平位移量并兼测地面沉降或隆起量,用于稳定监测。常规观测项目
	地基土体水平位移	地下水平位移标 (测斜仪、管)	观测地基各层位土体测向位移量,用于稳定监测和了解土体各层侧向变位以及附加应力增加过程中的变位发展情况。常规观测项目
应 力	地基孔隙水压力	孔隙水压力计	观测地基孔隙水压力变化,分析地基土固结情况
	土压力	土压力计(盒)	测定测点位置的土应力及应力分布情况。按需要设置
	承载力	载荷试验仪	一般用于地基或桩(柱)的承载能力测定。粉喷桩地基应作此观测,其它地基必要时采用
其 它	地下水位 (辅助观测)	地下水位观测计	观测地基处理后地下水位的变化情况,校验孔隙水压力计读数
	出水量 (辅助观测)	单孔出水量计	检测单个竖向排水井排水量,了解地基排水情况

8.4.3 沉降观测

8.4.3.1 地面沉降观测方法和要求应按第 7.6.11 条规定执行。

8.4.3.2 土体内部沉降是通过在土体内埋设沉降标进行观测。沉降标分为分层标或深层标,分层标可以在同一根测标上,分别观测土体沿深度方向不同层次的沉降量;深层标可测得某一土层顶面的沉降量。分层沉降一般采用磁环式沉降仪观测;深层标采用在被测土层中埋设标杆并用水准仪测量标杆顶端高程的方法进行观测,测量仪器和精度与沉降板要求相同。

8.4.3.3 分层标由导管和套有感应线圈的波纹管组成。导管为硬塑料管,要求具有一定的刚度,管杆直挺,两端配有接口装置;波纹管为塑料软管,要求横向能承受土体挤压不变形,纵向能自由伸

67

缩。波纹管套在导杆外面,管上感应圈位置即为测点位置。

8.4.3.4 深层标由主杆和保护管组成。主杆采用金属杆或塑料硬管,杆底端需有 50cm~100cm 长的以增加阻力的标头;保护管可采用废弃的钻孔钢管。

8.4.3.5 分层和深层沉降标埋设要点如下：

(1) 采用钻孔导孔埋设，钻孔垂直偏差率应不大于 1.5%，并无塌孔缩孔现象存在，遇到松散软土层应下套管或泥浆护壁。钻孔深度：对分层标即为埋置深度；对深层标为埋置深度以上 50cm。成孔后必须清孔。

(2) 分层标埋设时先埋置波纹管，第一节波纹管底部必须封死，至一定深度后，插入导管与波纹管一并压至孔底。当埋置深度较大时，波纹管与导管均应随埋随接，接口必须牢固，但不能采用磁感材料作固定件。波纹管露出地面 15cm~20cm，并用水泥混凝土固定；导管外露 30cm~50cm，并随填土增高，接出导管并外加保护管。

(3) 深层标埋设时先下保护管，再下主杆，到位后再将保护管拔离主杆标头 30cm~50cm。随填土增高，接长主杆和保护管。

(4) 当分层标和深层标至孔底定位后，用砂子填塞钻孔孔壁与波纹管或保护管之间隙。待孔侧上回淤稳定后，测定初始读数。对于分层标应先用水准仪测出导管管口高程，并用磁性测头自上向下依次逐点测读管内各感应线圈至管顶距离，换算出各点高程；连续测读数日，稳定读数即为初始读数。

8.4.3.6 分层沉降标埋设难度较大，且外露标管对施工影响较大，又易遭碰撞，一般埋设于路中心，一个观测断面埋设 1~2 根分层标。深层标按需要测试的深度在路中设点埋设，但不宜埋没于车道位置。

8.4.4 水平位移观测

8.4.4.1 主体水平位移量是在观测点埋设测斜管，由测斜仪测得。测斜管的技术性能及埋设要求应符合以下规定：

(1) 测斜管可采用铝合金或塑料管，其弯曲性能应以适应被测主体的位移情况为适宜。测斜管内纵向的十字导槽应润滑顺直，管端接口密合。

(2) 测斜管应埋设于地基土体水平位移最大的平面位置，一般埋设于路堤边坡坡处或边沟上口外线 1.0m 左右的位置。

(3) 测斜管埋设时应采用钻机导孔，导孔要求垂直，偏差率不大于 1.5%。测斜管底部应置于深度方向水平位移为零的硬上层中至少 50cm 或基岩上，管内的十字导槽必须对准路基的纵横方向。

8.4.4.2 路堤范围以外的地基侧向水平位移和地表隆起可采用打设水平位移边桩进行观测。边桩的制作、埋设要求和观测方法、精度应与 7.6.10 条有关规定相同。

8.4.4.3 水平位移观测断面应与沉降观测断面位置吻合，观测断面设于与路线垂直的轴线上。

8.4.4.4 边桩及为此观测的基桩和测斜管在观测期间均必须采取有效的措施加以保护或专人看管。边桩及基极的保护要求与 7.6.12 条相同；测斜管除应防止碰撞外，还必须做好管口的封口工作，以防异物落入管内造成堵塞而报废。

8.4.5 孔隙水压力观测

8.4.5.1 孔隙水压测试系统由孔隙水压力计和量测仪器两部分组成。孔隙水压力值由频率仪测得的频率值换算得出。

选用的孔隙水压力计必须具备下列条件：

(1) 有足够的强度和耐久性；

(2) 读数稳定，测量延滞时间短；

(3) 外形光滑平整，体积小；

(4) 测量方便，精度符合观测要求。

8.4.5.2 孔隙水压力计的平面布点宜集中于路中心，并与沉降、水平位移观测点位于同一观测断面上。

8.4.5.3 孔隙水压力测点沿深度布设应根据试验分析需要而确定，一般每种土层均应有测点，土层较厚时一般每隔 3m~5m 设一个测点，埋置深度应及至压缩层底。

8.4.5.4 孔隙水压力计的埋设方法及要求如下：

(1) 孔隙水压力计宜采用钻孔埋设法，埋设关键是封孔，封孔目的是隔断水压计上下水源。埋设时孔隙水压力计应紧密贴合测点土层，采用干燥膨胀土或高液限粘土泥球封孔密闭，使测点土层孔隙水与上部土层孔隙水完全隔绝。埋设时，以采用一孔单只孔压计埋设方法为宜。

(2) 钻孔埋设时，应作好钻孔的详细记录。必要时，可采取土样进行土工试验，以补充或校核原土工试验资料或土质参数的不足，为试验研究提供更多的基础资料。

(3) 保护孔压计外引电缆完好不受损坏，保证孔隙水压力准确传递。待同一观测断面的全部孔压计埋设后，所有孔隙水压力计的外引电缆应编好测点号码，而后集中穿入硬塑管埋入电缆沟，引出路基外进入观测房或观测箱内；必要时在电缆沟旁作些标记，以防施工时截断电缆线。

(4) 每一只孔压计埋设后，应及时采用接收仪器检查孔压计是否正常；如

发现异常应查明原因及时修正或补埋。

(5) 埋设后，待钻孔完全填实和埋设时的超孔隙水压力消散时，才可测读孔压计的初始读数，一般需要 3d~ 4d 的稳定时间。初读数时需连续测读数目，直至读数稳定为止，以稳定的读数作为初始读数。

8.4.5.5 在路堤施工过程中孔隙水压力计观测时间与频率应与沉降和水平位移观测要求相同。

8.4.6 土压力观测

8.4.6.1 土压力测试系统由土压力计和量测仪器两部分组成。土压力计选型必须与被测土体应力状况相适应。

8.4.6.2 土压力计埋设位置按试验要求而定，可水平向埋置，也可竖向埋置，以测定被测地基的应力状态。

8.4.6.3 土压力计埋设应符合下列要求：

(1) 采用挖坑埋设法。坑槽底面应平整密实，埋设后的土压力计必须位置正确而稳固，上下四周约 20cm 范围用细砂填实。

(2) 埋设时每只土压力计外引电缆均应编好测点号码，集中引入观测箱，同时记录各测点编号与其对应引线长度；每埋完一只就应及时进行测试，发现问题应及时纠正或调换。

(3) 外引电缆均应有可靠的保护措施，以避免遭受损坏。

(4) 埋设后的土压力计在初读数稳定后，才可进行其上的填筑工作。

8.4.6.4 测试频率按试验要求而定，也可与沉降和水平位移同步观测。

8.4.7 承载力观测

8.4.7.1 天然地基承载力和搅拌桩的单桩、多桩及桩间上承载力，均可通过现场载荷试验作承载力的测定和加固效果的检验。

8.4.7.2 对于粉喷桩的载荷试验应至少在一个月龄期后进行，也可按试验分析需要确定载荷试验时间。

8.4.7.3 载荷试验应按下列要求进行：

(1) 载荷试验的压板可用圆形、方形或矩形。单桩荷载试验的压板直径与桩径相等；单桩复合地基载荷试验压板的面积应为一根桩承担的处理面积；多桩复合地基载荷试验压板的尺寸按实际桩数所承担的处理面积确定；桩间上载荷试验压板的尺寸应限于桩间天然地基面积之内。

(2) 压板底高程应与地基顶面高程相同，压板下宜设中、粗砂找平层。

(3) 总加载量不宜小于设计要求值的两倍，加荷等级可分为 8~12 级。

(4) 当加载量尚未超过设计要求值时，1h 内垂直变形增量小于 0.1mm 才可加下一级荷载；当加载量大于设计要求值后，1h 内垂直变形小于 0.2mm 即可加一级荷载。

(5) 当出现下列现象之一时，可终止试验：

垂直变形 S 急剧增大，土被挤出或压板周围出现明显的裂缝；

总加载量已为设计要求值的两倍以上；

累计的垂直变形量已大于压板宽度的 10%。

当为第一种情况时，其对应的前一级荷载为极限荷载。

(6) 卸载观测：每级卸载为加载时的两倍。每级卸载后，隔 15min 测读一次；读两次后，隔半小时再读一次，即可卸下一级荷载。全部卸载后，当测

读到 30min 回弹量小于 0.1mm，即认为稳定。

8.4.7.4 承载力的确定

(1) 当极限荷载能确定时，取极限值的一半。

(2) 如总加载量已为设计要求值的两倍以上，取总加载量的一半。

(3) 按相对变形值确定：根据设计对沉降的要求和桩端土层的软硬，可取 $S/b=0.004\sim 0.010$ 所对应的荷载值 (b 为底板宽度)；当加载量小于该荷载值的 1.5 倍时，取总加载量的一半。

8.4.8 校验孔隙水压力的地下水位井应埋设在路堤应力范围之外。水位管一般采用 60mm~70mm 的钢管或聚氯乙烯管，长 2.5m~3.0m，管底端 50cm 管围钻有数排小孔，外包铜纱和尼龙纱扎紧，封死管底口。水位管采用钻孔埋入，上口加盖保护。用特制木尺插入管中测量水位，测量时间应与孔隙水压力计的观测同步。

8.4.9 单孔出水量井用以检验排水井的排水效果，分析地基土的排水固结特性。单孔出水量井埋设的平面位置应根据研究分析需要设在路中、路肩或坡脚；埋设方法是在确定的位置上挖出一个排水井，在排水井顶端约 50cm 处，套上留有排气管和排水管的出水井管，周围用水泥混凝土填实以隔离路基渗水，外引排气管和排水管至路基外的集水井。用体积法或称重法计出水量，并以连续测定为宜。

8.4.10 所有的观测仪标均应在地基处理后、路基填筑前埋设完毕；路基填筑必须在所有仪标完成初读数后进行。

8.4.11 资料分析

8.4.11.1 所有观测数据应及时记录表内，随时计算、校校、汇总并整理分析，发现问题应及时复查或复测并处理。观测期间应及时记录当地气象资料及地下水位的变化情况。

8.4.11.2 及时计算沉降和水平位移速率。当速率骤增时，应即时进行动态跟踪观测，及时分析原因，并提出减缓填筑速率或停止填筑等有效措施，以避免地基变形过大、路堤失稳而遭破坏。

8.4.11.3 所有观测资料应给制成果曲线图，应有：

(1) 沉降观测

荷载-时间-沉降（地面综合沉降或分层沉降）过程线；

路基横向沉降盆图（不同观测时间，相应的沉降盆线）。

(2) 水平位移观测

地面位移： . 荷载-时间-水平位移过程线

. 地面横向位移分布图

土体内部水平位移：水平位移随深度变化曲线。

(3) 孔隙水压力观测

荷载-孔隙水压力-时间关系曲线；

孔隙水压力等值线（视必要或可能）。

(4) 基底上压力观测：荷载-时间-上压力变化过程线。

(5) 搅拌桩承载力观测：荷载-沉降变化过程线

沉降-时间变化过程线

(6) 单孔出水量观测：荷载-时间-出水量变化过程线。

(7) 地下水位井水位观测：全年时间-地下水位变化线。

除上述成果曲线外，试验研究者还可根据其它观测资料绘制其它曲线。

8.4.11.4 利用实测的荷载-时间-沉降过程线和荷载-孔隙水压力-时间关系曲线可推测 t 时沉降和最终沉降 S ，或反算地基的固结系数 C_v 、 C_{H0} 。

8.4.12 成果报告

自地质勘察开始至试验研究结束，随着工作的深入，各阶段应及时提交成果报告，这些报告应包括以下内容：

- (1) 路基地质勘察报告；
- (2) 材料试验成果（包括填筑材料和地基处理材料）；
- (3) 试验工程施工计划书；
- (4) 施工质量管理情况报告；
- (5) 动态观测报告（分观测内容写）；
- (6) 各阶段试验工作的阶段报告；
- (7) 试验研究工作报告；
- (8) 总报告的主要内容：

试验研究工作全过程情况；

针对地基处理所用材料、方法、设计参数及取值、施工工艺等提出实效性、适用性及经济性分析意见；

提出科研、设计与施工的结论性意见和建议。

试验研究成果均应在通过上级有关部门组织专家进行的评审或鉴定后，才可用于指导设计和施工。

本规范用词说明

执行条文严格程度的用词。

1. 表示很严格，非这样不可的用词：

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，在条件许可时首先这样做的用词：

正面词采用“宜”或“可”；

反面词采用“不宜”。

附加说明

主编单位：交通部第一公路勘察设计院

参编单位：交通部重庆公路科学研究所

上海市公路处

浙江省交通设计院

广东省高速公路公司

主要起草人：喻文学 倪一鸿 张留俊 刘建都

陈代著 赵景明 汪银华 孔祥金

公路软土地基路堤设计与施工技术规范

JTJ 017 - 96

条文说明

目 次

编制说明

1 总则

2 术语、符号、代号

2.1 术语

2.2 符号

3 软土地基工程地质勘察

3.1 一般说明

3.2 初步勘察

3.3 详细勘察

4 路堤的稳定与沉降

4.1 一般规定

4.2 稳定计算

4.3 沉降计算

5 软土地基处治及路堤设计

5.1 一般规定

5.2 垫层与浅层处治

5.3 轻质路堤

5.4 反压护道

5.5 加筋路堤

- 5. 6 预压及超载预压
- 5. 7 竖向排水体预压
- 5. 8 粒料桩
- 5. 9 加固土桩
- 5. 10 综合（组合）处治设计
- 5. 11 路堤设计
- 6 软土地基处治施工
 - 6. 1 一般规定
 - 6. 2 垫层及浅层处治
 - 6. 4 土工合成材料
 - 6. 5 袋装砂井
 - 6. 6 塑料排水板
 - 6. 7 砂桩
 - 6. 8 碎石桩
 - 6. 9 加固土桩
- 7 路堤施工与观测
 - 7. 1 一般规定
 - 7. 2 路堤填筑
 - 7. 3 吹填砂路堤
 - 7. 4 粉煤灰路堤
 - 7. 5 矿渣路堤

7. 6 沉降与稳定观测

8 试验工程

8. 1 一般规定

8. 2 试验工程地质勘察

8. 3 试验工程设计

8. 4 试验工程观测

参考文献

编制说明

根据交通部公路管理司(91)工技字290号关于下达编制《公路软土路基设计、施工暂行规定》(1993年底改名为《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》)的要求,经过三年多的时间,《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》相应的“规范”的条文说明编制完毕。

近十余年来,随着我国高等级公路建设的起步和迅速发展,软土地基上公路路堤的设计和施工遇到一些关键技术问题,沿海与内陆等地进行了广泛的科研和工程实践,积累了不少资料和经验。本规范编制组在收集和总结我国京津塘、沪宁、杭甬、广佛、莘松等高速公路,以及其它沿海与内陆软土地区已建和正在修筑的高等级道路与试验工程的科研成果及建设经验的基础上,广泛吸取国内外软基工程规范、标准等可借鉴的内容,首次为我国软土地区的公路勘察、设计与施工编制了本规范。

《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》(以下称“规范”)编制共包括以下八章内容:

第一章总则;第二章软土鉴别、分类与术语、符号;第三章软土地基工程地质勘察;第四章路堤的稳定与沉降;第五章软土地基处治设计;第六章软土地基处治施工;第七章路堤施工与观测;第八章软土地基试验工程。

同时,按要求编制了相应主要条款的条文说明。

本规范主编单位为交通部第一公路勘察设计院(以下称“部一公院”),参加单位为交通部重庆公路科学研究所(以下称“部重科所”)、上海市公路管理

处（以下称“沪公路处”）、浙江省交通规划设计院（以下称“浙江院”）及广东省高速公路公司（以下称“广东公司”）。

本规范的编写分工如下：

第一章“第一公院”编写；第二章“部重科所”与“第一公院”合编；第三章“部一公院”编写；第四章“第一公院”与“部重科所”合写；第五章“部一公院”与“部重科所”合写；第六章“沪公路处”编写；第七章“浙江院”与“广东公司”合写；第八章“浙江院”编写。

统稿与审稿均由“部一公院”承担。

相应规范条款的条文说明由编制承担单位编写。

本规范的编制严格遵照建设部（91）建标技字第 32 号印发的《工程建设技术标准编写暂行办法》及《工程建设技术标准编写细则》，并坚持严格按程序进行，分阶段请有关专家审查，编写组不断修改与完善以控制编写质量。

1992 年上半年进行编制工作的组织协调与技术准备；1992 年 9 月在浙江富阳组织了“编制大纲”审查会；1993 年 7 月在西安市召开了“初稿”编制工作会；1994 年 5 月在广州市进行了“征求意见稿”研究讨论会；1995 年 4 月在上海市召开了“规范送审稿”审定会。

主编单位根据以上几次会议中专家所提出的意见及建议，做了详细地研究与分类，并以“纪要”形式书面分发各编制单位，编制组多次进行了认真地修改与完善。

编制组在总结我国沿海及内陆软土地区公路建设经验的基础上并广泛吸取国内外软基工程规范等可借鉴的内容编制了本规范，其特点如下：

1. 首次为我国软土地区公路勘察、设计、施工编写的这一专业规范内容全面,反映了当前我国公路软基设计、施工的先进技术水平,填补了路基设计、施工规范方面的这一空白。

2. 规范提出的技术标准、稳定验算及沉降计算方法和选用参数,以及处治方案、施工方法、施工监控和质量检测等内容集中了近年来我国已建和在建高等级公路的经验,具有实践依据和科学性、适用性。

3. 规范从我国实际出发,根据软土地基公路路堤特点,坚持室内与现场试验相应证,理论计算与实际工程相检验,多方研究反复论证,力求规范采用的设计及施工方法技术先进、经济合理。规范的颁布施行将对软土地基公路路堤的勘察、设计、施工起到有效的指导作用,使软土地区公路建设质量得到可靠保证。

本规范的编制,是以近十余年来我国已建和正在建设的高等级公路的成功经验和积累的资料,及相应的科学与生产实验(包括试验工程资料)技术成果为依据,现在仍然在不断发展中,因此规范也将随着形势的发展而不断的完善。

本规范适用于各级公路的勘察、设计与施工,但我国地域广大,各地区,各交通系统勘察、设计、施工专业技术水平的技术水平,设备能力也有差别,因此,需要通过各方面的努力和提高才能达到本规范的标准和要求。

本规范注意了与国际标准的“接轨”,但其在我国的广泛适用性方面,还有一定的问题。如“软规”对软土的定名,参照了国外的分类,但其中一部分,目前我国高等级道路地区尚未遇到,如泥炭型、腐殖质型及部分较高有机质含量的软土。存在着定名、分类与实际应用不完全协调问题。

“软规”与已有相关专业规范的内容有交叉。目前《公路工程地质勘察规程》正在编制，《公路路基设计规范》、《公路路基施工技术规范》在本规范编制过程中已出版。“软规”作为其中的专业规范之一，若写的过于简单，专业规范相对独立的实用性降低；所以编写的内容难免与勘察、设计、施工有关规范重复。

“软规”编制工作有五个单位参加，虽经主编单位统稿与各级审核，限于时间与水平，难免有谬误或问题存在。各单位在执行过程中，如发现需要修改和补充之处，请将意见和有关资料寄送交通部第一公路勘察设计院（西安市友谊西路 87 号，邮编 710068）。

1 总 则

1.0.1 软土地基上公路路堤的设计与施工，国内没有行业规范可依。随着经济的飞速发展，软土地基上修建高速公路的数量越来越多，为了统一软土地基上公路路堤的设计原则和处治方法，以保证路堤的正常使用和使用寿命，特编制本规范。

设计原则是指软土地基上公路路堤的设计与施工，首先是进行详细周密的地质调查、现场试验，选出有代表性的地质资料（参见参考文献 1），根据地质资料，结合水文、气象资料、工期等因素采用不同的技术措施进行沉降设计和稳定验算。对设计方案进行技术经济论证，选出最佳的设计施工方案。地基处理所用的材料和路基填筑材料在满足技术要求的前提下，应以就地取材为原则；设计上必须采取综合处治原则，以缩短工期和降低工程造价。对工期短、

工后沉降量过大、稳定性很差的路段，以及交通量在初期增长较慢的工程，也可以分期修建，第一期作路堤和简易路面，第二期再作次高级或高级路面。设计方法：首先根据地质条件及路基高度划分计算段落，根据路堤荷载，采用圆弧条分法，对地基和路堤整体强度进行稳定性验算。沉降计算有两种方法：其一是根据地基的变形特征，将总沉降分为瞬时沉降、主固结沉降和次固结沉降三部分；其二是经验系数校正法，用主固结沉降乘以沉降系数来计算总沉降。施工处治方案是采取不同施工方法、施工工艺，实现各种处治设计。目前软基处治方法中对地面以下有：换填、袋装砂井、塑料排水板、挤密砂桩、粉喷桩等；对地面以上有：砂垫层、土工织物、反压护道、轻质路堤、加筋路堤、加载预压等。

1.0.2 本规范适用于软土地基上各级公路路堤的设计和施工，但沉降标准只适用于铺筑次高级路面和高级路面的公路。

1.0.3 国家总的技术经济政策为实用、可靠、投资少、效益高。要做到这一点，必须作好前期的可行性研究。另外高速公路占地多，在不降低技术指标的前提下设计施工必须考虑农民利益，少占农田。技术经济政策的关键在于因地制宜，就地取材。

1.0.4 投资环境指的是资金来源和运用。软土地基上路堤设计一定要符合总工期的安排，施工方案要采取各种措施保证设计的施工期。

1.0.5 软土地基上公路路堤的设计与施工质量在很大程度上取决于地质资料的真实性和代表性。要取得代表性很好的地质资料（参见参考文献 1、2），就要求认真钻探，并用十字板、静力触探仪进行现场测试，同时钻探取样要采

用薄壁取土器，室内试验尽可能采用自动化程度高的试验手段。地质资料一般不得用单孔资料，应该是把同层的同指标用数理统计法进行统计整理，从中选出有代表性的地层资料。

1.0.6 软土地基上公路路堤的处治设计是通过室内土工试验与现场测试的软土物理力学指标的反复计算，结合试验与已建工程的成果，运用各种具体措施使路堤的沉降和稳定符合要求。

1.0.7 新技术、新设备、新工艺主要是指自动化程度高，减轻劳动强度又能保证质量的措施。动态施工是措施施工过程中根据观测资料调整填筑速率或依靠观测资料的推算结果重新确定路槽底面标高。施工中应建立、健全自检体系，要制定保证质量的规章制度，同时要制定安全措施。

1.0.8 对于高等级公路路堤，必须进行稳定观测和沉降观测（参见参考文献3、4、5、6）。稳定观测主要是措施施工过程中对超过极限高度的路堤进行侧向位移观测，侧向位移的观测点一般设在路堤坡脚和坡脚外一定距离的地方；沉降观测是指在铺筑路面以前的施工过程中对路堤的垂直变形进行观测，沉降观测点一般设在路堤中心，必要时还要在路肩设置。路堤设计末期的沉降量可以根据实际观测资料用双曲线、星野曲线或指数曲线进行拟合推算，推算出来的沉降量能够反映地基的真实沉降规律，并能根据沉降速率决定铺筑路面的时间。

1.0.9 对于软土地基上的高等级公路路堤，在开工前约一年时间先铺筑一段试验路堤。该试验路堤应包括该条路上的各种设计方案（参见参考文献3），也可有针对性地对某一种或两种设计方案进行试验，其目的是解决设计施工中

的具体问题（参见参考文献 3）。试验工程必须有目的、有计划，通过分析、比较、总结，提出结论，为修改设计、指导施工提供可靠的依据。

1.0.10 使用本规范时应与现行的《公路工程地质勘测规程》(JTJ 064-86)《公路路基设计规范》(JTJ 013-95)《公路路基施工技术规范》(JTJ 033-95)《公路工程抗震设计规范》(JTJ004-89)《公路建设项目环境影响评价技术规范》(JTJ 005-96)《公路粉煤灰路堤设计与施工技术规范》(JTJ 016-93)《公路加筋土工程设计规范》(JTJ 015-91)《公路土工试验规程》(JTJ 051-93)《公路工程质量检验评定标准》(JTJ 071-94)《公路工程技术标准》(JTJ 001-88)《公路环境保护设计规范》(待颁布)《公路工程基本建设项目设计文件编制办法》等互相协调对应。

2 术语、符号、代号

2.1 术语

2.1.1~2.1.4 对软土的定义特征与成因类型，不同的专业技术部门的解释大同小异。如铁路工程设计技术手册《桥梁地基和基础》中，对软土解释为：“软土是指在静水或缓慢的流水环境中沉积，经生物化学作用形成的饱和软弱粘性土。”对软土的主要特征描述为：“天然含水量高（接近或大于液限），孔隙比大（一般大于 1.0），压缩性高 $[a_{1-2} > 5(\text{kPa})^{-1}$ ，或 $a_{1-3} > 10(\text{kPa})^{-1}]$ ，强度低（快剪的内摩擦角， $< 5^\circ$ 凝聚力 $c < 20\text{kPa}$ ），渗透系数小（ $K = 10^{-7} \text{cm/s} \sim 10^{-8} \text{cm/s}$ ）。”对软土的成因类型描述为：“在沿海地区为滨海相、三角洲相；在内陆平原或山区为湖塘相等”。

人民交通出版社版《铁路工程地质手册》中，对软土的特征解释为：“软土含有大量亲水的胶体颗粒，具有海绵状结构，因此其孔隙比大、含水量高、透水性小、抗剪强度低、压缩性大。”

中国建筑工业出版社版《工程地质手册》对软土的解释为：“软土是指天然含水量大、压缩性高、承载能力低的一种软塑到流塑状态的粘性土，如淤泥、淤泥质土以及其它高压缩性饱和粘性土、粉土等。”对淤泥和淤泥质土及其特征解释为：“淤泥和淤泥质土是指在静水或缓慢的流水环境中沉积，经生物化学作用形成的粘性土。这种粘性土含有机质，天然含水量大于液限($w > w_L$)，当天然孔隙比 e 大于 1.5 时，称为淤泥；天然孔隙比 e 小于 1.5 而大于 1.0 时，称为淤泥质土。当土的烧灼量大于 5% 时，称有机质土；大于 60% 时，称泥炭。”对软土按沉积环境分为下列类型：(1) 滨海沉积——滨海相、泻湖相、溺谷相及三角洲相；(2) 湖泊沉积——湖相、三角洲相；(3) 河滩沉积——河漫滩相、牛轭湖相；(4) 沼泽沉积——沼泽相。

《港口工程技术规范》(JTJ 219-87) 中定义，塑性指数大于 3 的土称为粘土，其中：第四纪晚更新世 Q_3 及其以前形成的粘性土称为老粘土；第四纪全新世 Q_4 形成的粘土称为一般粘土；近代水下沉积形成的天然含水量大于液限、天然孔隙比大于 1.0 而小于 1.5 的亚粘土、粘土分别称为淤泥质亚粘土、淤泥质粘土；近代水下沉积形成的天然含水量大于液限，天然孔隙比大于 1.5 的亚粘土、粘土都称为淤泥。以往港工、建工部门则把上述淤泥、淤泥质土以及天然强度低、压缩性高、透水性小的一般粘性土统称为软土或软粘土(参见参考文献 9)。

在部颁《公路工程名词术语》(JTJ 002-87)中定义软土主要是由天然含水量大、压缩性高、承载能力低的淤泥沉积物及少量腐殖质所组成的土。对淤泥的解释是,在静水或缓慢的流水环境中沉积并含有机质的细粒土,其天然含水量大于液限,天然孔隙比大于 1.5;当天然孔隙比小于 1.5 而大于 1.0 时称为淤泥质土。对于泥炭的解释是,喜水植物遗体在缺氧条件下,经缓慢分解而形成的泥沼覆盖层。其特点是持水性大,密度较小。

《岩土工程勘察规范》中规定:天然孔隙比大于或等于 1.0,且天然含水量大于液限的细粒土应判定为软土,包括淤泥、淤泥质土、泥炭、泥炭土等,其压缩系数大于 0.5Mpa^{-1} ,不排水抗剪强度小于 30kPa 。

国内还有对以上的土类对天然含水量、孔隙比、压缩系数、剪切力、摩擦角的界限指标以及分布于塑性图中的位置作出规定的资料,如:

软土:天然含水量 $> L$,孔隙比 $e > 1.0$,压缩系数 $a > 0.5\text{Mpa}^{-1}$,抗剪强度 $< 7^\circ$ 。

泥炭:天然含水量一般大于 300%,孔隙比一般大于 5,快剪内摩擦角一般小于 12° ,位于塑性图 A 线以下或以上。

腐殖质土:天然含水量一般大于 200%,孔隙比一般大于 4,快剪内摩擦角一般小于 5° ,位于塑性图 A 线以下或以上。

有机质土常分为淤泥和淤泥质土两类。

淤泥:天然含水量一般大于 60%,孔隙比一般大于 1.5,快剪内摩擦角一般小于 5° ,但含有未分解的有机质时则可高达 10° ,位于塑性图 A 线以下或以上。

淤泥质土：天然含水量 w_L ，孔隙比 e 为 1.0~1.5，快剪内摩擦角一般小于 15° ，位于塑性图 A 线以下或以上。

可见国内铁路、港口、建筑部门对软土的定义都不尽相同，其实国内外对软土均无统一定义。有的把软土视为软粘土的简称，有的把软土视为整个软弱土质（高压缩性的有机土、可液化的砂土、软粘土等）的简称（参见参考文献 10），有的则把软土视为软弱地基的简称。无论软土还是软土地基，它的软硬都是相对的，软硬不但对土质而且对工程而言也是相对的。软硬应与土质、工程性质两者相关。设计者不要拘泥于它们的定义，只要路堤或其它荷载在土基上有可能出现有害、过大的变形与强度不足的问题，都应认真进行沉降、稳定验算。凡不满足设计控制指标时，均应进行处治设计，决不能只凭土名来确定是否需要处治。

本条中的“细粒土”按《公路土工试验规程》(JTJ 051 - 93) 的规定指粒径小于 0.074mm 的细粒组质量大于总质量的 50% 者。

编制本规范有关术语时，在保持与国标、部颁标准相一致的前提下，参照了铁路、建筑等部门的规定，结合公路部门上的分类以及生产实践中调查与勘察积累的资料，作了一些补充与调整，提出了如规范所列的内容。

2.1.5~2.1.9 部颁《公路工程名词术语》(JTJ 002 - 87) 对路基砂垫层解释为：为防止地下水的毛细上升和排除路基的水分，保证路基的强度和稳定，在路堤底部铺设砂层。对预压法的解释为：为提高软弱地基的承载力，减少构筑物建成后的沉降量，预先在拟建的构造物的地基上施加一定静荷载，使地基土压密后再将荷载卸除。对砂井的解释为：为加速地基排水固结，在软弱地基

中钻孔，灌入中、粗砂而成的排水体。

本规范对砂垫层材料及保证填土路堤荷载均匀地传递至软土地基上的作用，作了补充及强调。对预压法的卸载问题，基于是用路堤预压，不再将荷载全部卸除，对此处作了修改。对于砂井的阐述，本规范将砂井与塑料排水板综合叙述，按竖向排水体的统一提法加以阐明。

2.2 符号、代号

涉及到软土地基处治有关方面的符号、代号是很多的，不便于一一罗列。在本规范中按从简的原则，将符号、代号予以编列：首先按土性与土类，扼要列出有关细粒土的符号、代号；着重结合公路工程列出了对软土地基进行工程地质勘察与地基处治设计、计算的室内土工试验和现场原位测试指标以及公路软基设计、计算公式等经常要采用的技术指标的符号、代号；对于非主要的或在本规范中出现次数较少以及施工技术中用的符号、代号，则未予列出。

3 软土地基工程地质勘察

3.1 一般规定

3.1.1 主要概括提出对不同环境所沉积的软土地基,通过多种勘察手段,查明并评价其在外力作用下的变形及其稳定性。多种勘察手段包括开挖试坑、钻孔描述与取样试验、现场原位测试以及调查与观测。

3.1.2 国内外各行业对软土鉴别的具体指标也各不相同。日本道路公团 1987 年提出的软土地基的标准(参见参考文献 12)如下表:

表 3.1.2-1 软土地基的标准(1987 年日本道路公团)

地 层	泥炭质地基及粘土质地基		砂质地基
	<10m	>10m	
层 厚	<10m	>10m	
N (标准贯入击数)	<4	<6	<10
q_u (无侧限抗压强度 kPa)	<60	<100	
q_c (荷兰式贯入指数 kPa)	<800	<1 200	<4 000

我国铁路部门(参见参考文献 13)建议以下列物理力学指标作为区分软土的界限:

天然含水量 w 接近或大于液限;

孔隙比 $e > 1$;

压缩模量 $E_s < 4000\text{kPa}$;

标准贯入击数 $N_{63.5} < 2$;

静力触探贯入阻力 $p_s < 700\text{kPa}$;

不排水强度 $c_u < 25\text{kPa}$ 。

我国老的《公路土工试验规程》(JTJ 051—85)对软土的划分

如表 3.1.2-2。而新规程(JTJ 051—93)未列软土的划分。

表 3.1.2-2 软土划分

土类 \ 指标	含水量 w (%)	孔隙比 e	压缩系数 $a(\text{MPa})^{-1}$ 在 100kPa~200kPa 压力下	饱和度 S_r (%)	内摩擦角 ϕ (°) (快剪)
粘土	>40	>1.20	>0.5	>95	<5
中、低液限粘土	>30	>0.95	>0.3	>95	<5

注：原表中 a 分别为 0.05kPa^{-1} 及 0.03kPa^{-1} ，显然是单位换算时产生错误，本条文摘用时改为 0.5MPa^{-1} 及 0.3MPa^{-1} 。

建设部颁《软土地区工程地质勘察规范》(JGJ83—91)规定凡符合以下三项特征即为软土：

- (1)外观以灰色为主的细粘土；
 - (2)天然含水量大于或等于液限；
 - (3)天然孔隙比大于或等于 1.0。
- (2)、(3)两特征与港工规范基本上是一致的。

《德国地基基础规范》(DIN4084)中的软土指“很容易搓捏的土”，相当于软塑状态的土；而将液塑状的土称为“浆糊状土(拳头握紧它时，会从指缝间挤出)”。

从我国上述部门的规范可看出：划分软土的特征指标用不着太多，仅需三个即可，否则使用起来不方便。

以往我们公路部门使用的《公路土工试验规程》(JTJ 051—85)中的软土划分表有五项特征指标(如表 3.1.2-2)。为避免指标过多而导致使用不便，本规范主要选择了能说明强度低、压缩性高的三项特征指标——天然含水量 w 、天然孔隙比 e 、天然抗剪强度(不排水剪切强度)作为鉴别软土的特征指标。这样也足够说明软土的总体性质，显得简单明了；鉴别时，也用不着做费时、费事的压缩试验。

e 及 w 已基本上能描述土质压缩性，一般空隙比、含水量大则压缩性也大。参考文献 16 指出：“岩土工程界习用压缩系数 $a_{100\sim 200}$ 来评价土的压缩性，并进而演算成其他指标用于沉降计算。软土 100kPa~200kPa 压力值区间常常是 $e-p$ 曲线上的拐点段，不应存

在平均斜率， $a_{100\sim 200}$ 在数据上常常是离散的，在取值机理上是不合理的。

对于 $P_c < 100\text{kPa}$ 的软土， $a_{100\sim 200}$ 偏大；对于 P_c 在 150kPa 左右的软土， a 值包含了弹性压缩和塑性压缩，在机理、数值上呈显截然不同的二阶段特征；对于 $P_c > 300\text{kPa}$ 的硬粘性土，在曲线 B 段(拐点段)， a 值显著偏小。如不加区

别地用 $a_{100-200}$ 比较判断土的压缩性显然是不合适的。”参考文献 16 的观点是正确的，不应仅用 $a_{100-200}$ 来比较判断土的压缩性。

《公路土工试验规程》(JTJ 051 - 85)软土划分表中规定快剪内摩擦角要小于 5° 。考虑到某些有机质土型软土或腐殖型软土中混有一定数量的砂颗粒、贝壳等，内摩擦角则高于 5° ，但它们的压缩性仍高，修路堤后地基可能出现大的沉降，这种俗称的淤泥混砂在我国华南地区分布很广(参见参考文献 17)，据以往曾记载的资料，部分泥炭的 ϕ 值可高达 15° ；在云南某些地方发现有含水量高达 386.0% 的泥炭质型软土，其快剪指标的 ϕ 值为 $14^\circ 24'$ 。因此本规范将软土划分表中的软土强度指标——快剪内摩擦角小于 5° 一项取消，改为了天然抗剪强度。作为一个强度指标，显然用总强度比用单一的内摩擦角更为合理和全面。

据资料及参考文献 18、19 摘出的软土物理力学指标统计见表 3.1.2-3 和表 3.1.2-4。

据以上的沿海及平原地区的软土天然不排水抗剪强度为 5kPa ~ 29kPa (按 $q_u/2$ ，或 c_u 计)。但云南的一种软土有机质含量为 46.1%，天然含水量高达 300.0%，空隙比为 5.51，而快剪的 c 值可高达 35.3kPa。考虑到山区软土的特点，对软土十字板剪切强度 S_u 的鉴别指标规定为 35kPa。相当于软土地基的不排水剪切强度 C_u 为 30kPa，相应的路堤极限高度约为 9m，一般在软土地区路堤高超过 9m 的不太多，日本软土地基的鉴别标准(见表 3.1.2-1)按 q_u 的一半折算为不排水剪则应为 30kPa ~ 50kPa。作为软土的鉴别特征，尚应考虑工程性质。路堤设计从路堤高度考虑，十字板剪切强度 S_u 规定为 35. kPa 也

是合理方便的。

对如何应用原位测试，测算地基土的天然抗剪强度，国内外作

了大量研究工作。国外特别重视原位十字板剪切试验，声称：如果对软弱地基的勘探缺少十字板剪切试验资料，就是不合理的、不完善的（参见参考文献 20）。

铁路部门 1980 年（参见参考文献 21）根据宁波、杭州、南京、肖山、芜湖、湖北等地资料进行回归（ $n = 325, \gamma = 0.871, s = 0.063$ ），得到了单桥的静力触探总贯入阻力 p_s 与十字板强度 S_u 间的关系：

$$S_u = 0.0528 p_s \quad (p_s < 600 \text{ kPa})$$

$$S_u = 0.05 p_s + 16 \quad (p_s = 600 \text{ kPa} \sim 1500 \text{ kPa})$$

1988 年铁路部门（参见参考文献 22）又新提出了

$$S_u = 0.043 p_s + 3 \quad (p_s = 60 \text{ kPa} \sim 799 \text{ kPa})$$

表 3.1.2-3 各类软土的物理力学指标统计

指标 类别	项目	密度 (t/m ³)	天然含水量 (%)	天然孔隙比	抗剪强度		灵敏度	压缩系数 (kPa) ⁻¹	备注
					ϕ (°)	c(kPa)			
滨海淤积软土		1.5~1.8	40~100	1.0~2.3	1~7	2~20	2~7	12~35	
河滩淤积软土		1.5~1.9	35~60	0.3~1.3	0~10	5~30	—	8~30	
湖泊淤积软土		1.5~1.0	35~70	0.9~1.3	0.11	5~25	2~8	8~30	
谷地淤积软土		1.4~1.9	40~120	0.52~1.3	0	5~19	2~10	3	

表 3.1.2-4 贵州六盘水地区软土物理力学指标

指标 名称	天然含水量 w (%)	密度 ρ (t/m ³)	相对密度 G	饱和度 S_r (%)	天然孔隙比 e	液限 w_L (%)	塑限 w_p (%)	塑性指数 I_p	液性指数 I_L	c (kPa)	内摩擦角 ϕ (°)	压缩系数 α_{1-2} (kPa) ⁻¹	
													泥
炭	最小	79	0.97	1.73	81	1.60	57	36	23	0.38	2	9	21
淤	最大	223	1.86	2.86	100	6.03	223	150	122	2.08	62	26	88
泥	最小	88	1.17	2.03	37	1.12	41	21	12	0.20	0	1	4
淤泥	最大	1.42	1.92	2.98	100	3.72	165	90	75	2.09	53	23	42
质土	最小	23	1.22	2.80	34	0.79	35	20	9	0.24	0	0	1
软粘	最大	93	1.76	2.76	100	2.33	71	34	33	1.60	—	—	28
土	最小	53	1.58	2.73	99	1.42	56	26	25	0.37	—	—	6

软土鉴别表中的天然十字板抗剪强度为 35kPa 时，按上述关

系式计算相应的 $p_s \approx 750\text{kPa}$, 这与铁路部门(参见参考文献 13)建议的值相当。

国外(参见参考文献 23)对双桥静力触探提出锥尖阻力 q_c 与十字板强度 S_u 间的关系如下: $S_u = Kq_c$, 式中: $K = 0.05 \sim 0.1$ (日本、法国、比利时、英国); $K = 0.0667$ (荷兰); $K = 0.0556 \sim 0.0667$ (希腊)。我国浙江省交通设计院(参见参考文献 24)根据杭甬路 110 多个钻孔各类土的资料统计提出:

$$S_u = 0.0485q_c \quad (q_c \leq 600\text{kPa})$$

$$S_u = 0.0445q_c \quad (600\text{kPa} < q_c < 1200\text{kPa})$$

根据 $S_u \approx 0.043p_s$ 及 $S_u = 0.0485q_c$ 可得:

$$p_s = 1.1q_c$$

参考文献 24 提出应按下式折算不排水剪切强度 c_u :

$$c_u = 0.9S_u$$

软土鉴别表 3.1.2 中的 $S_u = 35$, 相应的 $c_u = 30$ 。

对于软土而言, 十字板强度比天然不排水剪切强度高的结论几乎国内外的意见是一致的。米斯黎(Mesri)提出了由 S_u 换算为 c_u 的如下关系式:

$$c_u = \mu_0 S_u$$

式中 μ_0 是塑性指数 I_p 的函数, 它们是非线性关系。本条文说明为方便起见将它们每段视为直线关系, 可得:

$$\mu_0 = 1.13 - 0.0075I_p \quad (I_p < 50)$$

$$\mu_0 = 0.77 - 0.0028(I_p - 50) \quad (50 \leq I_p \leq 110)$$

注意当 $I_p < 17$ 时, $\mu_0 > 1.0$, c_u 对 S_u 不但不折减反而会比 S_u 大。因此参考文献 24 提出的折减系数 0.9 只是 I_p 为 30 时的一个特例。

参考文献 21 提出了 p_s 与无侧限抗压强度 q_u 之间的回归 ($n = 190, \gamma = 0.873, s = 0.15$) 关系, 如下:

$$q_u = 0.082p_s \quad (p_s < 700\text{kPa})$$

$$q_u = 0.0882p_s - 4 \quad (p_s = 700\text{kPa} \sim 2500\text{kPa})$$

由以上的经验公式, 可进一步建立 p_s 与 q_c 之间的关系如下:

比较 $S_u=0.0485q_c$ 、 $S_u=0.0445q_c$ 及 $S_u\approx 0.043p_s$ ，可得：

$$\frac{p_s}{q_c}=1.03\sim 1.13$$

但因 $S_u=0.043p_s+3(\text{kPa})$ ，在计算比值 p_s/q_c 时简化为 $S_u=0.043p_s$ ，从而使比值偏大。参考文献 24 认为对粘性土， $p_s/q_c=1.0\sim 1.2$ 似乎偏大；本说明建议对软土该比值用 1.05。

用十字板强度 S_u 或用静力触探总贯入阻力 p_s 作为鉴定软土的指标之一是方便的、及时的，避免了再做室内试验。

3.1.3 本条主要指出对软土地基进行工程地质勘探试验的任务要求，以及对钻探工艺、现场测试、试验质量的技术工作要求（参见参考文献 1）。并鉴于软弱地基各软土层在钻进、取样、运输、置放与开样等过程中容易发生结构、密度及含水量的变化，影响技术指标的真实性，强调指出钻探、取样、试验、管理样品的技术及勘探位置、地层描述、取样层位的准确性等内容，以达到保证室内试验、现场测试各项指标质量的目的。

3.1.5 本条着重提出了本章工程地质勘察：现按两个勘察设计阶段的深度技术要求来实施，对与初步设计相对应的初步勘察，与施工图设计相对应的详细勘察，其工作程序均按准备工作、调查、测绘、勘探、试验与资料整理的先后次序进行；并且为使本章节与《公路工程地质勘测规程》(JTJ 064—86)中的工作程序相一致，以上几项工作顺序的内容应参照该“规程”规定，本章节不再重复赘述。

3.2 初步勘察

3.2.1 本条主要规定软土地基应着重调查的内容。为了强调借鉴已建工程的经验，对其有关调查内容，单列条款予以规定并提出了初勘阶段进行工程地质测绘的一般比例尺。

3.2.2.1 本款主要规定了工程地质勘探的几种常用方法。这里应注意因地制宜、择优选用的前提，并需考虑多种勘察方法相对照与校核，采用多种技术指标相印证与补充的原则。

4

3.2.2.2 初勘阶段钻探点控制间距与环境类别、道路等级、荷载应力的大小以及路段性质等有关。

环境类别划分为简单场地与复杂场地两类：简单场地，指地形较平坦，地

貌单一，地层岩土性质简单，厚度变化不显著、不频繁的地质环境；复杂场地，指地形起伏较大，地貌单元较多，在地基可压缩层的计算深度内，地层岩土性质、层次类别变化较复杂的地质环境。

本条对道路等级按二级划分档次：二级及以上道路指高速公路、汽车专用公路与一级、二级的等级道路；二级以下道路指一般二级以下修建高级、次高级路面的等级道路。

本条对钻探点间距的高、低限的规定与采用：间距的绝对值大的数字表示高限；反之称低限。对于一般路堤高度的荷载作用路段，钻探点间距用高限；对于设计填土高度大于极限高度（用很快的施工填土速度，所能达到的使路堤仍保持稳定的最大高度）或桥头较高填土路堤路段，钻探点间距用低限。

本条对勘探孔点位置规定采用坐标控制。这是因为初勘阶段原布设的勘探点有时由于进场条件、场地位置及地形或原有建筑物的影响，勘探设备不能就位而变更了勘探点位置，或由于路线方案的比选，需方便利用不在本线路上的勘探孔点而提出。

3.2.2.3 静力触探是应用静压探头求取地基土比贯入阻力 P_s 、侧壁摩阻力 f_s 及锥尖阻力 q_c 的原位测试手段。按深孔应用性质，这里划为参数孔和技术孔。参数孔主要是做为与钻孔或深探坑对比，取得地基上土层性质与结构状态，供分析解释静力触探指标地质层性质的测试孔。技术孔主要是将原位测试的指标 P_s 、 f_s 和 q_c 与参数孔对比做出地质层解释的探孔。

表 3.2.2.3 静力触探点控制间距按每公里点数来表示。对于沿横断方向、软土地层标高或性质有显著变化的路段，另增设静力触探点，以判断横

断面方向路基下地质层次的变化。

3.2.2.4 测定软土层在不排水状态下的抗剪强度，应采用现场十字板剪切测试。本条所规定的“对地基稳定性有一定影响的深度”与加荷载的强度、速度及断面型式等有关。一般情况下荷载越大，可能滑动的弧面分布越深，即影响的深度越大，通常勘察深度至 15m。

3.2.2.5 软土地基勘探深度的控制：对均匀的厚层软土沉积层，应用应力比法来决定才比较合理。但初勘期间路堤高度不一定能准确决定，故未能预计附加应力的大小时，对处于桥头较高路堤位置的，控制性钻孔深度宜为 40m 左右，根据一般情况约相应于 4m 多的路堤填土高度。

基本确定路堤高度后，选择附加应力与自重应力比来确定勘探深度时，应注意：对饱和层的自重应力按浮容重计算；对长段路堤应力比建议选 0.15；对桥头路堤应力比建议选 0.1。如果在影响深度内，软土地基底出现厚层较硬地层（如半坚硬粘土等）厚层砂基底或岩质基底，尽管应力比仍大于 0.15，可不再向下计算。

当软土地基为非均匀地质层次时，应注意所确定的计算深度下面是否还存在较软土层。如存在，则应继续向下计算，以避免计算深度下软土层基底有超过容许变形的影响。

3.2.2.6 控制性钻孔与一般孔的划分：对既作为编制工程地质纵断面图用，又需进行全孔取样以确定各地质层次物理、力学指标用的钻孔，划为控制性钻孔；对仅作为编制工程地质纵断面图和仅作为补充技术孔取样的辅助性钻孔，划为一般孔。

本条在钻孔中对非软土层次,如硬壳层、砂层和一般土层也要求取原状样,是基于稳定性验算和固结排水与沉降计算的需要。

3.2.2.7 规定软土地基钻探,以采用干钻法为宜。对于多年处于最低地下水水位以下的饱和粘土,允许采用泥浆钻探,但必须采取防止地基土层结构发生变化的措施。这些措施是:控制钻进的速度与给进加压;取样前的钻进应在距取样顶部的适当距离停泵泥浆;清理孔内沉淀物等。

3.2.2.8 鉴于软土的含水量过大或结构过于松散的状态下,受钻进和取样、放置、运输等条件或外力影响,地基土层容易发生结构性变化。因此本条对减小以上影响的措施作出规定,以保证采取的样品不产生不容许的变化扰动或变形。

3.2.3.1~3.2.3.2 规定对采取的原状样品应及时进行室内试验,以避免较长期置放导致水分的流失与蒸发。并强调:建立工地试验站;样品存放期不直超过 3d;夏季的原状样品应挖坑放置;冬季的原状样品,严防受冻等。

3.2.3.3 室内试验应以现场和工程的具体条件为依据,以测试所得的实际成果为基础,以数理统计为手段,以土力学的基本理论为指导,注意区别不同条件、不同要求,采取不同方法。对于统计分析的指标应分别对待:对天然含水量、天然密度、相对密度、颗粒组成、液限、塑限等一般特性指标(作为确定土分类或阐明其物理化学特性的指标)通常采用算术平均值,并计算相应的标准差与变异系数,或计算绝对误差与精度指标;对于试验成果中明显不合理的数据,通过调查、研究、分析,按 3 倍标准差(即 $\pm 3S$)作为弃舍标准。

对于土工试验中测得的内聚力、内摩擦角、压缩系数、固结系数、回弹模

量等作为设计计算中直接确定土体强度、变形或判定土体稳定性的土性指标，在进行成果整理中，如试样的组数较多，可采用算术平均值。对于试样数据较少的指标，考虑到测定误差、主体本身不均匀性与施工质量的影响，以及构造物重要性与勘察设计阶段的不同，为安全计，除对初步设计或次要建筑物，可采用算术平均值外，应区别不同指标在设计计算中的不利影响，采用保证率平均值，即 $\bar{x} + k \cdot s$ 或算术平均值加（或减）一个标准差的绝对值。

3.2.3.4 室内土工试验项目选定表中 ρ_w 、 a 、 c_u 、 c_v 、 q_u 、 G_s 及 g 为必做的试验项目；表中 G_s 、 D 、 q_u 、 P_c 、 pH 、三轴试验及有机物与易溶盐含量为选做试验项目，其中相对密度 G_s 按土类（细粒土分类）选做。颗粒组成的试验：对粗粒组（粒径大于 0.074mm）做筛分，对细粒组（粒径小于 0.074mm）做颗分。前期固结压力 P_c 、三轴试验内摩擦角 ϕ 与内聚力 c 、有机物含量、酸碱度按各典型路段的代表层选做。无侧限抗压强度 q_u 按代表性样品选做。易溶盐含量只对盐渍化土按典型路段选做。

为了提出水平向固结系数 c_h 指标，应选择少部分样品做试验，但应注意与垂向固结系数 c_v 的配套应用。

计算指标液性指数 I_L 应为 76g 锥重时试验的稠度值结果；变形模量可根据无侧限试验的图形计算；软土的前期固给压力 P_c 、土的压缩指数 C_c 与回弹指数 C_s 依 $e-lgP$ 曲线图求得。

3.2.3.5 在选用原位测试方法时，应注意与钻探、室内试验的配合和对比。分析原位测试成果时，应注意仪器设备、试验条件、试验方法对测试结果的影响。

响。

3.2.4 软土地基工程地质勘察资料的汇总整理，按做为工程地质勘察报告的专项报告内容编列（参见参考文献 1、2）。

3.2.4.1 所列“报告”的文字部分中应作出的“工程地质评价及预测”，是指对所勘察路段在路堤荷载作用下的沉降量和稳定性的评价，建议按路堤荷载 3m~5m 高度来计算绘制沉降量曲线及稳定性曲线，并据此提出相应的工程治理方案。

3.2.4.2 所列图表资料部分中，原位测试成果资料的图式分别为： S_u-h ； P_s （或 f_s 、 q_c ）- h ； $N-h$ 关系图，其纵、横比例尺以适当为宜。

试验成果的图片中，孔隙比与荷载关系图（即 $e-P$ 曲线），固结系数与荷载关系图（即 C_v-P 曲线）和无侧限抗压试验应力与应变图（即 $\sigma-\epsilon$ 曲线）的纵、横比例尺应以能较明显的表示出其相关关系为宜。但同一类曲线的比例尺应力求统一，不宜多变，以避免在进行比较时造成不便。

3.3 详细勘察

3.3.1~3.3.5 指出了详细勘察阶段的依据与目的、具体任务；规定了详细勘察的工作基础，工程地质调绘、勘探的顺序与具体内容；详细勘察阶段地质勘探专项的工作内容（参见参考文献 1、2）以及详勘阶段地质勘探的工作手段与应该达到的要求。

3.3.6 强调指出应充分利用前期的地勘资料，包括工程可行性研究阶段、初勘阶段的成果，使得工程地质勘察的调查、勘探、测试、室内试验的资料更全面与系统；还强调了要查明横向地质断面。

本条提出了勘探点布置、位置控制方法、孔点容许移动范围等内容。

3.3.6.1 详勘阶段钻探点间距控制（见表 3.3.6.1）注明中规定：设计填土高度大于极限高度的路段或处于桥头路段用低限。这里极限填土高度是指以快速的填筑速率所能填筑路堤的最大高度。所提出的桥头路段用低限，是因为桥头路段设计的容许沉降要求严（容许工后沉降小于 10cm），对地质资料与划段界限要求相应要更准确和详细。

注明还规定了特殊条件下，钻孔间距尚应视具体情况适当加密。这里的特殊情况推成因类型特殊、地质层次多、厚度变化频繁、地形变化大，纵、横断面地质条件差异明显等情况。

按设计计算要求（根据本规范第 4.1.2 条规定）划分计算段，“分段长度宜为 300m~500m；桥头路堤及人工构造物附近，应按 30m~50m 分段”。而分段的依据除荷载强度变化外，其他地质条件是主要依据，故钻孔间距应视具体情况适当加密。

3.3.6.3 本条规定应充分利用初勘时的静力触探资料。规范中所规定的每公里应设置静力触探点数，未包括初勘可利用的静探点；当初勘探点不能有效地利用，又需查明地质横断面时需适当补充测试点。

本条中所进行的原位测试工作还包括根据当地已积累的研究成果或工作经验，求取静力触探与抗剪强度、压缩模量、地基承载力等指标相关关系的工作，以便核查与校对室内试验资料。

3.3.7 基于详勘阶段已经能够掌握路堤填土高度相应的附加应力，同时也从初勘资料中明确了地质断面，能够算出不同深度的自重应力，详勘阶段确定

钻孔深度的根据已经比较充分。因此，钻探深度应首先考虑用应力比法合理确定。

本条中附加应力与自重应力的比例（0.1~0.15）专指在均质厚层软土地基。该范围的选择：对构造物或桥头路堤建议按0.1考虑勘探深度；对于长段路堤建议按0.15考虑勘探深度。非均质软土层勘察深度可参照初勘阶段有关规定确定。

3.3.8 详勘阶段取样间距明显比初勘取样间距要密，这是基于两个勘察阶段的任务目的、要求的详细程度以及概、预算控制的指标要求而定出的。例如同为10m以上深度范围的非均质软土取样，初勘为每1.0m~1.5m取样；而详勘阶段限定每1.0m取样。

本条还规定了对厚层均质软土层的取样，这是由于详勘是在已有地勘资料能够掌握地层结构与厚度尺寸的基础上进行的。这样做既可以少取样品，又能够取准，取全该厚层均质软土层的试验样。应当指出的是，在这种情况下，取样的长度应满足试验项目、指标数量的要求。

3.3.9.1 室内试验说明中，增加了试验要求。这是因为几年来室内试验工作或项目多做不齐全、样品试验方案考虑不周到，或对力学性质的试验方面的应力历史、应力路径条件、加荷标准与级别、试验的边界条件以及现场、施工、运营的诸因素考虑不全面、不系统。以致试验资料质量不高，甚至常忽略一些重要内容。如虽做了大量试验，未能评价软土的应力历史条件（是欠固结、中等固结还是超固结土）；有些试验资料中有快剪试验指标，缺固结快剪指标；有的试验资料快剪值与无侧限抗压强度指标不相关，或相关差值太大；不少试

验指标变异系数超出精度范围很多等。所以本条对以上问题，做了强调。

本条再次强调了对试验数据应进行数理统计分析；并强调了可信度水平的标准，以满足施工图设计的技术与经济要求。这里需明确的是，对于施工图阶段的路堤或初设阶段大、中建筑物以及桥头路堤，指标的采用应视其不利影响程度，采用略高于或低于算数平均值（如抗剪强度、压缩模量取低值，压缩系数、变形量取高值）作为计算指标。其高于或低于算术平均值的幅度，应视测定次数的多少、土质不均匀程度或构造物重要程度。目前可采用算术平均值加（或减）一个标准差；为提高可信度，建议逐步采用保证率平均值。

还应当强调的一些具体问题是：对软土的压缩与固结试验的初始加荷，调整为 25kPa，第二级为 50kPa，以避免软土试验样品被挤出；剪切试验加荷级数不应少于四级，一般应选加荷级别为 25kPa、50kPa、100kPa、150kPa 或 200kPa；对于应用 $e-\lg P$ 曲线求压缩指数 C_c 、回弹指数 C_s ，荷载最末级别以达到 3.2MPa 为宜。

3.3.9.2 3.3.9.2 表在选做的项目中：相对密度按细粒土分类（粉质土、粘质土、有机质土等）选做；前期固结压力 P_c 按典型地质路段各标准层做试验；有机物含量系对有机质土按塑性图 A 线上、下有机质高（低）液限粘土选做；土的 pH 值按典型地质段、代表性土选做；易溶盐含量按典型地质段有盐渍立性质的土选做；剪切试验内聚力 C' 、内摩擦角 φ' 按典型地质段各标准层次的代表性土选做。

本条试验项目内容虽然较多，但其中有为了相互校核和补充用的指标。如无侧限抗压强度 q_u ，除了提供无侧限抗压强度指标，还可分析研究变形模量，

并校核快剪内聚力 C_q 的准确度；又如 C_u 、 u 、 C_{cu} 、 σ'_v 与 c 、 σ'_v 也有应用较高精度的少量三轴试验指标，检验和补充一般剪切指标的作用。

对于所提的试验指标要注意，应用于路堤和桥址工程时，由于工程项目的不同，试验指标也不同。例如，同为计算桥台或桥头填土的物理性质，对路堤填土，其液限试验采用 100g 锥；对于桥台基底的液限试验，规定为 76g 锥。因采用的锥重不同，同类土用于不同工程项目，其液限、塑指值也不同。

3.3.10 对于砂层和他和软粘土，因很难取得原状样品，故同时要求进行现场原位测试。对砂层首先应进行标准贯入试验，并取样作筛分，以确定砂层密度与砂层名称。对于饱和粘性土应首先作十字板剪切和灵敏度试验，以直接取得不排水抗剪强度和土的灵敏度，用以判定受扰动后强度降低的程度。而静力触探测试则在有地区性相关指标时，应用的效果比较符合实际。

3.3.11 鉴于详勘阶段的技术与经济方面的更高要求，应将本路段初勘资料的技术指标纳入详勘工程地质报告的物理、力学指标统计分析中，以提高指标的可靠性。

对于各典型路段工程地质纵断面图，这里只要求对分布有软土地基的路段进行绘制工作。对不连续分布的软基路段，应分段绘制：对于不连续分布的软基路段，如非软基部分的长度不长，也可一并绘制；对于长段非软基路段的地质断面的编制，应按《公路工程地质勘察规程》(JTJ064 - 86) 办理。

4 路堤的稳定与沉降

4.1 一般规定

4.1.1 软土地基的特点是强度低、固结慢、变形大，对其上的路堤设计要认真对待。稳定验算的目的（参见参考文献5）就是进行一种强度检验，即着地基与路堤是否发生由于抗剪强度不足造成的浅层、深层滑动破坏，进而提出稳定措施的设计方案。沉降计算可以预计地基的竖向变形，并为控制这种变形提供依据。

在软土地基上修筑路堤，如强度不足或变形过大将产生如下问题：

（1）地基抗剪强度不够引起路堤侧向整体滑动，边坡外侧主体隆起。桥头路堤纵向沿路线、向河床方向产生整体滑动，导致桥台的破坏。

（2）人工构造物与路堤衔接处产生差异沉降，引起跳车及路面的破坏。

（3）涵身凹陷，过水断面减小；沉降缝被拉宽而漏水；端墙向外挤出或后仰。

（4）路基地面沿横向产生盆形沉降曲线，导致路面根坡变缓，影响横向排水。

以上问题的出现将破坏或降低道路的使用质量，因此务必重视稳定与沉降的设计计算。

4.1.2 这里的分段长度参考了钻探布孔的要求。通常在钻孔之间都有一定数量的触探孔或其它的原位测试孔作补充，所以从资料的整理与取用上来看，如果取样试验或原位测试成果的质量有保证时，这样分段是不会造成过于简化与粗糙的。对于河滩沉积、谷地沉积和海岸沉积溺谷相形成的软土，由于其分布、成分、厚度等具有多变性，计算段可以视具体情况划分得细一些。

4.1.3 软土地基的土层是成层的，土性参数随空间与时间的不同而发生变

化。以往的稳定沉降计算，一般把地基简化为均质体（土性参数取厚度的加权平均值），借助于图表进行，但这种简化处理造成了与实际的较大差异。在电算技术已普及的今天，对成层土层的稳定及沉降计算并不太困难，因此建议不要再使用太粗糙、简化的图表。

4.1.4 对于压缩层厚度的确定，不少有关的教课书、手册及规范中都有具体的要求，我们可归其为以下几种：

（1）以附加应力 P 与自重应力 P_0 之比来控制；当地基中某深度处 $P/P_0 = 0.1$ 时，该深度即为压缩层下限。

（2）原则同上，但以 $P/P_0 = 0.2$ 来控制。

（3）以地基中某深度处向上取 1.0m 土层的压缩量 S_n ，与该深度范围土层的总压缩量 S_f 之比来控制，要求满足条件 $S_n/S_f = 0.025$ 。

（4）作为对以上办法确定的压缩层厚度的补充，当其下仍有压缩性大的土层存在时，要继续向下计算；反之当硬层埋藏较浅，硬层顶面的应力或其上土层的压缩量不满足以上要求时，也只计算到硬层顶为止。

当软土地基的成层不均匀时，会出现软、硬层相间分布。这样在遇到某压缩性较小的土层时，上述第 3 种的条件可能会满足；但是若向下有极软层存在时，再检验该条件可能又不满足。

要求（4）所做的补充，常使设计人员根据钻孔深度决定压缩层厚度。有些钻孔（如桥基孔）深度比较大，结果仅因为超出少许计算的沉降，就导致处治措施的很大变化（从预压到地下处理），人们无法定量控制设计。实际上压缩性的高低，从 P/P_0 的值上已得到反映；即使硬层顶面在控制值范围内，

因其压缩量极小，总沉降量并不增大。

通过对不同地区的高等级公路软基沉降量计算，可知一般条

件下在考虑地下水浮力作用时，以比值 $\Delta p/p_0 \leq 0.1$ 控制的压缩层厚度，大约为路堤填筑高度的 10 倍；以比值 $\Delta p/p_0 \leq 0.15$ 控制的压缩层厚度，大约为路堤填筑高度的 8.5 倍。因此，考虑到个别高填土路段的钻探工作量，采用 $\Delta p/p_0 \leq 0.15$ 来控制压缩层厚度。

4.1.5 关于换算土柱高度的计算，稳定验算与沉降计算考虑的角度是不同的。对于稳定验算来说，失稳是在外荷载超过地基抗剪强度的某位置发生的（点的破坏），所以要选择最不利的荷载作用条件计算。按照公路设计手册《路基》中的办法，换算土柱高度 h_0 由下式计算：

$$h_0 = \frac{NG}{\gamma BL} \quad (4.1.5-1)$$

式中： γ ——填料单位容重， kN/m^3 ；

N ——横向分布的车辆数，当设有中间带时，计算时应扣除中央分隔带的宽度， m ；

G ——计算荷载的重车重量， kN ；

L ——前后轴距加轮胎着地长度，汽车-超 20 级为 13m，汽车-20 级为 5.6m，其余为 4.2m；

B ——横向分布车辆最外轮中心之间的宽度加轮胎着地宽度，可按下式计算：

$$B = Nb + (N-1)m + \Delta \quad (4.1.5-2)$$

式中： b ——每一车辆的轮距（1.8m）；

m ——左右两车相邻车轮之间的距离（1.3m）；

Δ ——轮胎着地宽度，汽车-10 级采用 0.5m，其余采用 0.6m。

填料单位容重 γ 一般取值 19kN/m^3 。根据《公路工程技术标准》(JTJ 001—88) 的有关规定，不同公路等级计算荷载条件下的换算土柱高计算结果列于表 4.1.5-1，供设计计算时参考。

参考上面的结果，为方便使用，根据公路等级不同，换算土柱高按表 4.1.5-2 规定取用。

107

根据《公路工程技术标准》(JTJ001—88)及《路基》中的有关规定与做法,换算土柱在路基上的横向布置,对于二、三、四级公路,从离开路基边缘 50cm 处开始;对于高速公路及一级公路,从硬路肩边缘处开始。对于整体式断面的高速公路及一级公路,应按表 4.1.5-2 的规定值双向布置;原则是右侧从硬路肩边缘处开始,左侧从中间带的路缘带外边缘开始。

表 4.1.5-1

公路等级	计算荷载	重车重量 (kN)	分布的车辆数	土柱横向宽(m)	土柱纵向长(m)	土柱高(m)
高速公路	汽车-超 20 级	550	3	8.6	13.0	0.78
一级公路	汽车-超 20 级	550	3	8.6	13.0	0.78
	汽车-20 级	300	3	8.6	5.6	0.98
二级公路	汽车-20 级	300	2(3) ^①	5.5(8.6)	5.6	1.03(0.98)
三级公路	汽车-20 级	300	2	5.5	5.6	1.03
四级公路	汽车-10 级	150	2(2) ^②	5.4(2.3)	4.2	0.70(0.82)

注:①括号内数字为平原微丘区路基宽度下的布载结果;

②括号内数字为单车道路基宽度下的布载结果。

表 4.1.5-2

公路等级	高速公路、一级公路 二级公路(平原微丘)	二级公路 (山岭重丘) 三级公路	四级公路	
			单车道	双车道
换算土柱高(m)	0.90	1.00	0.80	0.70
横向分布宽(m)	8.60	5.50	2.30	5.40

从沉降计算的角度来看行车荷载的影响,应考虑它作用的连续性,因为沉降的发生不是在某一荷载瞬间作用下完成的。当量土柱的换算不能取最不利的荷载位置,而应考虑行驶的车流,即交通量(线与面的作用)。在水泥混凝土路面与沥青路面设计中,对交通量的处理都涉及到标准轴载当量作用次数的换算问题。其换算依据是不同后轴重的车辆作用次数,对路面抗疲劳强度的影响有大不相同的测试结果。于是换算时对于轻的轴载可以不计,而对于重的轴载须按方次的关系来考虑。

行车荷载对软基沉降作用与对路面强度的影响无疑是不同的,怎么处理目前研究的成果很少。对于交通量的处理,可以借用城市交通量的校正办法之一,直接按车重换算。至于地基的沉降量,《软弱地盘处理》(日)一书中指出,仅当路堤很低时才需考虑行车的动荷载作用,并且实际的观测结果表明车辆荷载对沉降的影响,远没有蠕变的影响大。《软弱地基上道路建设规范》(德)要求考虑交通荷载对沉降的影响,但没有对具体的做法作规定。

根据现行《公路水泥混凝土路面设计规范》(JTJ012—94)对交通量的分级,特重交通条件下单向一个车道的标准轴载(100kN)作用次数大于1500次/日;假定实际运行速度为80km/h,单车道宽度为3.75m,填料单位重为19kN/m³,那么该车道上交通荷载的换算土柱高度可计算如下:

$$h_0 = \frac{(1500/24) \times 100}{(80 \times 1000) \times 3.75 \times 19} = 1.1 \times 10^{-3} \text{m} = 1.1 \text{mm}$$

我们再从交通工程学的角度考虑这个问题。当车辆以速度 v (km/h)行驶在表面摩擦系数为 f 的道路上时,所必需的最小制动停车视距 D 为:

$$D = 0.694v + 0.00394 \frac{v^2}{f} \quad (4.1.5-3)$$

设 $v=80\text{km/h}$, $f=0.3$,由上式算得 $D=140\text{m}$;与其对应的道路交通容量为570veh/h,类似上面的计算,不难得到换算土柱高 $h_0=0.01\text{m}$ 。即使按临界时间车头间隔2s得到的道路交通容量为1800veh/h来计算,换算土柱高也只有3cm左右。

通过以上的分析可以看出,行车荷载对沉降的影响是极小的,计算时没有过多考虑的必要。

4.1.6 评价软土地基稳定性(强度)的方法可以分为两大类(参见参考文献25、26、27):第一类是首先建立土体的本构关系,应用有限元的数值解法,求算土体各点的应力和变形,进而采用某些间接途径来评价软土地基及路堤的稳定性。此法所需的土性参数的测定费用较大,计算机的机时也长,且不能直观地与潜在的滑动面

及稳定系数建立联系。这就影响了它在实际工程中的应用。第二类方法是直接与潜在滑动面相联系的方法,如滑移场法(参见参考文献26)、极限分析法、极限平衡法。

在工程中得到广泛应用的是极限平衡法中的条分法。而条分法因其滑动面及条间作用力或作用点的假设不同又衍生出多种方法。

本规范采用国内外广泛流行的条分中的三种方法,即总应力法、毕肖普法、有效固结压力法。但本规范对前两种方法都进行了某些改造,即参考文献 28 中的改进的 $\alpha=0$ 法及准毕肖普法。

极限平衡法中除圆弧条分法外,尚有土基承载力法、极限高度法。若用土基的容许承载力来控制路堤设计则过于保守,因为容许承载力不仅是对土基剪切强度进行控制而且对建筑物的沉降也是有所控制的。例如桥涵土基为粘土、黄土时,其基本容许承载力是按承载板尺寸的相对沉降的 2%来控制。然而我们软土地基路堤,在路面未铺前是允许产生较大沉降的。如果我们路堤设计也用容许承载力来控制设计,将是一个保守的设计。软土地基上的路堤设计是分强度与变形两个设计指标进行控制的。

软土地基极限高度的计算本质上是对极限承载力的计算,通过极限高度的计算以考察路堤是否超过了极限高度,就是考察路堤的载重是否超过了极限承载力。极限高度的计算未考虑成层上的影响,也未考虑路堤边坡路基两侧三角形荷载的影响,更未考虑施工或预压过程上基固结的作用。不能简单地用验算极限高度来代替路堤的稳定计算。

4.1.7 由于在路基填筑过程中,土基产生沉降,因而实际填土厚度比路基横断面设计的路堤填土厚度要大。据参考文献 28 一实例分析,其路堤计算厚度比原厚度要大 14%。此例尚未设置竖向排水体,若设有竖向排水体,则差异会更大。因此在计算沉降及稳定时,应预估这一增加的路堤荷载的作用。此

增高的荷载厚度可用试算法计算,建议使用考虑了此增加厚度的电算程序来进行沉降、稳定计算。

4.2 稳定验算

4.2.1 本条的式(4.2.1-1)即总应力法;式(4.2.1-2)即有效固结应力法(参见参考文献28);式(4.2.1-3)即准毕肖普法(参见参考文献28)。

一般 $\sigma=0$ 法不考虑土基固结后土层强度的提高;改进的 $\sigma=0$ 法则考虑固结度及地下水位对土基强度的影响。因式中 U 是时间的函数,故 F 也是时间的函数。

毕肖普法或简化的毕肖普法(克莱法)都必须事先测定土层的孔隙压力或按渗流理论计算 U 。但这样十分费事,费用很高,难以被公路测设部门所接受。参考文献28为解决这一问题,提出了一个根据地下水位及路堤自重作用下,固结过程中的固结度求算孔隙压力的方法,这就为推广使用毕肖普法探索出一条途径。现已经用准毕肖普法、改进的 $\sigma=0$ 法等五种方法编制好了一套《软土基路堤综合处治设计程序》(参见参考文献29、30),该程序已在国内应用。

用有效固结应力法计算稳定安全系数 F ,当固结度 U 较小时,并不一定比用快剪指标采用瑞典法(参见参考文献28)计算的安全系数 F 大。当固结度小于快剪 σ_c 的正切函数与固结快剪 c_l 的正切函数的比值时,就会出现上述不合理情况。最合理的办法是把抗剪指标统一在有效应力理论上使用毕肖普法计算 F ,也可使用瑞典法计算 F 。

4.2.2 路堤的抗剪指标的取值问题是一个较为复杂的问题,因此具体的取值方法未做严格规定,仅要求通过试验确定或按类似工程的类似土质来确定。

对细粒土，在取填料的料场土样做击实试验时，利用击实后的土料饱水 3d 后，再进行直剪快剪试验，从而分别建立压实度与 c 、 ϕ 的相关曲线。设计时，根据设计压实度从上述相关曲线上取相应的 c 、 ϕ 值，当然也可直接按设计压实度制备试件再做剪切试验。对粗粒土，在有条件时，可做大型直剪试验；无条件时，可用等重量代换法处理后，按常规进行抗剪试验。

4.2.3 在 3.1.2 条的说明中已经列出了将触探资料换算为十字板强度 S_u 的经验公式,以及由十字板强度 S_u 折算为不排水剪切强度 c_u 的经验公式。当地无经验公式时,可以参考这些公式。本条的 m 值一般应由试验确定;无资料时,提出了如本条所给出的建议值,此建议值是参照参考文献 31 提出的。该文献的建议值如下:

粒土: $m=0.30\sim 0.45$

粉土: $m=0.25\sim 0.40$

有机土: $m=0.20\sim 0.35$

泥炭: $m=0.35\sim 0.50$

为安全起见,本条的 m 值取其低限。

4.2.4 原《公路路基设计规范》(JTJ013—86)第 13.1.4 条曾规定:“当泥沼及软土底部有较大的横向坡度时,应对基底的稳定性进行验算;如有滑动可能时,则应采用必要稳定措施”。而对软土底部没有横向坡度时,则未要求进行稳定计算,显然是不合理的。

虽(JTJ013—86)规范曾规定:路堤高度大于 12m(砂、砾土)~20m(粘性土等),宜进行路基稳定性验算;对于渗水性土可用直线滑动面法进行验算;对于粘性土可用圆弧滑动面法进行验算;验算时稳定系数不得小于 1.25。但原(JTJ013—86)规范对具体用哪种圆弧条分法却无规定,用何种剪切指标及各种计算参数如何取值也无规定。

从实际工作的经验表明(参见参考文献 28):容许安全系数与所采用的计算方法及所用的剪切试验方法有关。据参考文献 17、27 介绍,瑞典条分法比满足全部平衡条件的摩根斯坦条分法的结果始终偏小,其误差一般在 20%以下;而简化毕肖普法最多相差 6%。

铁路路基设计规范(参见参考文献 32)规定:对稳定安全系数,当考虑列车作用时,采用 1.05~1.15;当不考虑列车作用时,采用 1.15~1.25,与之相配的软土层强度为不排水抗剪强度(三轴、无侧限抗压强度、十字板试验)。上海地基规范(参见参考文献 33)规定 $F>1.25$,采用固快剪指标,用瑞典法。日本(参见参考文献 12)规定 F 为 1.1~1.25,当快速的进行路基填筑时,视为临时

工程采用 1.1;通车时考虑到固结要保证 1.25,日本上述规定的配套强度参数是用软土层的无侧限抗压强度 q_u 的一半计。

我国《港工地基技术规范》(JTJ219-87)对抗滑稳定安全系数 K 的规定见表 4.2.4-1:

表 4.2.4-1 抗滑稳定安全系数 K

强度指标	K	说 明	强度指标	K	说 明
固结快剪	1.1~1.3	使用期	十字板剪	1.1~1.3	$\phi=0$ 的总应力法
有效剪	1.3~1.5	毕肖普法	快 剪	1.0~1.2	瑞 典 法

注:表中的 K 即为 F 。

以往计算 K 时,未考虑填筑期及路基预压期中的沉降对路堤荷重增大的影响,本规范考虑了这一影响计算的安全系数比不考虑沉降的安全系数要小些,因此容许安全系数参照了表 4.2.4-1 的较低值。

参考文献 28 提出的建议值见表 4.2.4-2。

表 4.2.4-2 容许稳定系数建议值

时期	荷载组合	加筋材料作用的发挥	施工速度与固结状况	计算方法	采用剪切指标	容许稳定系数
近期施工期	静载与活载	全部发挥(按土工织物延伸率为 10% 的单宽拉力作加筋设计拉力)	快速施工,不考虑固结作用	(1)瑞典法	(1)不排水剪或快剪	$K > 1.1$
				(2) $\phi=0$ 法	(2)按(1)修正后的十字板剪或 $q/2$	$K > 1.1$
			考虑施工期的固结作用	(3)有效固结应力法	(3)快剪与固结快剪	$K > 1.2$
				(4)准毕肖普法	(4)有效剪切指标	$K > 1.3$
				(5)改进 $\phi=0$ 法	(5)同(2)且使用强度增长系数	$K > 1.2$
运营期	静载与水平地震力	考虑施工期的固结作用	(3)有效固结应力法	(3)快剪与固结快剪	$K > 1.1$	
			(4)准毕肖普法	(4)有效剪切指标	$K > 1.2$	
			(5)改进 $\phi=0$ 法	(5)同(2)且使用强度增长系数	$K > 1.1$	

国内外的资料都表明用毕肖普法计算安全系数时,稳定安全系数应在 1.3 以上。本规范采用了 1.40。

综合上述资料对稳定安全系数作了如规范条文的规定。

4.3 沉降计算

4.3.1 目前土力学所介绍的粘性土地基的沉降计算方法,可分为两大类:

第一类是经验系数校正法,采用这种方法是出于对地基土的复杂性以及理论分析结果不可能有很高的精度的认识。这种方法用地基的固结沉降乘以沉降系数来计算地基的总沉降,而固结沉降可用 $e-p$ 曲线或压缩模量 E_s 计算(参见参考文献 6)。

第二类方法既看到了土的复杂性,同时也考虑到了现代工程对设计质量要求的提高,在计算模式及计算手段上不断改进,但并非完全摆脱了第一类方法;人们是从不同的角度来研究沉降的,所以有的成果仅是沉降计算的一个侧面。纵观从 40 年代开始至今国内外学者的研究成果,沉降计算的改进有以下四种途径:

(1) 从土的地质历史来改进沉降计算。这就是根据前期固结压力将土的固结状态分为正常固结、欠固结和超固结三种情况,借助于土体现场原始压缩曲线计算主固结沉降的 $e-\lg P$ 曲线法。

(2) 考虑土的应力状态,对沉降计算进行改进。一般沉降计算依据的压缩试验资料是室内单向压缩的试验结果,实际地基土的变形并不是象在固结仪中仅沿一个方向这样简单,在竖向变形时侧向变形也同时产生。因此人们提出了三向应力状态下的沉降计算方法、对一维固结下的沉降进行修正的方法以及模拟实际变形情况的应力路径法等。这方面的研究工作是从 50 年代开始的。

(3) 从土的变形特征来改进沉降计算。通过对地基沉降的全面分析,人们发现沉降的过程可分为三个阶段——瞬时沉降、主固结沉降和次固结沉降。在三个阶段中土体的变形特性是不同的,所以分阶段计算沉降是比较合乎实际的。

(4) 从计算方法上改进沉降计算。天然土体的结构与变形特性是很复杂的，把土体假定为各向同性的半无限介质，采用线性弹性体的解来求沉降与位移，必然导致与实际的差异。随着电算技术的发展，人们有可能对复杂的但比较精确的理论模式进行分析，比如

应用差分法或有限单元法对土的本构关系进行研究,它将理论分析结果与实际拉近了一大步。

4.3.2 日本《高等级公路设计规范》采用下述经验公式计算瞬时沉降(短期沉降,填方施工结束前发生):

$$S_d = \frac{1}{100} A \rho H \quad (4.3.2)$$

式中: $A = 12.4 - 0.44 E_{qu}$;

ρ ——填料单位密度, g/cm^3 ;

H ——路堤填筑高度, cm ;

E_{qu} ——由无侧限抗压试验得到的弹性模量的平均值。

4.3.3 次固结沉降(长期沉降)曾用下述经验公式计算:

$$S_s = \beta \lg(t/t_0) \quad (4.3.3-1)$$

式中: β —— $S-\lg t$ 曲线上呈直线段的斜率,由沉降观测结果推算或根据经验定;

t_0 —— $S-\lg t$ 曲线上直线段开始的时间。

通常,次固结沉降用下式计算:

$$S_s = \sum_{i=1}^n \Delta h_i C_{Bi} \ln(t/t_0) \quad (4.3.3-2)$$

式中: C_{Bi} ——次压缩系数;

t ——需要计算次固结沉降的时间, $t > t_0$;

t_0 ——相当于主固结达到 100% 的时间,按下式计算:

$$t_0 = \frac{H^2}{C_v} \quad (4.3.3-3)$$

式中: C_v ——竖向固结系数;

H ——孔隙水的最大渗径,单面排水时等于压缩层的厚度;双面排水时为压缩层厚度之半。

德国交通部 1990 年颁布的《软弱地基上道路建设规范》对瞬时沉降、固结沉降、次固结沉降分别采用弹性理论法、压缩模量和次压缩系数计算。

对于次压缩系数的取值,表 4.3.3 可作参考。该表取值参考了德国的《软弱地基上道路建设规范》及有关土力学书籍的建议

值,并根据 DIN4022、DIN18196 增加了特征描述。

表 4.3.3 初始加荷条件下土的次压缩系数

软土类型	泥 炭	淤 泥	富含有机质粘土	强砂性粘土
代号或特征	P_1 , 纤维结构, 手感如海绵	动植物残体, 水下沉积物, 混粘土、砂	有机质含量 大于 30%	含砂量 大于 30%
C_B	0.1~0.5	0.01~0.2	0.005~0.03	0.001~0.002

4.3.4 应用经验系数校正法计算软土地基的总沉降量 S ($S = mS_c$) 是目前国内最常用的方法, 它分析模式简单, 计算结果的可靠性在很大程度上取决于经验系数的选取。这里的经验系数即沉降系数 m , 对于它的取值, 国内有关规范在制定过程中进行过研究, 结果反映在相应的条文中。

浙江省《建筑软弱地基基础设计规范》根据压缩模量及土类, 制定了下表所列沉降系数的值:

表 4.3.4-1 沉降计算经验系数

土 类		E_s (MPa)			
		2.5	4.0	7.0	15.0
粘性土	$P_0 = f_k$	1.4	1.3	1.0	0.4
	$P_0 < 0.75f_k$	1.1	1.0	0.7	0.4
砂 土			1.0	0.7	0.4

表中的 f_k 为地基承载力标准值, p_0 为基础底面的附加应力, E_s 为沉降计算深度范围内压缩模量当量值。根据软土一般力学指标, 其 $E_s < 10.0$ MPa, 所以软土地基的沉降系数, 从上表看一般是 0.7~1.4。

我国《工业与民用建筑物地基基础设计规范》在制定中, 通过调查研究, 认为沉降系数与土的侧限变形模量(压缩模量) E_s 有关。沉降系数取值见下表:

表 4.3.4-2 沉降计算经验系数

土的侧限变形模量 (MPa)	$E_s \leq 4.0$	$4.0 < E_s \leq 7.0$	$7.0 < E_s \leq 15.0$	$15.0 < E_s \leq 20.0$	$E_s \geq 20.0$
m	1.3	1.0	0.7	0.5	0.2

《上海市地基基础设计规范》中, 沉降系数 m_s 根据基础底面

附加应力 p_0 的值来定:当 $p_0 \leq 0.06\text{MPa}$ 时, $m_s = 1.2$; 当 $p_0 \geq 0.10\text{MPa}$ 时, $m_s = 1.3$, 中间值可以内插。

从以上规范中沉降系数的取值情况来看,将沉降系数与荷载强度及地基自身的强度相联系,是人们的共识。

对于公路工程,由于沿线工程地质条件的复杂性、荷载强度及其增长的多变性,以及各种处治措施的影响,沉降系数所涉及到的制约因素比一般的建筑物要多。下面可以从几处试验工程的实测结果,看沉降系数的变化。

(1)京津塘高速公路软基试验工程(参见参考文献 3)

该试验工程设置了 9 种不同处治类型的试验段,1~9 段的地基处理形式、路堤填高及算得的沉降系数见下表(固结沉降用 $e-p$ 曲线计算,由实测沉降资料推算最终沉降采用星野法):

表 4.3.4-3 京津塘高速公路沉降系数分析

试验段号	1	2	3	4	5	6	7	8	9
路堤高(m)	3.72	3.81	3.91	3.96	6.82	2.08	3.07	4.18	5.30
地上、地下处治形式	砂井	塑料排水板	无	无	砂井	无	土工布	土工布+砂井	
沉降系数	1.39	1.47	1.65	1.53	1.79	1.06	1.33	1.24	1.07

从上表可以看出,总长仅 380m 的试验段的沉降系数(参见参考文献 6)从 1.07 变化到 1.79,这一变化范围直接影响预压处治设计的结果。

(2)广佛高速公路(参见参考文献 34)是广东省自行设计与施工的第一条高速公路,为验证设计结果及指导施工,分三个试验段进行了“原型”测试(对固结沉降采用压缩模量计算,由实测沉降资料推算最终沉降采用三点法)。有关的分析计算结果见表 4.3.4-4。

三个观测断面是根据地质条件选择的,沉降系数受地质条件的影响是无疑的,但三个断面其它方面的条件差别并不大;K4+450 和 K5+580 两个断面的沉降系数按一般的经验不应有很大的差别。

表 4.3.4-4 广佛高速公路沉降系数分析

观测断面位置	K4+450	K5+580	K8+110
路堤填筑高度(m)	5.16	6.13	7.12
地基处理形式	砂井,10m	砂井,6.5m	砂井,11m
计算固结沉降(cm)	33.15	16.46	83.38
推算最终沉降(cm)	35.0	28.5	107.0
沉降系数	1.06	1.73	1.28

(3)深汕汽车专用公路第四合同段软基试验工程,第一试验场全长 275m,设置了 5 种处治类型进行观测,沉降观测资料历时 8 个月(施工预压期)。最终沉降量用双曲线法推算,固结沉降用压缩模量计算,由此得到的沉降系数见表 4.3.4-5。

表中的沉降系数除 I 断面较小外,其余相差不大。I 断面沉降系数小的主要原因,是设置的双层土工布对地基沉降起到约束作用。该试验工程的研究报告指出,反压护道的设置减小了土体侧向挤出引起的变形,那么沉降系数也必然受到影响。所以,在分析选用沉降系数时,对于路堤结构的影响同样不可忽视。

表 4.3.4-5 深汕线沉降系数分析

试验段号	I	II	III	IV	V
路堤高(m)	4.10	4.02	4.03	4.00	3.87
地 上 地 下 处治形式	双层土 工布+ 超载	砂井长 10.2m 间距 2m	砂井 长 14.5m 间距 1.3m	砂井(同 III)+ 土工布+超载 +反压护道	排水板(长 14.5m, 间距 1.3m)+超载 +反压护道
S_c (cm)	96.6	94.6	94.9	100.1	96.4
S_∞ (cm)	114.8	135.8	168.9	165.5	161.7
沉降系数	1.19	1.43	1.78	1.68	1.69

综上所述,软基路堤沉降计算采用经验系数校正法时,沉降系数的取值是很复杂的。应根据试验工程的观测或者当地的经验来决定其大小;所推荐的范围值仅作为参考,设计时不能取其平均值,也不能保守地取最大值。

5 软土地基处治及路堤设计

5.1 一般规定

5.1.1 近 10 年来随着高速公路的发展，在软基上修筑高路堤的机会很多。我国在软土地段的桥头路堤出现失稳者已不鲜见，甚至出现桥头路堤沿纵向向河床方向滑动的事故，不但路堤破坏且导致桥台破坏，这将增大处治投资且延长了施工期。产生失稳的原因，很大程度与设计计算不当或根本不重视稳定验算及填筑速度的控制设计有关。

软土地基路堤设计的目的是对以下内容及指标实施控制：

(1) 设计方案经济合理，技术上可行。

(2) 满足稳定设计指标（如抗滑稳定系数应大于规定值）（参见参考文献 5）。

(3) 满足沉降设计指标（如工后沉降小于规定值）。

(4) 为满足稳定或沉降要求进行路堤填筑速度或施工期的控制设计；路面铺装前预压或超载预压，多级加载的时间、高度、填筑速度的控制设计。

(5) 为满足上述指标所进行的处治方案的工程实体的尺寸设计以及方案比选。

(6) 为满足环保要求而对施工条件、机具、材料的控制或选择。软土地基上路堤的设计计算工作相当繁重，特别是在成层上基又处于综合处治下，许多计算工作要反复计算。这就要求解决计算手段问题，设计人员必须掌握一个功能强的软土地基上路堤综合处治的电算程序。

5.1.2 容许工后沉降（又叫剩余沉降或残余沉降）涉及到的问题比较多，它的取值直接影响到工程造价及道路的使用性能。国内外对这个问题的看法不一样，而且看问题的角度也在变化。

1967 年日本道路协会《道路土工指针》曾规定：当土方工程结束后立即铺筑高等级路面时，路堤中心处剩余沉降量的限值，对一般路段为 10cm ~ 30cm；与桥梁等邻接的填土部位为 50cm ~ 10cm。

1970 年日本道路公团关于土工、路面、排水及绿化的“设计要领”中的准则是：一般路段的剩余沉降量，规定为预计的最终沉降量和路面工程结束时的沉降量之差；但进行预压处理时，则把卸荷以后的沉降量作为剩余沉降量来考虑，取值采用以下原则：

- (1) 当涉及到路面工程结束后的路面平整度时，容许值为 10cm；
- (2) 当涉及到箱涵开挖施工的预留沉降量时，容许值为 30cm。

1989 年日本道路协会的《软土地基处理技术指南》要求：路面铺筑后 3 年内，路堤中心处容许沉降可由道路重要性决定；与桥梁邻接的填土路段（桥头引道）以 10cm ~ 30cm 控制。

最新的日本《等级公路设计规范》不考虑容许工后沉降，重点放在填方稳定分析上。不考虑的理由有三：

- (1) 采用经济的施工办法，确定无法减少长期沉降（这里指次固结沉降）；
- (2) 道路填方时，即使长期沉降量很大，在维修管理阶段也能控制；
- (3) 地基沉降量随时间的变化关系难以预测。

原联邦德国交通部 1990 年新颁布的《软弱地基上道路建设规范》对预压规定为：预压荷载的高度及作用时间必须保证；道路运营期由于堤身自重及行车荷载作用，不引起地基土的初期加荷。即要求预压期本地基土中任一点处，固结后达到的孔隙比所对应的当量应力，不能被运营期该点的有效应力所突

破。次固结在这种预压处理后可以忽略不计。

根据国内资料的介绍，美国除对桥头引道规定 12.7mm ~ 25.4mm 的容许差异沉降外，路面容许总沉降或差异沉降常不作规定，一条道路的工后沉降 0.30m ~ 0.61m 是容许的。法国要求桥头引道部分的容许工后沉降为 3cm ~ 5cm，在一般路段为 10cm，对应的地基固结度为 85% ~ 95%。

从以上的资料来看，日本对工后沉降的重视程度逐渐减小，主要把问题放在养护中解决，这可减少一次性投资；但养护工作的质量水平、所用机械的自动化程度必须有一定要求，否则必然影响道路的运行效率。德国对预压的要求是很严的，并通过预压达到控制次固结的目的。法国与美国对桥头的差异沉降控制也很重视。

从国内的情况看，公路上对这一问题的研究，在“六五”期间交通部重庆公路研究所主持的“利用经济可行的办法进行软基处治的设计”课题中已涉及到。研究报告根据对桥头引道及一般路段实测沉降结果的分析，参考日本、美国的标准及国内建工部门对建筑物基础容许沉降的要求，对容许工后沉降提出的建议是：中低级公路以稳定为主，路堤中心处容许工后沉降不作规定，视使用情况通过养护弥补。对于高等级公路铺筑路面 20 年内，邻近桥梁等人工构造物的路堤段（其长度据路线纵坡取 50m ~ 100m）的容许值为 10cm ~ 20cm，其它路段为 30cm ~ 55cm。

京津塘高速公路设计时，根据该路的实际条件，参考上面的研究结果，在征求了国内外有关专家意见的基础上，更具体地制定了所用的容许工后沉降标准（参见参考文献 6）：

(1) 主线上的大、中、小桥及通道，在与两端填土路堤毗连处取 0.1m，涵洞处取 0.2m，除此之外为 0.3m；

(2) 分离式立交的跨线桥与引道路堤填土毗连处，在被交道路为一级时取 0.2m，在被交道路为二级或二级以下时取 0.3m，引道填土部分分别为 0.45m 和 0.6m。

在京津塘高速公路之后设计的广佛、杭甬、深汕等高等级公路，对容许工后沉降也参考国内外情况作了相差不大的规定。

我国高速公路的建设还处于起步阶段，设计、修建高质量、高效率的道路对于吸引各方投资，促进交通事业的发展都有不可忽视的作用。作为整个工程的第一步，设计中的标准必须严格。这里的取值，基本接近这些年来国内高等级公路设计所采用的。路面设计使用年限是指大修的年限，在此之间的维修工作是必不可少的，即使非软基上的道路也是如此。

5. 1. 3 在进行地下竖向排水体施工时，打桩机械的振动及桩管的扰动，严重破坏了地基的强度和透水能力。这些不利因素的影响在理论分析时很难处理，这就造成了在施工后某段时间内，理论推算结果与实际的较大差别。国内外有不少资料介绍，地基处理后的初期沉降量，还没有不做处理的大。从京津塘高速公路软基试验工程的沉降观测成果来看，设袋装砂井或塑料排水板路段的路堤中心沉降，在 4~5 个月后恢复正常，而路肩处的沉降要在 6 个月后才恢复正常，所以限制预压期不致过短是必需的。日本《高等级公路设计规范》明确指出：预压施工时，原则上要在预压填土后放置 6 个月以上时间。从近 10 年来国内高等级公路软基处治设计的情况来看，最短 6 个月的预压期，不

论是从工期方面还是从经济方面考虑，都是可接受的。

5.1.6 天然土体的性质不同于一般的均质材料，它具有空间甚至时间上的变异性，人们通过各种勘探测试手段所能揭示的，仅是有限范围内的情况。同时由于土力学中的理论分析计算模式都是建立在一定的假定基础之上的，众多不确定因素的影响就造成了理论分析结果与实际的差异。要比较好地解决这些问题，就要重视施工过程中的动态观测。比如根据孔隙水压力的变化、侧向变位桩的位移判断路堤的稳定性；由实测沉降曲线计算沉降速率决定路面铺筑时间等。在地下处治工程施工过程中，若发现地层变化异常，可做进一步勘察工作，对设计方案进行调整与变更。

5.2 垫层与浅层处治

5.2.1~5.2.2 在地基处理与加固中，垫层通常指换土垫层处治方法，就是把基底下一定深度范围内的软弱土基全部或部分挖除，用砂、碎石等强度高、水稳性能好的粒状材料回填，这实际上属于浅层处治措施。这里我们把垫层与浅层处治分开，垫层就特指地面上设置的专门用于孔隙水排出的透水性垫层。由于这种垫层的作用在于排水，所以选材上多用中、粗砂。垫层的厚度以能保证不至因沉降发生断裂为宜，30cm~50cm 的值经试验工程与实际工程验证是比较合适的。垫层的宽度适当大于路堤底宽，可以防止施工过程中由于施工机械的破坏对垫层的有效作用造成的影响。

对于砂垫层的排水作用由于地基下沉、砂垫层弯曲后可能会受到影响，仍有人对此担心而主张在地基上做土拱，这是没有必要的。因为孔隙水是在地基中孔隙水压力消散过程中排出的，是有压水，只要排水通道不断开，孔隙水就

能排出地基，这一点已被试验工程所证实。做土拱的办法给施工带来很大的困难，土拱也无效果，这种方法是不可取的。

浅层处治一般指从地表 30cm ~ 150cm 之间，但随施工机械能力的提高，适用范围也在扩大。例如日本沟槽型的石灰土拌合机，能进行浅层拌合深度为地面以下 1.3m，而叶轮回转型则达 1.8m。

5.2.3~5.2.4 铁路规范（参见参考文献 17）规定，当软土厚度小于 3m 时可用换填、抛石挤淤措施，故对适用条件作了如条文的规定。抛石（堆土）排淤的处治深度与抛石（堆土）路堤自重所产生的地面变形有关。抛石（堆土）排淤实质上是使土基产生整体剪切滑移破坏而达到置换软土的目的。为了在排淤中土基产生整体破坏时，不致使路堤的整体性受到大的影响，通常的做法是在路堤底、地表上铺设网状土工织物如格栅材料或土工布，使之形成一个柔性筏基。为达到排水及隔离的作用，网状材料或土工布都铺在砂或砂砾垫层下，但对上述铺设材料的方法能作出定量试验研究的为数很少（参见参考文献 10）。为了能将抛石（堆土）排淤纳入稳定验算中，铺设材料的作用按加筋材料计算，而排淤的深度估计则难以进行计算。排淤后置换区域的 c 、 ϕ 值可取用路堤填料的 c 、 ϕ 值。这样浅层处理仍可用本规范中的第四章进行稳定计算。抛石（堆土）排淤仅适用极软塑、流塑的软土。浅层拌合的处治深度可按施工

机具及稳定计算等条件确定。拌合后加固土的抗剪强度可参照本规范第 5.9.7 条来确定。

5.3 轻质路堤

5.3.1 我国轻质路堤材料以粉煤灰为主；国外有用泡沫塑料块（参见参考文献 35）作桥头路堤的，块体的容重很轻，仅为土的 1/10，但造价高昂。

5.3.3 本规范给出了粉煤灰的参考值见下表。

表 5.3.3 粉煤灰 c 、 ϕ 值参考值

击实标准		压实度 (%)	内摩擦角 $\phi(^{\circ})$	粘结力 $c(\text{kPa})$	击实标准		压实度 (%)	内摩擦角 $\phi(^{\circ})$	粘结力 $c(\text{kPa})$
重型	饱水	90	18~33	10~20	轻型	饱水	90~95	14~33	6~20
	不饱水	90	30~42	25~50		不饱水	90~95	28~35	21~25

干粉煤灰没有塑性而是离散状的，不能成型。因粉煤灰的内聚力是由毛细水张力所形成，和砂一样是一种“假内聚力”，很不可靠，故建议 c 值取用低值。

粉煤灰的 ϕ 值则比 c 值稳定可靠得多，可取用中低值。

为了安全起见，粉煤灰容重可取用压实后的湿容重 $15\text{kN}/\text{m}^3$ ， c 值可用 10kPa ， ϕ 值可用 28° 。

5.4 反压护道

5.4.1 设置反压护道会增大路堤沉降，而且会多用土地。为节约土地，可采用借地还耕的办法，反压护道修成后，可在反压护道顶面耕种作物，但必须解决种植土的上下交换问题。也可利用反压护道作道路辅助设施。

5.4.3 设置反压护道后，潜在滑裂面的圆心将向外移；在稳定验算时随护道尺寸的增长而应反复搜索最小稳定系数的圆心位置。

5.5 加筋路堤

5.5.1 目前作路堤的加筋材料为有纺编织物及塑料格栅，土工合

成材料在国内均有厂家生产。塑料格栅的拉力比有纺土工布的拉力大。由于无纺土工布拉力及抗变形的能力比编织土工布差，故不应选用无纺布作加筋材料。仅参考文献 36 从蠕变及排水考虑，建议采用无纺布且建议预拉加筋以减

少加筋路堤的水平位移。国内修建加筋路堤的不多，因造价高。

在软土地基上一般加筋路堤的边坡坡度与一般的填土路堤边坡坡度相同，否则按加筋上挡墙设计。

5.5.3 国内部分厂家所产的编织类土工布的拉伸试验结果（参见参考文献 37）表明，它的纵向极限延伸率可达 16.3%~27.5%。一般有纺织物延伸率小于 40%（参见参考文献 38），土工格栅则小于 20%。作为加筋路堤稳定计算用的设计强度，应据织物可能在路堤内发生的应变（延伸率）来取用。

参考文献 38 建议选用延伸率为 2.0%~6.0%的抗拉强度为设计强度；有的则允许有 10%的延伸率。国外（参见参考文献 39）发现在土工织物中允许用 10%的应变而土堤没有发生过量变形。我国云南水塘立交桥高路堤也按 10%的延伸率取用设计拉力，已通车数年来未出现问题。

据国外（参见参考文献 40）的统计，土工织物特性见表 5.5.3。可知编织类土工布的最大（破裂时）延伸率一般不会大于 35%；非编织类的织物强度低，变形大，价格高，故一般不宜作为路堤的加筋材料。

织物的条带拉伸试验的有关规定是引用参考文献 41、42 提出的方法。

5.5.4 为满足加筋材料的抗拉拔作用而作了本条规定。

法国 J. P. gouac 先生（参见参考文献 43）根据试验结果建议抵抗织物拉拔的安全系数为 2。

我国《公路加筋土工程设计规范》（JTJ 015 - 91）中的表 5.1 内，列出了在不同荷载组合下，抗拔安全系数为 1.2~2.0。本条结合路堤设计而取安全系数为 1.5。

5.5.5 根据参考文献 43 的介绍，土的内摩擦角 ϕ_s 与加筋材料间

的摩擦角 ϕ_b 间有如下关系。

$$2/3\text{tg}\phi_s \leq \text{tg}\phi_b \leq \text{tg}\phi_s$$

我国《公路加筋土工程设计规范》(JTJ 015—91)第 3.2.4 条建议的三种类型土的内摩擦角与加筋间的近似摩擦系数也满足上式,为简化起见作了如条文的规定。

表 5.5.3 加筋土工织物的特性

材 料		抗 拉 强 度	最 大 延 伸 率	构 件 与 土 的 摩 擦 系 数
编 织 类	(一)土工织物	kN/m	%	
	单 纤 维 编 织	8~100	15~35	0.5~0.7
	多 纤 维 编 织	80~1000	5~25	0.75~0.9
	卷 绕 编 织	40~150	4~15	0.9~1.0
	针 脚 缝 合 编 织	80~1000	5~25	0.75~0.95
	非 编 织 类	3~50	20~80	0.75~0.9
(二)土工线状构件				
土 工 带		50~200kN	3~12	1.0
土 工 杆 (棒)		50~500kN	3~12	—
土 工 格 栅		—	—	—
土 工 板		15~708	12~20	1.0
土 工 网		50~200	3~12	1.0

5.6 预压及超载预压

5.6.1 在软土地基处治设计中,预压处治的目的,绝大部分情况是解决容许工后沉降的问题。若是因地基的抗剪强度偏低,造成路堤的稳定性不足,通过预压或超载预压的办法来解决,效果一般来说是不太明显的。因为这一原因,通常是以容许工后沉降控制设计,路堤的稳定性借助于其他措施得以保证,如轻质路堤、反压护道等。

5.6.2 对于采用分级加载填筑的路堤,各级荷载始填时间是由地基固结后路堤的稳定性决定的,这时调整的余地在于预压期(也

是一种工程措施)。在工期许可的条件下采用较长的预压期是比较经济的;对于分期修建的路面,预压期可以放得很长。这样超载预压可能会简化为(简单)预压,甚至地下排水体预压可能简化为无排水体的预压。这也告诉我们,不同预压措施的使用条件不是一成不变的,一种措施的选用,要结合实际可变因素综合分析。

5.7 竖向排水体预压

5.7.2 对于塑料排水板及类似的由土工合成材料制成的复合排水体,计算时要根据与袋装砂井周长相等的原则进行当量直径的换算:

$$D_p = \alpha \frac{2(b + \delta)}{\pi} \quad (5.7.2)$$

式中: D_p ——当量直径;

α ——排水板在周围土压作用下,透水能力的折减系数,一般取 0.75;

b, δ ——分别为排水板的宽度与厚度。

按一般的排水体尺寸,由上式算得的 $D_p \approx 5\text{cm}$ 。因排水体直径对其排水作用影响很小,直径为 5cm 的袋装砂井与 10cm 的相比,在加速地基的固结作用上差别并不大,所以采用塑料排水板设计时,可直接取 $D_p = 5\text{cm}$ 或 $D_p = 10\text{cm}$ 计算。但是,考虑到施工中装砂工艺的要求,袋装砂井的直径不能小于 7cm,所以换算直径取 7cm~10cm 为宜。

5.7.5 设计计算时,排水板的长度一般先要拟定最大值,由计算结果决定要求的实际值。当计算的排水体长度接近其下透水层时,取用时宜达到透水层,以充分发挥其作用。采用袋装砂井时,为方便施工及保证施工质量,其长度不宜太大;若根据计算确实需要很长的砂井时,可考虑用塑料排水板或类似的复合排水体代替。

5.8 粒料桩

5.8.1 粒料桩是通过置换软土、加速土基排水固结作用、“桩”的应力集中作用三方面来共同提高稳定系数的。应把设有“桩”的范围内,土深为桩长的这一部分立体,作为桩与土的复合地基看待。复合地基属地基范畴,而桩基属基础范畴,两者有本质区别。复合地基理论的最基本假定为桩与土的

协调变形,为此从理论上分析复合地基不可能存在桩的负摩阻力及群桩效应问题(参见参考文献 44)。但实际上复合地基中,可能存在变形不协调情况(例如桩的刺入破坏),但它远比桩基中变形不协调情况程度低,故采用复合地基理论比传统的桩基理论更为合理。特别是对于路堤在铺路面前允许有较大的地基沉降的情况,更是合理的。抗剪强度按复合地基理论计算(参见参考文献 9、23、44、45),为了进行路堤稳定验算,只需计算复合地基的抗剪强度及路堤的整体抗剪裂的稳定安全系数,不需计算单桩承载力。

5.8.3 以往对沉管法(单管或双管)中砂桩施工的适用范围对软土的天然强度只作高限而未作低限的限制(参见参考文献 46、47、48)。当然对其它粒料桩,如用沉管法也不应作限制。但对于湿法的水振冲粒料桩,则对地基条件提出了限制,以往国内一般认为水振冲法只适用于地基不排水抗剪强度 c_u 大于 20kPa 的情况(参见参考文献 47);我国规范(参见参考文献 46)也规定水振冲碎石桩仅宜于不排水抗剪强度不小于 20kPa 的地基。但在国外在 1983 年~1988 年间有多个作者根据工程实例(参见参考文献 49)撰文指出:水振冲法可用于 $c_u=15\text{kPa} \sim 50\text{kPa}$ 的地基。Greenwood 甚至认为,即使在粘性土不排水抗剪强度低于 7kPa 时仍可成功制桩。Juran 等(1988 年)指出,在他们统计的 24 项工程中, $c_u < 20\text{kPa}$ 的占 54%,其中 $c_u < 10\text{kPa}$ 的占 12%, $10\text{kPa} < c_u < 15\text{kPa}$ 的占 15%, $15\text{kPa} < c_u < 20\text{kPa}$ 的占 27%。目前为止国内有几项成功的工程为 $c_u < 20\text{kPa}$ 。德国有人指出(参见参考文献 47),水振冲法只适用于不排水抗剪强度为 15hP ~ 50kPa 的软土。虽然 $c_u < 15\text{kPa}$ 者也有成功的例证,但为慎重起见,本款仍规定湿法振冲桩的适用范围为 $c_u > 15\text{kPa}$,干法施工(如

沉管法)的地基规定 $C_u > 10\text{kPa}$ 。值得注意的是：《建筑地基处理技术规范》(参见参考文献 46) 根本就未对用挤密(沉管)成孔的砂、石桩的地质条件进行限制，而只对湿法的振冲桩作了地质条件的限制。日本规范(参见参考文献 12) 用有套管的成孔方法也未对地质条件进行限制。

王盛源在珠江电厂地基处治(参见参考文献 49) 中，用湿法大粒径碎石桩对十字板剪切强度仅 $13\text{kPa} \sim 17\text{kPa}$ 、淤泥深达 21m 的地基处理成功；交通部重庆公路科研所在云南的试验路上用水振冲碎石桩处理了土基的十字板强度为 $10\text{kPa} \sim 20\text{kPa}$ 的软土地获成功。国内外的实际工程均说明规范(参见参考文献 46) 对湿法的限制偏于保守，故作出了如条文的规定。

5.8.4 《公路加筋土工程设计规范》(JTJ 015 - 91) 规定砂(碎)石类土的计算内摩擦角为 $35^\circ \sim 40^\circ$ ，砂类土为 28° 。参考文献 47 介绍碎石桩的内摩擦角一般用 $35^\circ \sim 45^\circ$ ，多数采用 38° 。国外一些著名施工单位也有采用高达 42° 的。日本(参见参考文献 12) 规定，砂用 25° ，碎石用 35° 。盛从文建议用 $38^\circ \sim 42^\circ$ ，对卵石或砂卵石可采用 38° 。为慎重起见，且考虑到软土对碎石桩污染，本款建议碎石用 38° ，砂卵(砾)石用 35° ，砂用 28° 。

5.8.7 粒料桩与桩间土的应力比 n 是随土质与深度的不同以及荷载的大小、作用时间而变化的。参考文献 50 对软粘土内的砂桩建议用 $3 \sim 4$ ，碎石桩用 $3 \sim 6$ ；天津地区(参见参考文献引)软土的 n 为 $1.74 \sim 3.45$ ；西安饱和黄土(参见参考文献 52) 为 $1.50 \sim 1.56$ ；云南水塘站(参见参考文献 53) 为 $2.40 \sim 3.16$ ；另据国内外 11 项工程统计， n 为 $1.59 \sim 6.0$ 。日本(参见参考文献 45) 建议 n 采用 $2 \sim 5$ ，日本规范(参见参考文献 12) 规定用 3。考虑到按经验取

值进行设计时，应偏于安全，故规定如条文。

5.8.11 粒料桩的级配要求是直接引用日本规范（参见参考文献 12）。关于大粒径碎石桩的有关碎石尺寸的规定主要参考王盛源在珠江电厂地基处治的经验（参见参考文献 49）。珠江电厂碎石桩的碎石尺寸放宽到 15cm，为慎重起见本规范放宽到 10cm。

5.9 加固土桩

5.9.1 将石灰、水泥或其他某些对土固化的材料（参见参考文献 54、55），用某种专用的机械，如深层拌合机、旋喷机械把软土地基加固，形成一根根的加固土桩，分布在路基底面及两侧，以增加路堤与土基的整体抗滑能力。也可以用加固土桩紧密排列形成一条条的或格状的地下连续加固土墙。所使用的固化材料可以是浆状（如石灰浆、水泥浆、二次浆等），也可以是粉状（生石灰粉、干水泥、干 NCS 固化剂等）。显然粉状比浆状的技术效果好，但机械设置要复杂些，且粉尘污染大。

5.9.2 对单纯的石灰桩历来争议很大，但用石灰粉作固化材料的加固土桩已在广州开发区处理含水量达 44%~90%的软土得到了十余项工程的成功应用，且技术效果与经济效益均是显著的。因此不能将石灰桩与石灰加固土桩混淆。

因加固土桩或加固土地下连续墙属非离散材料，不象碎石桩是离散材料，因而加固土桩不起排水作用，而主要是通过置换软土及应力集中作用两方面来提高稳定系数的。

5.9.3 由《建筑地基处理技术规范》（参见参考文献 49）知深层搅拌法适用于地基承载力标准值不大于 120kPa 的软土地基。经折算（由汉森公式）软

土的极限承载力。 $\sigma = 5.14C_u$ ，取安全系数为 3，则软土的容许承载力 $\sigma = 2.75C_u$ ，其地基不排水剪应力不大于 45KPa。

5.9.4~5.9.6 计算公式是依据把设有加固土桩的土基区域内的主体视为复合土体，其抗剪强度按复合地基（参见参考文献 28、44、47）理论计算，3 个计算式都考虑了地基土的排水固结及地下水位对地基强度的影响。

5.9.7 加固土桩的加固土试件可在室内制备，但因室内拌合比实际工程拌合得均匀，据参考文献 37 介绍现场加固土的强度与室内试验强度之比，一般最差的也可确保 1/4~1/3。实际工程中也有达到 3/4~1 以上的。故本条规定室内制备的加固土试件的强度 q_u 。

应乘以 0.3 的折减系数，一般 28d 的强度常为 7d 强度的 1.5~2.0 倍。

据参考文献 37、47、56 介绍，影响加固土强度的因素有土的有机质含量、土的天然含水量及粘土含量等。

5.9.8 路堤下使用的加固土桩设计是按复合地基(参见参考文献 9、23、44、45、47)设计的，它假设桩与桩间土是协调变形的，为此，从理论上分析复合地基与桩基是不同的。因此为能满足协调变形而自然要求桩有较大的适应变形的能力，并要求桩的破坏状态处于塑性破坏状态中。图 5.9.8 是一组加固土的实测资料(参见参考文献 47)的应力应变关系。

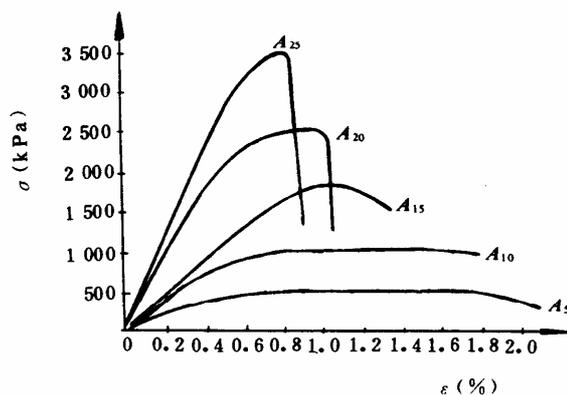


图 5.9.8 水泥土应力-应变曲线

(引自冶金部建筑研究院地基室, 1985)

A5, A10, A15, A20, A25 表示水泥掺入比 $a=5\%$, 10% , 15% , 20% , 25%

从掺入比 a 对加固土强度的增长幅度来看，对有机质软土以 $a=10\% \sim 15\%$ 最适宜(参见参考文献 49)。结合上述“协调变形”的要求，规定 a 不得大于 15% 且不得小于 7% 。据参考文献 47 介绍， a 小于 5% ，加固效果太弱；上海水泥加固淤泥质粘土的试验(参见参考文献 49)表明： $a=10\% \sim 15\%$ ，加固土强度的增长幅度最大， a 超过 15% 增幅下降。

5.9.9 参考文献 49 邱正祥试验表明：桩土应力比 n 的变化与处

治后是否预压有关，当未预压时 n 随荷载 P 加大而变大，预压后 n 随荷载 P 加大而减少。 n 与加载后的时间也有关，但当加载半年后 n 基本趋于稳定。对两根水泥拌合土桩的试验结果的 n 为 $5 \sim 8$ 。《岩土工程治理手册》建议在他和粘土地基的水泥土桩的 n 取用 $3 \sim 5$ 。据郭志业(参见参考文献 49)在上海以及

据连云港、福州、昆明的水泥加固桩的实测试验可知 n 一般为 3.0~7.5 (按 n 随时间基本稳定后统计), 而大多数实测的 n 值能保证在 3~4, 郭志业建议 n 取 3.2~5.2, 故作了如本款的规定。

5.10 综合(组合)处治设计

5.10.1 一种处治措施的效果与作用总是有局限性的, 而在软土地基的路堤处治设计中, 可能既要解决变形问题, 又要解决强度问题, 就势必采用一种以上的措施加以综合处治。另一方面为加强发挥某一作用, 往往也可同时采取一种以上的措施来促进该作用的加强。例如欲加速沉降, 以减少工后沉降, 除了设计预压或超载预压之外, 尚可设置竖向排水设施、排水垫层与之组合, 使其能加速工前的预压或超压沉降, 更加减少工后沉降。

软土地基的处治方法很多, 但有些处治方法并不适于公路上应用。如真空预压, 就不如用路堤自重预压经济; 电渗法、井点法费用高, 未见公路上应用过; 纯石灰桩不但争议大, 而且也不如石灰加固土桩经济。强夯碎石(粒料)桩因其处治的桩深难以预测, 故未列入规范中。

组合设计计算可用电算程序(参见参考文献 29、30)来进行。该程序各措施的作用综合计算, 不是单一的简单叠加, 而是将它们的各自作用与沉降、固结度、稳定计算有机的进行综合计算。

5.10.2 在进行方案选择时, 应根据当地的地质、水文、材料、施工、环境条件, 用两个或两个以上可行的方案进行经济、技术比较, 选择其最优方案。

设计方案确定后, 对于软土而言, 有必要进行工前或工中试验路的测试,

以便修正设计。例如竖向排水设施可能因施工对软土产

生涂抹作用,或者由于有“千层糕”状的许多薄砂层存在,使得设置的竖向排水设施不发挥作用。遇此情况应进行工前试验路的修建,进行试验对比后,再确定最终设计方案。

5.11 路堤设计

5.11.1 软土地基上路堤预压高度的设计,是一个迭代过程。因为地基的沉降量与路堤高度有关,而地面上路堤的高度为保证设计高,在沉下后又要增补。在预压期末地面以上的路堤高度应不低于设计高度;采用超载预压处理时,还要高出设计高度相当一部分。在路面施工前,将移去路槽底面以上的预压土方。

5.11.2 路堤的断面形式涉及到边坡、顶宽与底宽,由于地基的沉降,它们在预压过程中都会发生变化。对于顶宽的变窄,一般认为应按图 5.11.2 的模式加宽。对于底面的加宽,考虑到坡脚在下沉 S_t 后坡面与地面的交点向内收缩,为保证收缩后底面宽度不变,底面要有一定的加宽量。

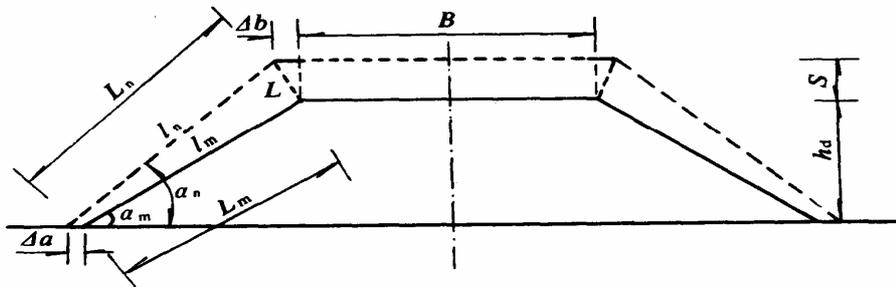


图 5.11.2 路堤加宽示意图

5.11.3 为保证软土地基路堤的稳定性,一般采用 1:2.0 的坡度。但是有些地方因受土地资源的制约,道路大量占用农田的问题很突出,宁可在处治措施上多花些代价,也不采用放缓边坡的方法,而采用 1:1.5 的边坡值。值得指出的是设计采用的边坡值,并不是路堤施工的边坡值;预压路堤施工的边坡值要陡于设计值,才能使沉降后的边坡值达到设计值。所以当采用 1:1.5 的设计边坡值时,务必加强施工中的稳定观测。

131

6 软土地基处治施工

6.1 一般规定

6.1.1 本章按处治手段并结合其在我国公路工程中的应用进行施工技术规范编制。有些处治手段如土工织物、碎石桩、粉喷桩实践还不多，资料数据缺乏；有些处治手段的加固机理以及计算方法目前还不是十分明确，尚须进一步探讨。因此在应用时须根据具体情况进行经济技术综合考虑，因地制宜，以达到最佳的综合效益（参见参考文献 57）。

6.1.2~6.1.5 软基处治和其它土工问题的解决一样，包括以下四个环节：

- (1) 对地质资料、土工试验的详细检查，对设计图和实践经验的调查研究。
- (2) 室内试验和现场试验，特别是对重要工程。
- (3) 施工现场的监测（参见参考文献 58），观测数据的收集。
- (4) 反复分析，验证设计，监测工程安全。

上述四个环节是解决土工问题最理想的方法，即近年来国际岩土工程界提出的观测方法（参见参考文献 59），称其为“边观察，边分析”方法，必要时可据以修改设计（参见参考文献 60）。

6.1.6 目前新技术、新工艺、新机具、新测试方法不断涌现，当开发、引进新的软基处治方法或进行软基处治方法比较时，应在大规模施工前进行现场试验，以验证该处治方法的可靠性（参见参考文献 60），并验证设计参数、工艺参数作为施工时的控制指标，掌握必要的施工经验和施工工艺。

6.1.7 在软基处治施工过程中，要特别注意环境保护。对所采用的处治材料进行毒性含量的试验（如粉煤灰和可能污染的工业废料）并研究其对土壤、地面水、地下水的污染；在施工过程中排废物的合理处置；振动、噪音对周围

环境的影响等。

6.2 层及浅层处治

6.2.1 垫层与浅层处治的最简单做法是表层加固。当软弱土层位于表层，厚度不大，或上部荷载较小时，采用表层加固可以取得较好的技术经济效果。

6.2.2 当泥沼及软土厚度小于 2.0m 时可换填软基，分层回填碾压加固。分层填土碾压不需其他建筑材料，但应回填渗水性土，并在两侧或一侧设置必要的排水沟；对非他和粘性土的杂填土的软弱表层，也可添加适量石灰、水泥。

6.2.3 抛石挤淤一般用于当泥沼及软土厚度小于 3.0m，且其软层位于水下，更换土壤施工困难或基底直接落在含水量极高的淤泥上，稠度远超过液限，呈流动状态。一般地说，抛石是经济的，但技术上缺少把握，因此，当淤泥较厚时选用本法须慎重。

6.2.4 砂（砾）垫层

6.2.4.1 当与排水固结法综合处治软基时，其含泥量不大于 3%。当采用天然级配砂砾石时，一般要求最大粒径不宜大于 50mm，上海地区规定最大粒径不大于 100mm。

6.2.4.2 碾压法施工时最优含水量一般控制在 8% ~ 12%。摊铺厚度为 250mm ~ 350mm，压实机具为 60kN ~ 100kN 压路机。

6.4 土工合成材料

6.4.1 合成纤维材料作为新的工程材料在岩土工程中的应用将愈来愈广泛。但是描述这种土工新材料的技术名称并不统一，国内名称有土工纤维、土工织物、化纤滤网、塑料薄膜等。本节定名统称为土工合成材料。

土工合成材料由合成纤维制成。目前世界各国用于生产土工纤维者多以

丙纶（聚丙烯）、涤纶（聚酯）为主要原料，其主要特性

列于表 6.4.1-1。

表 6.4.1-1 丙纶、涤纶性能比较

品名	断裂强度	延伸率	伸长 3% 时回弹率	相对 密度	吸湿率 (%)	软化点 (°C)	耐日 光性	耐酸 碱度	耐虫蛀 霉菌
	(N/旦)	%							
丙纶	0.04~ 0.065	30~60	90~100	0.91	0	140~ 150	不佳	优	良好
涤纶	0.045~ 0.075	20~50	90~99	1.33	0.4~0.5	238~ 240	优	优	良好

土工合成材料(也称土工聚合物)在土工中应用的主要作用有反滤、排水、隔离和补强四种,可以用来有效地解决软土地基加固的难题,正确地应用土工聚合物已有大量成功的实例。但是由于土和土工聚合物相互作用的机理还不十分清楚,还缺乏分析理论和可靠的设计方法,工程实践中观测数据不足,对许多表征土工聚合物特性的检测,国际上方法标准不统一。因此应用时,尤其对重大工程须重视研究试点,进行观测试验选用。表 6.4.1-2 和表 6.4.1-3 分别选列了国内外几种土工纤维产品的技术性能。

表 6.4.1-2 国外几种土工纤维产品的性能指标

编号	国家厂名	原料工艺	单位面 积质量 (g/m ²)	厚度 (mm)	孔隙特征(mm)			抗拉 强度 (N/ cm)	延 伸 率 (%)	断 裂 伸 长 率 (%)	渗 透 系 数 (cm/s)	CBR 顶 破 阻 力 (kN)
					O ₅₀	O ₉₀	O ₉₅					
1	美 Du Pont	丙纶、纺 粘、热压	270	0.69	—	0.07	0.085	15	45	250	1.1× 10 ²	—
2	英 ICI	丙纶、热 粘	350	1.4	0.01	0.03	0.04	10	30	75	—	4.0
3	法	涤纶、纺 粘、针刺	270	2.3	—	—	—	140	—	50~ 70	30× 10 ²	—
4	ENC	涤纶、纺 粘、针刺	550	4.4	—	—	—	330	—	50~ 70	30× 10 ²	—
5	美 Phillips	丙纶、针 刺	180	1.3	—	—	—	114	—	80	5× 10 ²	—
6	日	涤纶、纺 粘、热压	300	2.6	—	—	—	130	—	65	15.3 ×10 ²	—
7	UNITIKA	涤纶、纺 粘、热压	500	1.1	—	—	—	220	—	75	15.3 ×10 ²	—

表 6.4.1-3 国产几种土工纤维的性能指标

编号	厂名	原料工艺	单位面积质量 (g/m ²)	厚度 (mm)	孔隙特征 (mm)			抗拉强度 (kN/cm)		延伸率 (%)		透气率	顶破强度 (kN)
					O ₅₀	O ₉₀	O ₉₅	经向	纬向	经向	纬向		
1	上海工业用泥厂	丙纶针刺	580	4.8	—	—	—	0.188	0.27	52	82	76	—
2	上海工业用泥厂	涤纶针刺	370	3.5~4.0	—	—	—	0.168	0.096	102	68	46	72
3	天津工业用泥厂	涤纶针刺	—	—	0.061	0.096	0.120	0.100	—	75	—	—	—
4	天津工业用泥厂	涤纶针刺	—	4.3	—	—	—	0.096	0.066	75	90	—	118

6.4.2 土工聚合物基本性质的试验和检测可分为三类：

(1)一般特征。描述产品的形态,包括纤维材料的成分和制造方法、单位面积质量、厚度、孔隙尺寸、成卷特征(长度直径和质量)。上述内容一般由生产厂家通过产品检测试验提供,作为材料性能规格说明。

(2)鉴别和分类参数以标准试验确定。包括力学特性参数,如拉伸强度、拉伸模量、延伸率、撕破强度、蠕变性等;水力特性参数,如垂直向和水平向渗透系数;以及耐久性和老化特性,如对紫外线和温度的敏感性、抗化学和生物腐蚀性等,提供产品特性和分类依据。

(3)土与土工织物的相互作用性质,如强度与变形特性、土与土工织物之间的摩擦和粘聚力、蠕变性和动力特性、反滤性能等。

目前土工织物的试验方法和标准尚不统一,美国、英国、法国、奥地利等国家各有自己的标准。我国各部门无统一标准,上海、江苏、山东等地的生产厂家所自定的行业标准也不尽一致。因此,应用时各地根据设计要求和实际情况,加以分析,选择材料和试验方法。

6.4.3 施工要求

6.4.3.1 土工聚合物的铺设施工根据工程应用及具体条件可能使用各种各样的施工方法和机具,但在任何情况下均应注意土工

纤维的有效性和施工方法是否得当,必须精心施工,注意均匀、平整及端头的位置和锚固。

6.4.3.3 为保证土工聚合物的整体性,采用缝接法时可用尼龙线或涤纶线缝接,方法有对面缝和折叠缝(如图 6.4.3.3 所示)两种。一般多采用对面缝,缝接处强度可达到纤维强度的 80%,基本能满足要求。如果用折叠缝,应用双道缝合线,可取得更高的强度。施工时最好采用移动式缝合机,避免漏缝及断线等。

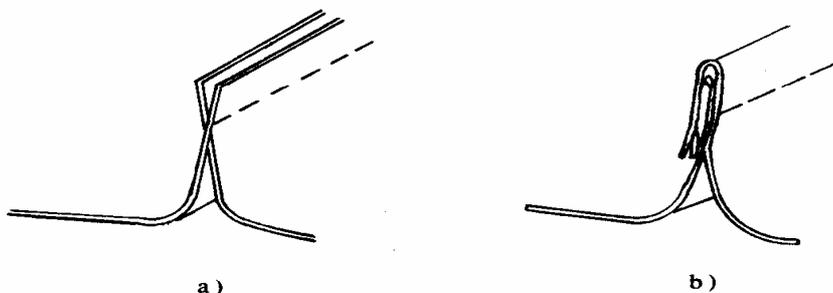


图 6.4.3.3 缝接
a)对面缝接;b)折叠缝接

6.5 袋装砂井

排水固结是软地基处治的有效方法,通过在软地基中设置的竖向排水体(如图 6.5 所示),改变原有地基的边界条件,增加孔隙水的排出途径,大大缩短了软基的固结时间。

砂井法存在以下普遍性问题:

(1)砂井不连续或颈缩现象很难完全避免。

(2)施工设备相对比较笨重,不便于在很软弱的地基上进行大面积施工。

(3)断面大是砂井施工的需要,并非是由于竖向排水的要求,材料消耗大,造价相当高。

袋装砂井的应用,基本上解决了大直径砂井所存在的问题。我国 1977 年首先由交通部第二航务工程局科研所引进这项技术,并结合 711 工程进行试验研究,取得了成功。在公路软基处治中,

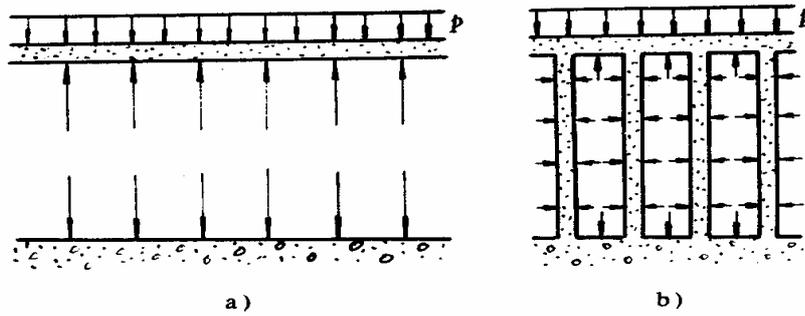


图 6.5 排水法原理

a) 竖向排水情况; b) 砂井地基排水情况

1985 年上海沪嘉高速公路首次试验采用袋装砂井处治软土地基, 取得良好效果, 并在莘松、广佛、京津塘等高速公路得到了推广应用。

6.5.1 材料

6.5.1.1 砂袋可采用聚丙烯、聚乙烯、聚脂等长链聚合物编织, 以专用缝纫机缝制或工厂定制, 目前国内普遍采用的是聚丙烯编织。该材料特点是: 具有足够的抗拉强度、耐腐蚀、便于制作、对人体无害、价格低廉, 但其抗老化性能差。一般直径为 7cm。

6.5.1.2 砂除满足条文中质量要求外, 应保持干燥, 不宜采用潮湿填料, 以免袋内填料干燥后, 体积减少, 造成短井。

6.5.2 袋装砂井施工机械一般为导管式的振动打设机械, 只是在行进方式上有差异。我国一般采用的打设机械有轨道门架式、履带臂架式、步履臂架式、吊机导架式。各类机械性能如表 6.5.2。

表 6.5.2 打设机械性能

打设机械 型号	行进方式	打设动力	整机重 (kN)	接地面积 (m ²)	接地压力 (kPa)	打设深度 (m)	打设效率 (m/台班)
SSD20 型	宽履带	振动锤	345	35.0	10	20	1 500
IJB-16	步履	振动锤	150	3.0	50	10~15	1 000
	门架轨道	振动锤	180	8.0	23	10~15	1 000
	履带吊机	振动锤	—	—	>100	12	1 000

6.5.3 施工工艺具体要求如下:

(1)定位。调正导架垂直度、套管对准桩位、整理桩尖(活瓣式桩尖或混凝土预制桩类)。

(2)打入套管到设计标高。

(3)沉入砂袋,原则上应用桩架将砂袋垂直吊起沉入。当受桩架高度限止(袋装砂井长度超过桩架高度)时,可采用两节套管,砂袋沉入时以人工输入,管口装设滚轮。

(4)拔出套管,须保持垂直起吊。为避免拔管时带出砂袋,可采用向管内注水的办法。

6.5.4 施工质量

6.5.4.1 砂袋灌砂率,由于砂袋制作过程中直径的精确度不高,灌砂率计算出入很大,颇难掌握和检验。有些地方法规(如上海)未予以规定,考虑到国内大部分地区仍按此规定执行,故本规范仍保留灌砂率偏差不大于5%的条文。

6.6 塑料排水板

6.6.1 塑料排水板是一种可以代替袋装砂井排水固结的新型材料,作用原理和设计计算方法与袋装砂井排水法相同。设计时把塑料排水板的断面换算成相当直径的袋装砂井,参照日本构尾新一郎的算式:设塑料排水板宽度为 b ,厚度为 δ ,则换算相当圆的直径 D_p ,按下式计算:

$$D_p = \beta \frac{Z(b + \delta)}{\pi}$$

式中: β ——换算系数,由试验求得,一般当 $L=10\text{m}$ 左右,挠度在10%以下时, $\beta=0.6\sim 0.9$ 。

我国于1983年由华东水利学院、交通部第一航务局科研所、天津港务局在天津新港进行了现场试验,1986年上海市政工程管理局、上海铁路局科研所在莘松高速公路结合实体工程进行了试验研究,都取得了良好效果。塑料排水板固结软基具有排水固结效果好、质量稳定、施工快、成本低等优点。

塑料排水板所用材料、制造方法不同,结构也不同,基本上分

两类。第一类是用单一材料制成的多孔管道的板带,表面刺有许多微孔;第二类是由两种材料组合而成,板芯为各种规律变形断面的芯板或乱丝、花式丝的芯板,外面包裹一层无纺土工织物滤套。国内外工程上所用的塑料芯板结构,主要有图 6.6.1 所示几种。

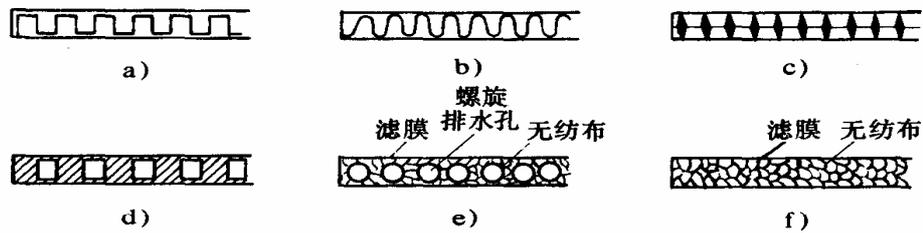


图 6.6.1 塑料排水板的结构

a) 槽塑料板; b) 梯形槽塑料板; c) Δ 槽塑料板; d) 硬透水膜塑料板; e) 无纺布螺旋孔排水板; f) 无纺布柔性排水板

目前国内生产的塑料排水板,如上海、南京、天津等厂家提供的产品鉴定报告,其测试项目不尽相同,试验方法也不完全一致,国内也无统一标准。条文中所列材料质量要求选自浙江省杭甬高速公路技术规范中的有关规定。

6.6.2 一般对均匀的软基振动锤击力参照表 6.6.2 选用。

表 6.6.2 振动锤击振力参考值

长度 (cm)	导管直径 (cm)	振动锤击振力(kN)		长度 (cm)	导管直径 (cm)	振动锤击振力(kN)	
		单管	双管			单管	双管
>10	130~146	40	80	>20	—	120	160~220
10~20	130~146	80	120~160				

6.6.3 塑料排水板施工工艺具体要求如下:

(1) 定位。插带机就位,调正导架垂直度,空心套管中穿入塑料排水板,对中桩位。

(2) 穿靴。将塑料排水板端部穿过预制靴头固定架,对折带子长约 10cm, 固定联结。一般预制靴头可采用铁质或混凝土靴头,如图 6.6.3 所示。将靴头套在空心套管端部,固定塑料排水板,并使其在下沉过程中能阻止泥沙进入套管。

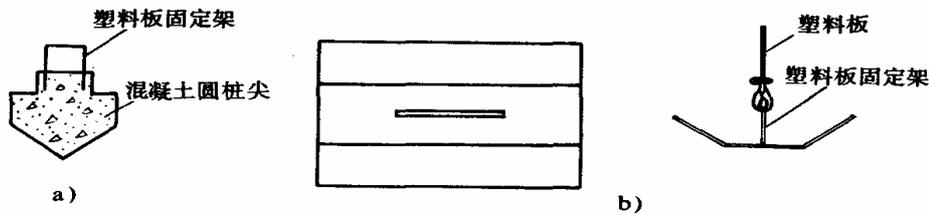


图 6.6.3 桩尖示意图

a) 混凝土圆桩尖; b) 金属倒梯形桩尖

(3) 沉入。松卷扬机, 将套管和排水板激振入地下至设计深度后关机。

(4) 套管拔起。启动卷扬机, 拔出套管, 当下口露出地面, 即可移位。同时将带子剪断, 塑料排水板顶部应伸入砂垫层至少 50cm, 使其与砂垫层贯通, 保证排水畅通。

6.7 砂 桩

在软弱粘性土地基中使用砂桩与原地基构成复合地基 (参见参考文献 62), 砂桩在软弱粘性土地基中有置换和排水两个作用。置换作用使地基承载力增大率和沉降量减少率与置换率成正比。日本经验地基沉降量减少率为 0.7~0.9; 国内在淤泥质亚粘土和淤泥质粘土中形成的砂桩复合地基上进行的荷载试验, 其沉降可比天然地基减少 20%~30%。排水作用同袋装砂井一样加快地基的固结沉降。上海宝山钢铁总厂做的对比试验, 在荷载约为 160kPa 时, 砂桩复合地基沉降稳定时间约 69h~70h, 而天然地基为 190h。京、津、塘高速公路试验资料 (参见参考文献 3、5、60), 在预压高度 5.3m, 预压 6 个月, 固结度达 94%, 均说明了砂桩不仅对促进地基固结有十分明显的作用, 而且能显著减少地基沉降。

6.7.2 表 6.7.2 为常用打桩机技术性能。

6.7.4.1 成桩方法, 在软弱粘土中可选用冲击成桩法, 也可使用振动成桩法。对砂桩质量要求严格或要求小直径管打大直径砂桩时, 可以采用双管冲击成桩法或单管振动重复压拔管成桩法。

表 6.7.2 常用打桩机技术性能

分类	型号,名称	技术性能		适用桩孔直径(cm)	最大桩孔深度(m)	备注
		锤重(t)	落距(cm)			
柴油打桩机	D1—6	0.6	155~187	28~35	5~6.5	安装在拖拉机或履带式吊车上行走
	D1—12	1.2	170~180	35~45	6~7	
	D1—18	1.8	210	47~57	6~8	
	D1—25	2.5	250	50~60	7~9	
电动落锤打桩机		0.75~1.5	100~200	28~45	6~7	—
振动打桩机	70~80(kN) 振动打桩机	激振力 70~80(kN)	—	22~27	5~6	安装在拖拉机或履带式吊车上行走
	100~150(kN) 振动打桩机	激振力 100~150(kN)	—	27~33	6~7	
	150~200(kN) 振动打桩机	激振力 150~200(kN)	—	33~40	7~8	

其成桩工艺如下:

(一)双管冲击成桩法

1. 施工机具

蒸汽打桩机或柴油打桩机,底端开口的外管(套管)和底端封口的内管(芯管),履带式吊车,装砂料斗等。

2. 施工工艺

(1)桩管垂直就位。

(2)锤击内管和外管,沉入土中到设计深度。

(3)拔起内管向外管中灌砂。

(4)放下内管到砂面上。

(5)拔起外管到与内管齐平。

(6)锤击内管和外管,将砂压实。

重复(3)~(6)工序,直到桩管拔出地面。

(二)单管振动重复压拔管成柱法

1. 施工机具

振动打桩机,移动式打桩机架,下端设计成特殊构造的桩管(见图 6.7.4.1),装砂料斗,辅助设备(空压机和送气管、喷嘴射水

装置和送水管)等。

2. 施工工艺

(1) 桩管垂直就位。

(2) 将桩管沉入土中到设计深度。如果桩管下沉速度很慢,可以利用桩管下端喷嘴射水加快下沉速度。

(3) 用料斗向桩管内灌砂。

(4) 按规定的拔起高度拔起桩管,同时向桩管内送入压缩空气使砂容易排出,桩管拔起后核定砂的排出情况。

(5) 按规定的压下高度再向下压桩管,将落入桩孔内的砂压实。重复(3)~(5)工序直至桩管拔出地面。

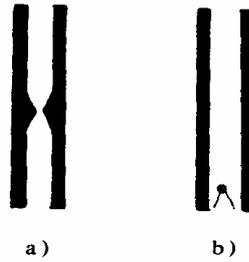


图 6.7.4.1 桩管下端示意图
(a)喉管式;(b)活瓣式

6.8 碎石桩

利用一个产生水平向振动的管状设备,以高压水流边振边冲在软弱粘性土地基中成孔,在孔内分批填入碎石加以振密制桩,与周围粘性土形成复合地基,这种加固技术称为振冲置换法或碎石桩法。与排水固结法相比,加固期短,可以采用快速连续加载方法施工路堤,对缩短工期十分有利。

6.8.1 制作桩体填料宜就地取材,凡碎石、卵石、砂砾、矿渣、碎砖等都可使用,但风化石块不宜采用。各类填料含泥量均不得大于10%。对填料颗粒级配没有特别要求,填料的最大粒径一般不大于50mm,粒径过大不仅容易卡孔,而且能使振冲器外壳强烈磨耗。

6.8.2 碎石桩施工关键是施工中对水、电、料的控制。这些又都与地基土质条件有关,在设计中预估这些因素是很困难的,具体应用时要靠实际经验。因此对大型重要工程必须进行现场制桩试验和必要的测试工作,以论证设计参数的确定和制定施工工艺的控制标准。

6.8.3 振冲器型号主要有 ZCQ—13、ZCQ—30、ZCQ—55 三种,其主要技术参数见表 6.8.3。

表 6.8.3 振冲器技术参数

型 号	ZCQ —13	ZCQ —30	ZCQ —55	型 号	ZCQ —13	ZCQ —30	ZCQ —55
电机功率(kW)	13	30	55	振 幅 (mm)	4.2	4.3	5.0
转 速 (r/min)	1 450	1 450	1 450	振冲器外径(mm)	274	531	450
额定电流(A)	25.5	60	100	长 度 (mm)	2 000	2 150	2 500
不平衡重量(N)	290	660	1 040	总 重 量 (kN)	7.8	9.4	16.0
振 动 力(kN)	35	90	200				

6.8.4 施工工艺具体要求如下：

(1)定位。起吊振冲器,对准桩位,检查水压、电压和振冲器的空载电流是否正常。

(2)成孔。打开水源,启动振冲器,使其在压力水冲击作用和振动作用下贯入地层至设计深度。

(3)清孔。成孔后,孔内泥浆稠度大,为排出孔内稠浆,振冲器在孔底停留约 1min,借助压力水将泥浆排出。

(4)制桩。采用连续加料法自下而上逐段制桩,每次填料数量根据土质条件而定,一般每填料 0.15m³~0.5m³,将振冲器沉至填料中进行振实。当振冲器工作电流达到密实电流时迅速提起,再继续加料、振密,如此反复直至孔口。

桩的施工次序一般是“由里向外”或“一边推向另一边”(如图 6.8.4),有利于挤走部分软土。对抗剪强度很低的粘性土地基,为减少制桩时对原土的扰动,宜用间隔跳打的方式施工。当加固区毗邻其他建筑物时,为减少对建筑物的振动影响宜按图 6.8.4d)所示的次序施工。

(5)关机停水。振冲器完成一根碎石桩后,即关机停水,移位至下一桩位施工。

6.8.7 施工质量检验,常用的方法有单桩荷载试验和动力触探试验;加固效果检验,常用的方法有单桩复合地基荷载试验和多桩复合地基大型荷载试验。无论施工质量检验还是加固效果检验,不可能每根桩都进行,而是要用随机抽样的办法确定哪些桩应该进行检验。

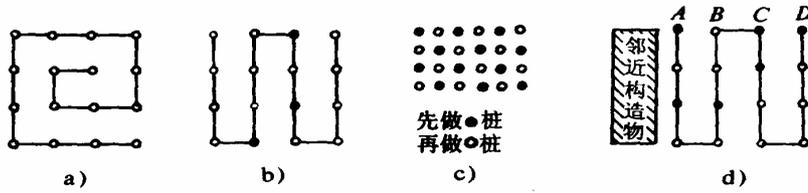


图 6.8.4 桩的施工顺序

a)由里向外;b)一边推向另一边;c)间隔跳外;d)建筑物附近施工顺序

动力触探试验,根据交通部重庆公路科学研究所 1990 年研究资料,对碎石桩结合荷载试验,进行了动力触探对比试验,提出表 6.8.7-1 中的建议值,作为判别桩体密实度标准,此时单桩承载力不低于 600kPa。

湖北省综合勘察院提出采用表 6.8.7-2 的判别准则,以检验碎石桩的密实程度。

表 6.8.7-1 碎石桩密实度判别标准建议值(重庆)

每阵击贯入深度 $\Delta s(\text{cm})$	每阵击锤击数 $N_{63.5}$ (击)	密实程度	每阵击贯入深度 $\Delta s(\text{cm})$	每阵击锤击数 $N_{63.5}$ (击)	密实程度	每阵击贯入深度 $\Delta s(\text{cm})$	每阵击锤击数 $N_{63.5}$ (击)	密实程度
10	>7	密实	10	5~7	不够密实	10	<5	松散

表 6.8.7-2 碎石桩密实度判别标准(湖北)

连续 5 击下沉量(cm)	密实程度	连续 5 击下沉量(cm)	密实程度
<7	密实	10~13	不够密实
7~10	不够密实	>13	松散

6.9 加固土桩

6.9.1 加固土桩主要是以水泥、石灰等材料作固化剂的主剂,利用深层搅拌机械和原位软土进行强制搅拌,经过物理化学作用生成一种特殊的具有较高强度、较好变形特性和水稳性的混合柱状体。它对提高软土地基承载能力,减少地基的沉降量有明显效果。

按固化剂形态可分为浆液固化剂和粉状固化剂。

在国外(主要是日本、瑞典)浆液固化剂 70 年代中期在地基加固工程中实际协用。国内由冶金工业部建筑研究院和交通部水运规划设计院合作,于 1977 年 10 月开始进行深层搅拌法的研究,1980 年在上海宝山钢铁总厂软土地

基加固工程使用获得成功，并通过冶金部级鉴定。

对粉体固化剂，1967年瑞典 Kjeld Pans 提出使用石灰搅拌桩加固 15m 深度范围内的软土地基的设想，并于 1971 年在现场制成第一根用生石灰作为加固料制成的搅拌桩。近十多年来，石灰粉喷射搅拌加固软土地基技术在瑞典、芬兰、挪威、法国、英国、原联邦德国、美国、加拿大等国家得到广泛应用。国内铁道部第四勘察设计院于 1983 年初开始引进该项技术进行试验研究，1985 年 4 月通过铁道部技术鉴定，建议逐步推广使用。1992 年该院在沪宁高速公路、沪嘉高速公路延伸段，利用水泥粉体喷射搅拌桩加固软土地基高路堤的试验，取得一定效果。

6.9.2 粉喷桩施工前需先进行工艺性试验，以便掌握施工现场的成桩经验及有关技术参数。试验的桩数不宜少于 5 根。

6.9.3 影响粉喷桩加固软土地基的质量因素很多，试料土的采集应保持原来含水量，水泥石拌和均匀。在室内制备不同配比的试件，进行不同龄期的无侧限抗压强度试验，选取符合设计强度的配比作为现场施工的配方依据。当施工现场所用粉料品种与标号同室内试验所用的不同时，为保证粉喷桩强度满足设计要求，对每一批不同规格的粉体应备样进行配比试验。大量试验表明，7d 龄期的水泥石试块强度可达标准强度的 30% ~ 50%，所以进行短龄期的强度试验，即可判断是否满足要求。

6.9.4 加固土桩施工工艺具体要求如下：

(1) 定位：调正导轨垂直度，钻头对中桩位。

(2) 预搅下沉：启动电机，放松起吊钢丝绳，空压机送气，使钻头沿导轨

下沉钻进至设计深度。注意工作电流不应大于额定电流。

(3) 钻杆提升：粉体发送器送灰至喷灰口（或开启灰浆泵待浆液到达喷浆口），按规定的提升速度，边喷、边搅拌、边提升直至桩

顶。一般表层 50cm 土层侧向约束软弱，成桩不利，因此停灰面宜在离地面 50cm 处。

(4) 复拌：关闭粉体发送器（或灰浆泵），为保证软土与固化剂搅拌均匀，再次将钻杆下沉至设计要求深度，再搅拌提升至地面。

6.9.7 施工机械

对浆液固化剂，主机为深层搅拌机。

SJB—1 型深层搅拌机是由冶金部研究总院和交通部水运规划设计院合作研制的双搅拌轴、中心管输浆方式的搅拌专用机械，其技术数据汇总见表 6.9.7-1。

表 6.9.7-1 SJB—1 型深层搅拌机技术数据汇总

(引自冶金部建筑研究总院)

深层搅拌机	搅拌轴数量(根)	2	固化剂制备系统	灰浆拌制机台数×容量(L)	2×200
	搅拌叶片外径(mm)	700~800		灰浆泵输送量(m ³ /h)	3
	搅拌轴转速(r/min)	46		灰浆泵工作压力(kPa)	1 500
	电机功率(kW)	2×30		集料斗容量(L)	0.4
提吊设备	提升力(t)	大于 10	技术指标	一次加固面积(m ²)	0.7~0.88
	提升高度(m)	大于 14		最大加固深度(m)	10
	提升速度(m/min)	0.2~1.0		效率(m/台班)	40
	接地压力(kPa)	60		总重(不包括吊车)(t)	4.5

GZB—600 型深层搅拌机是由天津机械施工公司利用进口钻机改装的单搅拌轴、叶片喷浆方式的深层搅拌专用机械,其技术数据汇总见表 6.9.7-2。

粉体固化剂的施工机械主要是钻机、粉体发送器、空气压缩机、搅拌钻头。

钻机必须要求动力大,扭矩大,适合大直径钻头成桩,具有正向钻进、反转提升的功能,提升力大并能实现匀速提升。

粉体发送器:能满足定时定量发送粉体材料,并附有计量设备。

空气压缩机:根据工程地质条件和加固深度选型,一般压力不需很高,风量也不宜太大,空气压力一般为 0.2MPa~0.4MPa。

搅拌钻头:钻头型式应保证反向旋转提升时,对柱中土体有压实作用。钻头直径与设计粉喷桩桩径相适应,一般为 500mm。

表 6.9.7-2 GZB—600 型深层搅拌机技术数据汇总

(引自吕同庆,1985)

深层搅拌机	搅拌轴数量(根)	1	固化剂制备系统	灰浆拌制机台数×容量(L)	2×500
	搅拌叶片外径(mm)	600		泵输送量(L/min)	280
	搅拌轴转速(r/min)	50		工作压力(kPa)	1 400
	电机功率(kW)×台数	30×2		集料斗容量(L)	180
提吊设备	提升力(kN)	150	技术指标	一次加固面积(m ²)	0.283
	提升速度(m/min)	0.6~1.0		最大加固深度(m)	10~15
	提升高度(m)	14		加固效率(m/台班)	60
	接地压力(kPa)	60		总重(t)(不包括起吊设备)	12

7 路堤施工与观测

7.1 一般规定

7.1.1 (1) 软土地基路堤施工，也同一般地区路堤施工一样，在施工时要对现场进行实地调查和核对。但由于软土地基需要作些处理工程，故特别强调对不符合实际情况的设计内容，不仅需要进行修改设计，而且要作些补充地质勘察工作，以保证修改设计的质量。

(2) 在软土地基处路堤施工前，一般先安排试验工程。因此正式施工时，施工单位不仅要熟悉施工设计文件，而且还应掌握试验工程的有关资料，应用其成果，吸取其经验，以指导路堤施工。

7.1.3 软土段路堤施工，需埋设一些观测和测试仪器，并及时测试，指导施工，以确保施工安全和路基稳定。

7.1.4 软土地区路堤施工应尽早安排，一般提倡用充裕时间，采取路堤自然沉降，求得固结，逐渐趋于稳定。力求少花或不花钱取得进行深层地基处理的效果，即达到“以时间换金钱”的目的。

我国基建程序是工程未批准立项前，资金往往未到位，征地也没有依据，工程难以开工。一旦上马，又由于工期紧迫，而不得不采取一些处理措施，以加速地基排水、固结，达到稳定。但此时也应提前进行，尤其是控制工期的桥头、涵洞等构造物处路堤应注意提前开工。同时应注意充分利用南方深秋至春初间的少雨黄金季节和北方少冰雪、无冻土、避开汛期的旱季暖天等有利时期施工，以达到事半功倍的效果。具有代表性路段，宜结合本路采用方案同时还可适当增加些处理方案，在主干线上选择一段路做试验工程，提前施工，以取得一些经验和数据，对原设计进行检验，并据以指导施

工。上述多作几个处理方案的目的是从试验结果中予以优选。

7.1.5 软土地区地表面层往往一般有厚度不等的硬壳层,它可以使路堤底部所受应力得到扩散,起到最佳支承作用,因此应加以保护,并充分地利用。尤其是低路堤效果更佳,以至当稳定的硬壳层达到一定厚度时,无需采用任何深层技术处理措施,便得到沉降量最小的效果。

7.2 路堤填筑

7.2.2 软土路堤施工时所挖淤泥应尽量加以利用,对环境也可起到保护作用。如放置于荒地上、洼塘中,可造田、造地,或另作围堤放于路堤旁起反压作用,亦可将鱼塘淤泥用作肥料。

7.2.4.4 软土上路堤施工因沉降不均匀,往往路堤中间部分沉降量大,靠外侧边坡部分沉降量小,外观上类似一个“盆形”——沉降盆,影响排水固结效果。为此在填筑路堤时,一般均设置砂垫层,既起排水固结通道作用,又能扩散路堤基底应力,从而提高路堤的稳定性。

7.2.5 软土路堤在填筑过程中,曾发生过不少侧向滑移、纵向开裂、剪断桥台及其桩基,以及毁坏邻近房屋和农田等事例,为了保证施工及安全,必须注意严格控制施工速率。

本规范规定控制填土速率的标准:沿路堤中线地面沉降速率每昼夜不宜大于 1.0cm;坡脚水平位移每昼夜不宜大于 0.5cm,而且每填一层土,应测定一次。现将有关路线采用的技术标准介绍于下:

表 7.2.5 有关路线采用的技术标准

路线名称 标准(cm)	京津塘 高速公路	杭甬高 速公路	佛开高 速公路	深汕高速公 路试验工程	泉厦高速 公路工程	部颁路基施 工技术规范
垂直沉降	1.0	≤1.0	<1.0	1.3~1.5	1.0	≠1.0
水平位移	0.5	≤0.5	<0.5	0.5~0.6	0.2	≠0.5

本规范采用标准为通用标准,即《公路路基施工技术规范》(JTJ 033-95)规定的:垂直沉降不大于 1.0cm/昼夜,水平位移不大于 0.5cm/昼夜。

7.2.6 软土地基施工时,要特别注意路堤和桥涵、通道等人工构造物衔接部位的施工,以尽量减少因不均匀沉降而出现的“跳车”现象和为此而投入的

经常维修工作。

根据各地的经验，一方面要求桥台处路堤应提前施工预压；另一方面是桥背填土采用内摩擦角大于 35° 的渗水性土填筑，并注意分层压实，对压路机难进场工作的部位用小打夯机夯实。

7.3 吹填砂路堤

7.3.1 吹填砂路堤的砂料场，应尽量选在靠近软土施工地段的通航海湾或河流上，并事先对料场进行认真调查，使砂料的质量及储量得以保障。

7.3.3.1 采用直接吹填之砂层，一般具有 90% 的压实度，但吹填路堤上部应用碾压机具，进行有效压实。

吹砂路堤的压实机具，应优先采用重型振动压路机和冲振法进行。由机械或人工推运的扰动砂层，无论其所在层次如何，均应碾压到要求的密实度。

7.3.3.2 挡水堤的尺寸，一般应按设计图纸的要求施工。设计时可参考下列数据：

最终顶部宽度不小于 1.0m，其外边坡一般为 $1:1.5 \sim 1:20$ ，内边坡为 $1:0.75 \sim 1:1.5$ ；水下挡水堤外边坡一般采用 $1:2 \sim 1:3$ 。

抽吸吹填砂，可采用二级（或三级）方式进行。如二次抽吸是由一次抽吸设备，通过砂管将砂料输送到一段距离，排至河流或有足够容积的不渗漏之库塘或土坑中后，再由二次抽吸设备将砂送至施工路段吹填。

7.3.4.1 吹砂路堤之盲沟，一般在吹填完成后开挖修筑，以免吹填时被泥水淤塞，丧失排水能力。盲沟可全由干砌片石修筑，或在沟壁上盖以混凝土板，内填片石亦可；盲沟尺寸及距离，应根据计算确定。

路堤吹填时，往往有大量河水及泥土流出，应迅速加以排除。排除时要与当地有关部门及农田、水利经营者取得联系，以免造成危害。在不容许大量吹填泥水横向排除路段，应修筑不透水挡土堤，以引导水流流向纵向，流到合适位置再行排除。

7.3.5 凡砂料直接暴露的路堤，均应铺筑包边土，以防路堤崩塌和冲刷，它也是边坡的一种防护方法。

包边土可采用粘性土修筑，厚度一般为 40cm ~ 100cm。

在铺包边土前，应对填砂路堤按设计边坡陡度进行修整。

7.4 粉煤灰路堤

7.4.1 粉煤灰用作路堤一般有三种类型：

- (1) 全部用粉煤灰作为填料，外面边坡采用包边土加固；
- (2) 粉煤灰及土以夹层填筑；
- (3) 粉煤灰、土（或砂）混合后填筑。

7.4.2 粉煤灰在使用前，应对原材料进行试验，以测定其化学、物理、水理性质和路用性质，合格者方可使用。

对掺入的土（砂）需作混合料技术指标试验。

对土及砂亦应进行试验。

7.5 矿渣路堤

7.5.1 矿渣是高炉重矿渣的简称，是炼铁高炉的熔渣，从高炉运到渣场后，在大气中自然冷却凝固的废渣；或凝固后通过浇水使之加快冷却，或经过一定时间的自然消解，再经过破碎加工，即为矿渣碎石，用这种材料填筑的路堤强

度高、造价低，并可变废为宝。在京津塘高速公路地区曾广泛使用。

国外应用矿渣作建筑骨料，已有约 100 年的历史，现已成为具有商业价值的产品。国内应用矿渣始于 50 年代，公路工程建设于 70 年代在塘沽疏港路应用。国内应用矿渣虽已有几十年的历史，但普及程度不够。这是因为这些废渣中含有一定量的游离石灰或石灰固溶体，该石灰在遇水后水化生成 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ，体积增加近一

倍，会使渣块膨胀粉化。经冶金部门矿渣研究单位试验证明，经过一定时间陈放并自然消解的陈渣，水稳定性都是较好的，使用结果也表明其稳定性是足够的，能在道路工程中使用。其一般性质见表 7.5.1-1 与 7.5.1-2 所列。

表 7.5.1-1 矿渣主要化学成分(%)

SiO_2	Al_2O_3	CaO	MgO	Fe_2O_3	MnO
25~40	50~20	20~50	0.5~4	0~2	0~5

表 7.5.1-2 矿渣一般物理、力学性质

相对密度	松方单位重(t/m^3)	压碎值(%)	吸水率(%)
2.06~2.86	1.15~1.30	33.8~36.0	10.0

7.5.2 矿渣路堤由于粒径大铺筑层厚,应用 30t~40t 大吨位压路机带锯形齿履带式更佳。

7.6 沉降与稳定观测

7.6.1 在软土地基上修筑高等级公路路堤,最突出的问题是稳定和沉降。为掌握路堤在施工期中的变形动态,施工期间必须进行动态观测(参见参考文献 58)。动态观测项目除设计有明确的要求外,一般视工程的重要性的地基的特殊性,以及观测对施工的影响程度等来确定。高速公路、一级公路或二级公路设计车速高,路面平整性要求高,因此,规定施工过程中必须进行沉降和稳定观测,一方面保证路堤在施工中的安全和稳定,另一方面能正确预测工后沉降,使工后沉降控制在设计的允许范围之内。

7.6.3 观测点应设置在需要观测的位置,它将直接反映出测点处地基变形情况,因此,测点的设置位置不仅要根据设计要求,同时还应针对施工掌握的地质、地形等情况调整或增设。

沉降和稳定等观测点最好设在同一横断面上,这样有利于测点看护,便于集中观测,统一观测频率,更重要的是便于各观测项目数据的综合分析。

7.6.6 测点保护工作十分重要,很多试验由于观测后期对测点保护不力,或不保护,致使测点破坏或管子阻塞而无法继续观测,造成前功尽弃。因此,在本条中强调了对测点的保护,旨在观测工作能善始善终,取得满意成果。

7.6.8 观测频率应与位移速率相适应,位移越小,观测频率也可减慢;反之位移越大,观测频率越要加快。一般路堤在极限高度以下,位移较小,观测次数可少些。极限高度以上填筑时,路堤极易失稳,因此,要求每填一层均要观测,间歇期要增加测次;当位移曲线骤然变大时,更要跟踪观测,分析原因,并考虑是否需要采取措施。

7.6.10.1 对地基稳定性最好是埋设深层测斜管进行观测,但由于测斜管

埋设难度大，测定工作量也大，对生产路段来说不太现实，因此，一般均通过在路堤趾部以外埋设位移边桩来观测其位移情况。由于其简单易测，故为一般工程常用。

地面横向位移标（边桩）观测断面纵向的设置间距（100m~200m）是以目前国内几条高速公路通常采用的间距为依据确定的，其中考虑了既要了解掌握地基位移情况，又不致给施工单位增加过大的工作量。这里重点强调了桥头纵向波脚、填挖交界的填方端、沿河等特殊路段应酌情增加设置观测点，因为这是极易失稳的部位，故本款对这些特殊路段提出增加测点的要求。

7.6.10.2（1）边桩的设置个数是以控制路基稳定为目的而确定的。如果路基失稳，路堤两侧一定范围内必定会有隆起的迹象，因此，边桩应打在最可能隆起的部位。根据有关试验路资料和工程实践，一般地基失稳隆起位置大都在趾部至以外10m处范围内，因此，本规定除要求进桩设置在这一范围内外，还要求应结合根据地基条件预测的可能出现的滑裂面位置，来设置位移边桩。

（2）边桩的长度应是原地面以下要求的埋深加所穿过的填筑层厚度和外露高度之和。

7.6.10.3 工作基桩是作为控制测点的基准桩，因此，必须打设在变形区以外。一般软土地基多在平原地区，软土区域分布很广，靠数米长的预制桩打入作为控制基桩不保险（人为影响而变位）。因此，本条建议采用废弃钻孔无缝钢管作为桩身，采用钻孔设备打入，可使桩身埋入土中10m以上，这样可保证基桩的基准性和测点的长期观测。

7.6.10.4 校核基点用以控制工作基点，要求布设在变形区以外地基稳定

的地点。平原地区可用预制混凝土桩或无缝钢管（钻孔废弃的）作桩体，打入深度要求大于 10m。丘陵或有岩体露头的区域，可采用预制混凝土桩打到硬土层或直接以坚硬的露头岩体作基点。总之，校核基点（桩）在使用过程中不能有位移。

7.6.10.6 地基土体内部水平位移的观测，首先需要深埋测斜管，通过测斜仪进入测斜管测定沿深度方向各点的水平位移值。测斜管的埋设要求很高，既要埋深至无水平位移的深层硬土中，又要严格控制测斜管在土中的垂直度，而且观测工作量也较大，故一般不作为常规施工生产路段的观测项目。但沿河、临河等凌空面大而稳定性很差的路段，为防止施工中路基失稳或有效地控制路基填筑速率，根据需要确定进行这一观测项目。

7.6.11 路堤施工沉降观测的目的主要有三个：一是控制填土速率；二是根据实测沉降曲线预测地基固结情况，根据推定的残余下沉量确定填方预留沉降量、余宽及涵洞的预留沉降量和断面余量，同时确定构造物和路面结构的施工期；三是实测路堤沉降为施工计量提供依据。因此，一般软土地基路段施工，要求每间隔 200m 左右设置一个观测点。桥头引道路段至少设置 3 个观测断面，第一块沉降板应设置在桥头搭板末端或桥台桩位处（有台前预压时），沉降板间距离不宜超过 50m。

7.6.11.3 无论在纵向还是在路堤横向，沉降板布点越多，测得的结果越能反映路堤沉降的真实性。但测点越多，无论是费用还是测试工作量、测点保护工作量和测点对施工的影响等方面因素都有增加，从满足需要与施工便利性考虑，一般路段沉降板设置在路中心，桥头引道增设路肩及坡趾（可用边桩兼

测)测点。

沉降板结构除测杆使用具有一定刚度金属管较妥外,底板也可用混凝土浇制,保护套管可用硬质并具有一定强度的塑料管。保护管作用是使测杆处于自由状态,防止测杆与路基填料直接接触发生摩擦,影响沉降结果。

测杆项应略高于套管上口,这是因为观测时水准尺要直接置于测杆顶,若套管高于测杆则无法立尺。

盖顶距碾压面高度不宜大于 50cm,有两个原因:一是沉降板接长后自由高度过大时易损坏,自然力或人力作用易折断或弯曲,标高变化或者测杆与套管卡住,而不反映正确的沉降量;二是自由高度过大,则立尺不稳或无法立尺。

7.6.11.4 观测仪器采用 S_1 及 S_3 水准仪。 S_1 水准仪作二等水准测量用,主要用于工作基桩和校核基桩标高检测; S_3 水准仪作三等水准测量用,主要在填筑过程观测沉降用。

7.6.11.5 利用工作基准桩及校核基拉观测水平位移和沉降,可以了解到地基变形范围及桩本身处的变位情况。

7.6.12 沉降测点保护与位移测点保护同样重要,除考虑施工机械碰撞外,还应考虑现场环境、人为因素的损坏。

8 试 验 工 程

8.1 一 般 规 定

8.1.1 软基试验工程是以验证设计和指导施工为主要目的的工程项目,为保证工程质量,本条规定处于软土地基上的高速公路、一级、二级公路应结合

工程提前修筑试验工程。因试验工程属前期工程，故要求在工程全面开工前取得试验成果（参见参考文献 58）。

8.1.2 试验工程不同于一般的试验路。试验路只单纯地解决某个难点；而试验工程所解决的是从设计到施工的各方面的综合性问题，不但试验内容多，而且研究的深度也较深，还必须有针对性。

8.1.4 选址要求

8.1.4.1 试验工程应选址于被指导的路段上。但因属前期工程，由于某些原因还不能在即将实施的路段上进行试验时，可选在地质、填料、路堤型式、填高与实施工程相一致邻近主线的其它路段上。

8.1.4.2 软基试验工程主要是对在软基上填筑路堤进行设计与施工方面的试验研究，因此，选址时应尽可能考虑减少其它因素对其试验的影响，故要选在方便施工的、纵坡较小和直线段上。试验路段长度的确定应考虑到路堤宽度，路段长度至少应大于两倍的路堤底宽。另外，还应考虑填筑时施工机械的上下和掉头的长度。如果试验段两端有构造物，则应考虑人工构造物与路堤邻接部分的填筑的特殊性要求对试验段的影响，故要求它们之间的距离不小于 2.5 倍底宽。

8.1.4.3 许多公路工程的施工辅道设在施工路堤的两侧。但对于软基试验工程来说，紧靠路基的施工便道，由于施工车辆的往返通行，特别是重车的通行，对地基的影响很大，如果靠的太近，对试验段观测值有直接的影响，因此，要求试验路段两侧不设或远设辅道。

8.1.6 不论采用何种软基处理方法，软土的固结均有一个过程，一般 3m~

4m 高路堤，填筑期需 3~6 个月左右。若采用深层排水处理方法，从计算看，预压 6~12 个月，地基固结度一般可达到 80%~90%。然而，由于地基性状不一，其固结时间也不同。从实测情况看，地基实际固结速度一般要比计算来得慢。杭甬高速公路软基试验工程有几个观测点，预压时间两年，其固结度才达到 90%左右。所以，要求观测期从路堤填筑开始算起至少有 1 年半以上时间。

8.1.7 目前软基测试技术发展很快，仪器、设备也很多，观测仪器、设备的好坏直接关系到观测数据的可靠性。因此，要求严格选型，挑选质优价廉的观测仪器。特别是有些埋置式仪器（如孔压计、土压计），出厂后有个相对的稳定期，要求仪器的埋置时间必须在它本身的稳定期后。故规定所有仪器在试验工程开工前两个月准备好（包括计量仪器的标定和稳定期）。

8.2 试验工程地质勘察

8.2.3 我国目前地基的原位测试技术也发展很快，原位测试可避免由于取样、运送、试验过程引起的扰动和试验误差。但由于当前的计算理论还未能完全与之相配合，因此，靠钻孔取样试验取得土性指标来进行计算的一整套设计方法还不能完全由原位测试替代。所以，要求在机钻的同时，还必须采用原位测试手段辅助验证，这种两者结合的方法既可提高计算值的可靠性，又可帮助分析土层分布及土性状况。

8.2.5 山前坡地、沿河路段，由于其地基土层横向倾斜或土性变化大，再加上路堤一侧凌空面大，故是失稳最易发生的地方，因此对于这种路段要重点勘察地基的横向情况。

8.3 试验工程设计

8.3.1 试验工程除应进行常规的施工图设计外，还应专门进行观测设计。

观测设计对于试验工程十分重要，它是试验方案的具体体现，也是试验研究不可缺少的基础工作。因此，在这一节中对工程设计和观测设计明确了设计的内容和要求。

8.3.2 (1) 各试验区段的划分主要依据不同的地基条件和处理方案以及路堤结构型式，一般一种地基情况采用一种处理型式或一种结构型式为一个试验观测区段。

(2) 有些观测仪标(井)可在地基处理之前埋设，如地下水位井，不受路堤加载影响的测量基准桩、沉降板。有些需要在地基处理之后填筑之前埋设，如需要深埋的测斜管、孔隙水压计、土压力计、深层沉降计等。若先埋后地基处理，则在处理时极易触及仪标，而致受损或遭破坏。因此，在设计中应根据各种仪器埋设部位明确埋设时间，以便与施工配合。

(3) 软土地基在路堤荷载作用下发生沉降。由于路堤呈梯形断面，因此，路堤沉降呈盆形，即中心沉降大，两侧沉降相对要小。沉降后的路堤边坡坡率已不是原填筑时的坡率，因此，填筑坡率陡于设计坡率。设计时应计算沉降前后的坡率变化，使沉降后的路堤边坡与设计坡率吻合，故除提出路堤设计坡率之外，还应提供施工坡率。

8.3.3 观测设计是试验工程特有的设计项目，其设计应针对试验观测内容进行。有关观测标点设置位置、观测用仪器的名称和型号、仪标埋设要求、保护装置以及加工件的设计等均应明确和提供设计图纸。

8.4 试验工程观测

8.4.1 变形观测、应力观测和承载力观测中所包括的项目均属目前国内外土木工程常规采用的观测项目，这类观测技术简易直观可靠，已被广泛接受和认可，以此作为软基试验的观测完全能适应目前工程建设的需要。从仪器设备方面看也是常用而比较容易办到的，经济上也是与近期国力相适应的。

8.4.2 每个试验观测段均有一组不同内容的观测点。为便于施工各观测数据的互相验证和分析，要求同一个试验段中的所有测点尽可能集中布置在同一个观测断面上。观测表中所列项目为试验工程常用观测项目。

有关试验工程测试点布置，示例如下：

(1) 平面布置

一种试验观测段落中的各种测点宜集中布设于垂直于路堤中线的横轴线上。当测点多而在横轴线上布设不下时，应紧靠轴线两侧布设；当路基设有中央分隔带时，路中的测点应布设于中央分隔带中；当路基不设中央分隔带时，外露测点应采取保护措施，以防碰撞损坏。平面布置示例见图 8.4.2-1。

(2) 横向立面布置

外露的测标一般布设在路中、路肩、边坡及路基以外部位；水杯、上压力盒及单孔出水量井等隐埋式测点根据需要可在全断面布设。边坡趾部及以外边桩视地基变形情况确定测点位置。孔隙水压力计要求一孔单只埋设，深度方向不在同一垂线上，但平面位置上应尽可能聚集在一起，以便于电缆集中外引和保护。立面布置见图 8.4.2-2。

8.4.3.1 地面沉降观测一般用沉降板或水杯观测法。沉降板埋设简单易测，

为一般工程单位所接受，但测杆外露，易遭施工车辆或机械的碰撞而受损。水杯的装置较复杂，加工精度要求高，埋置时难度亦较大，它能进行多个测点观测，但观测工作量相对较大，又由于测定的是水杯的水位，故高温天气对测值会有些影响。因此，本款仅提沉降板观测。若试验工程需要和测量条件允许也可采用水杯观测法，采用时可参照其它有关此法的规定和要求。

8.4.3.2 通过土体内部沉降观测，可以了解到软土层在沿深度方向各层次及某一层位土体的压缩情况。分层沉降标置深度可贯穿整个软土层厚，各分层测点布设间距一般为 1.0m，甚至更密。深标

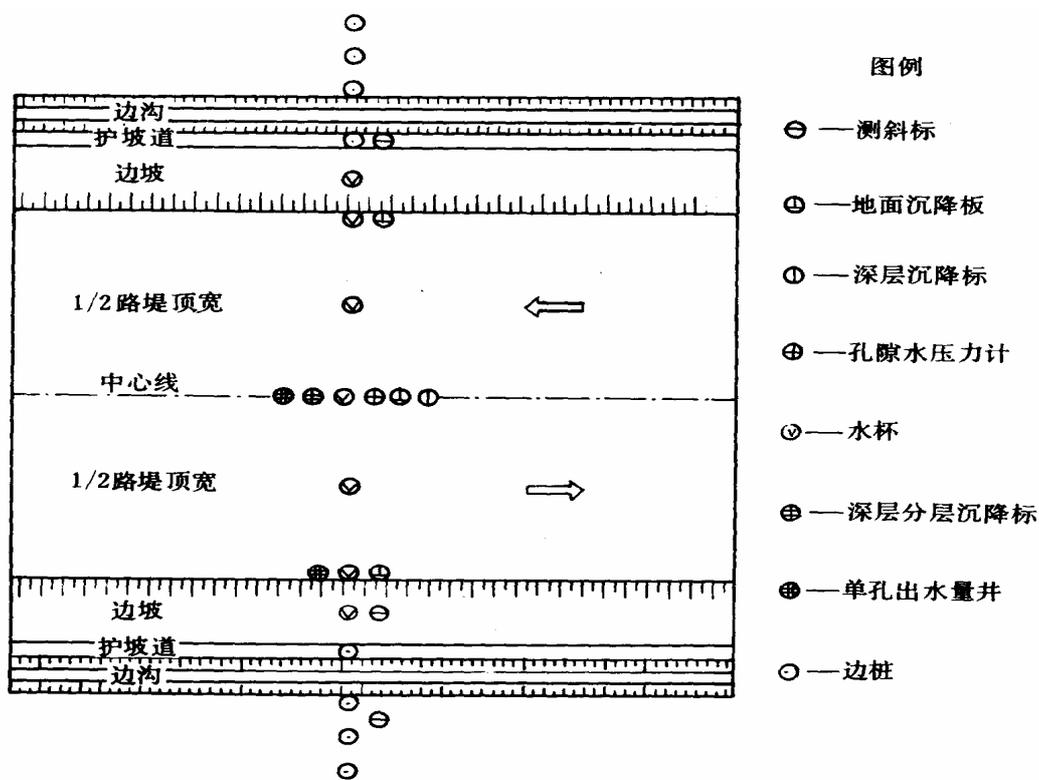


图 8.4.2-1 观测断面仪标平面布设

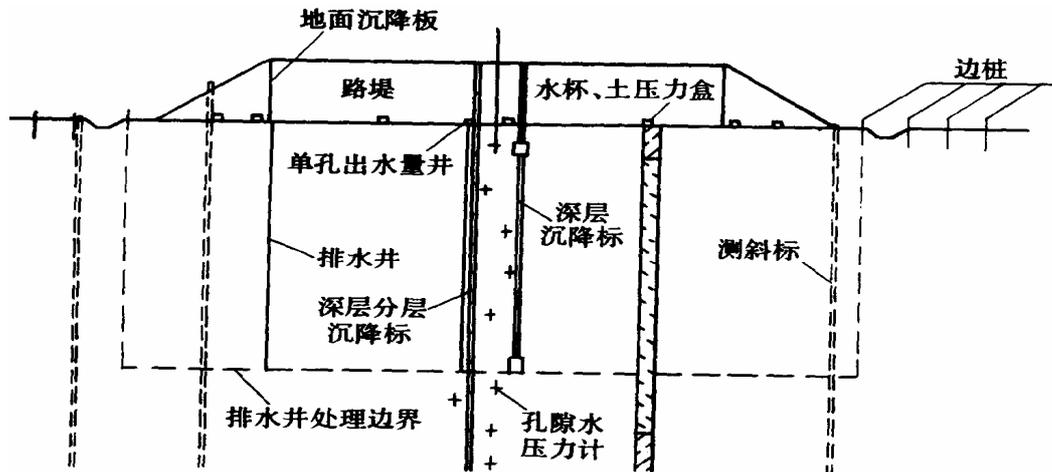


图 8.4.2-2 观测仪标立面布设

是测定某一层位以下主体压缩量的，故深标的埋置位置应根据实际需要而确定。如对于软土层较厚，排水处理又不能穿透整个层厚时，为了解排水井下未处理软土的固结压缩情况，深标可设至未处理软土须面（排水井底面）。

8.4.4.1 我国几条高速公路的软基试验工程观测资料均证实，地基在路堤荷载作用下，主体最大的水平位移发生于地面以下 5m~8m 的范围内，而地面的位移要比最大点的位移小得多。由此可知，土体的破坏不是从地表面开始向下发展，而是从 5m~8m 处的最大位移点逐渐向上发展，根据这一实际情况，试验工程中路堤范围之内水平位移的观测要求采用测斜管法。

8.4.4.2 路堤范围之外地基的侧向水平位移观测采用边桩法是基于此法设点简易，观测方便，并可兼测地表沉降或隆起。但由于埋置深度浅，位移测值小，故边桩测量仪器要求采用精度高的精密水准仪。

8.4.5 通过在地基土体内部埋设孔隙水压力计观测土体孔隙水压力变化，以便掌握地基在承受不同排水条件下、不同附加应力时的固结状态，从而了解并据此分析地基土固结程度及地基处理效果。

8.4.5.4 要保证埋设后的孔隙水压力计具有 100% 的成活率，埋设是个关键，而埋设中的封孔成了关键的关键。从我国已做的几条高速公路软基试验路孔压计埋设情况看，一孔多只的埋设方法难以保证只只成活，也难以保证上下测点串孔。浙江省杭甬高速公路绍兴试验路采用的有一孔单只埋设，也有一孔数只埋设的，观测结果表明，一孔单只埋设的成活率达到 100%，而且观测数据可靠；而一孔多只的，成活率低，即使成活，但有些由于封孔不密闭，上、下串孔，导致观测数据异常。因此，还是提倡一孔单只的埋设方法。

8.4.6.1 土压力计的选型内容包括根据被测点应力或反力的大小确定其规格、土压力计的内部结构（应变式或钢弦式）以及其外形构造。

8.4.6.2 土压力计可测定路堤基底、土工织物底面、结构基础底面、地基浅层不同深度地基反力，以及墙背等位置的应力，也可测定复合地基单桩及桩间反力。

8.4.8 地下水位井主要是了解试验区地下水位随季节变化情况，它所反映的是区域内水位自然变化的情况，以此检验试验区的孔隙水压力。由于路堤应力范围是随路堤宽度和高度的不同而不同的，如 26m 宽度、3m~4m 高的路堤，一般应力影响范围可及至坡脚外 50m 之远，因此，地下水位井的埋设尽可能在 50m 之外。

8.4.9 单孔出水量井是通过设置在单个排水井（袋装砂井或塑料排水带）顶部的出水装置，观测单个排水井出水量情况，其中包括路堤施工过程中的出水量、出水率（日出水量），以此检验分析地基处理效果及地基固结情况。

8.4.11 资料分析

8.4.11.1 观测数据的计算、校核和汇总要求不过夜，因为它们反映的是当时的地基或路堤的变形和应力情况，若不及时便无法了解当时的情况，更无法采取相应的处理措施。

8.4.11.3 成果曲线不是事后绘制，而是随观测次数的增加逐项后延而成，这样便能直观地从图上看各测点曲线变化趋势，能全面地了解与分析地基土质的变化情况。

8.4.11.4 由实测的成果曲线反算地基固结系数或推算最终沉降量的方法较多，常用的有双曲线法、沉降速率法、三点法，除此之外，还有日本常用的星野法和浅岗松尾法。这些方法经试用均有优缺点，关键是应用时需凭一定的经验和技巧。本款列上的几种方法相对较常用，应用者可根据实测情况将几种方法试用一下，视拟合程度的好坏，选择与实际情况较吻合或接近的某种方法。

几种常用的推算方法如下：

(1) 双曲线法

双曲线法是假定下沉平均速度以双曲线形式减少的经验推导法。从填土开始到任意时间 t 的沉降量 S_t (沉降模式见图 8.4.11-1) 可用下式求得：

$$S_t = S_0 + \frac{t}{\alpha + \beta} \quad (8.4.11-1)$$

式中： S_0 ——初期沉降量 ($t=0$)；

S_t —— t 时的沉降量；

t ——经过时间；

α, β ——从实测值求得的系数。

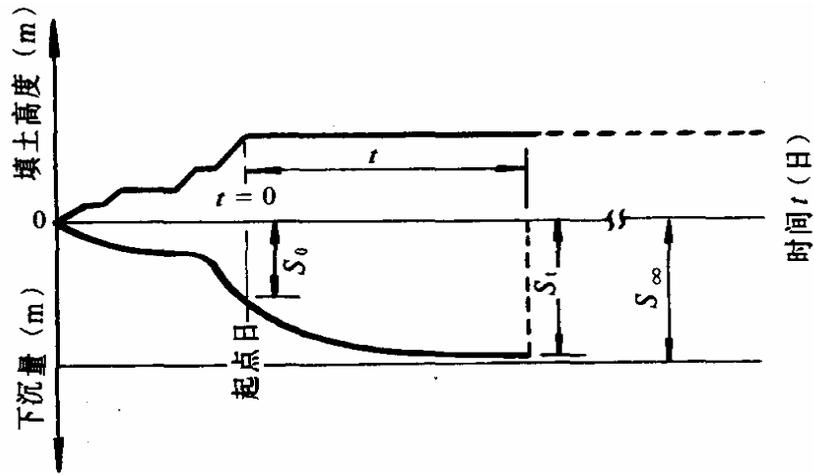


图 8.4.11-1 按双曲线法推测下沉模式图

变换上式得：

$$\frac{t}{S_t - S_0} = \alpha + \beta$$

由图 8.4.11-2, 得到 $t/(S_t - S_0)$ 和 t 的直线关系图。从该直线与纵轴的交点和斜率, 可分别求得 α 、 β , 将 α 、 β 代入式 (8.4.11-1), 即可求得任意时间的下沉量。

当 $t = \infty$ 时, 最终沉降量 S_∞ 可用下式求得：

$$S_\infty = S_0 + \frac{1}{\beta} \quad (8.4.11-2)$$

荷载经过时间 t 后的残留沉降量 ΔS 用下式求得：

$$\Delta S = S_\infty - S_t \quad (8.4.11-3)$$

用此方案推测 t 时沉降, 要求实测沉降时间至少在半年以上。

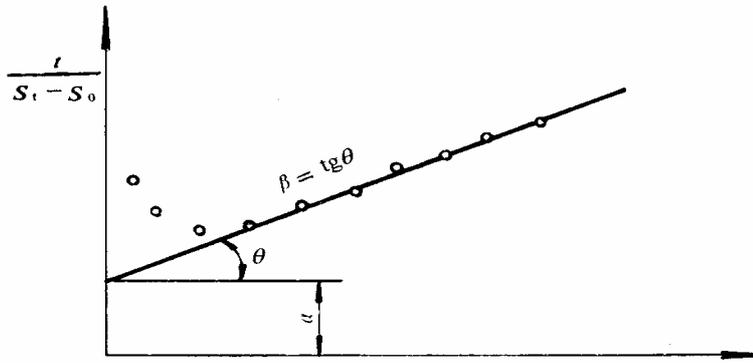


图 8.4.11-2 α, β 求法

(2) 沉降速率法(参见参考文献 7、63)

设 $S_{\infty} = mS_c$

$$S_t = [(m-1) \frac{p_t}{p_0} + U_t] S_c \quad (8.4.11-4)$$

$$U_t = 1 - \alpha e^{-\beta t} \quad (8.4.11-5)$$

式中: m ——综合性修正系数;

p_t —— t 时累计荷载;

p_0 ——总的累计荷载;

U_t —— t 时的固结度。

在恒载条件下,可求得沉降速率为

$$S_t = AS_c e^{-\beta t} \quad (8.4.11-6)$$

$$A = \frac{8}{p_0 \pi^2} \sum_1^n q_n (e^{\beta t_n} - e^{\beta t_{n-1}}) \quad (8.4.11-7)$$

式中: q_n ——第 n 级的加荷速率;

t_n, t_{n-1} ——第 n 级加荷的终点和始点时间。

将实测沉降速率 S_t 和时间 t 绘制 $\ln S_t - t$ 关系曲线,其截距为 AS_c ,斜率为 β ,这样 A 可算出,然后,即可求得 S_c 及 m 值和最终沉降 S_{∞} 及 C_v, C_H 。

根据不同的地基条件,由下式计算固结系数 C_v, C_H :

$$\beta = \frac{\pi^2 C_v}{4H^2} \quad (8.4.11-8)$$

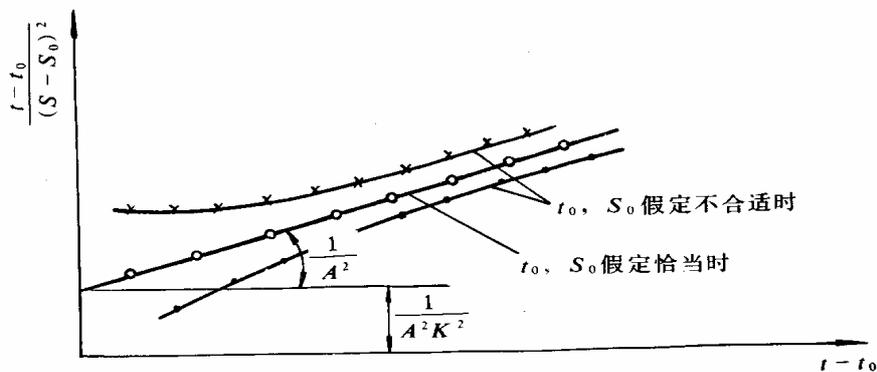


图 8.4.11-3 星野法参数 A 、 K 的确定

计算时根据假定的几组 t_0 、 S_0 和实测值 S 、 t 点成曲线图(如图 8.4.11-3 所示),从图中选取合适的假定线,确定参数 A 、 K 值。

再代入式(8.4.11-10),计算任意时间的沉降量 S_t 。若 $t \rightarrow \infty$,则 $S_\infty = S_0 + A_0$ 。

(4) 三点法

从沉降时间关系曲线上,取最大恒载时段内的三点 S_1 、 S_2 、 S_3 且 $t_3 - t_1 = t_2 - t_1$,根据固结计算的普通式 $U_t = 1 - ae^{-\beta t}$ 可导得:

$$S_\infty = \frac{S_3(S_2 - S_1) - S_2(S_3 - S_2)}{(S_2 - S_1) - (S_3 - S_2)} \quad (8.4.11-12)$$

$$\beta = \frac{1}{\Delta t} \ln \frac{S_2 - S_1}{S_3 - S_2} \quad (8.4.11-13)$$

用此法推测 t 时沉降,要求在实测沉降曲线基本处于收敛阶段才可进行。

(5) 由荷载-孔隙水压力-时间关系曲线反算地基固结系数

根据固结度计算的普通式 $U_t = 1 - ae^{-\beta t}$,任意时间 t_1 和 t_2 土层的固结度分别为

$$U_1 = 1 - ae^{-\beta t_1}$$

$$U_2 = 1 - ae^{-\beta t_2}$$

解得:

$$\frac{1 - U_1}{1 - U_2} = e^{\beta(t_2 - t_1)}$$

根据固结度定义求得:

$$\frac{U_1}{U_2} = e^{\beta(t_2 - t_1)} \quad (8.4.11-14)$$

式中 U_1 、 U_2 为相应时间 t_1 、 t_2 时的实测孔隙水压力值,由上式即可解出 β ,再由式(8.4.11-8)、(8.4.11-9)求得 C_v 、 C_H 。

必须注意,推算应在沉降发展趋势相对稳定的情况下,并且对实测沉降数据进行一定的误差处理或曲线的光滑拟合处理后进行。

8.4.12 成果报告

成果报告应包括试验工程的基础资料、施工及质量控制情况、试验观测成果以及分析研究后的结论性意见等内容。

阶段报告(参见参考文献 60、63)可根据施工阶段提出,也可随试验研究工作的深入分阶段提出,或者根据本成果所用于的工程进展或计划分期提出。一般分中间报告和最终报告(参见参考文献 3、60、63)。

用于指导设计和施工的研究成果必须是全面正确而可靠的。因此,为避免研究成果的片面性和不成熟性,成果在通过专家的评审或鉴定后,才可推广和应用。

参考文献

1. 交通部第一公路勘察设计院. 软土地区高等级公路路基工程地质勘探. 1992.
2. 交通部第一公路勘察设计院. 京津塘高速公路软土试验工程地质报告. 1987.
3. 交通部第一公路勘察设计院. 京津塘高速公路试验工程科研观测总报告. 1992.
4. 交通部第一公路勘察设计院. 京津塘高速公路软基试验工程观测. 1992.
5. 交通部第一公路勘察设计院. 京津塘高速公路软基试验工程稳定分析

报告 . 1992 .

6 . 交通部第一公路勘察设计院 . 京津塘高速公路试验工程沉降分析研究 . 1992 .

7 . 交通部第一公路勘察设计院 . 京津塘高速公路沉降速率分析程序与应用 . 1992 .

8 . 港口工程技术规范 (JTJ219—87) .

9 . 曾国熙等主编 . 地基处理手册 . 1988 .

10 . [日] 福岡正巳编 . 最新软弱地基处理方法 . 丁玉琴译 . 1988 .

11 . 公路土工试验规程 (JTJ051 - 93) .

12 . 日本道路公团 . 高等级公路设计规范 . 山西交通情报中心译 . 1990 .

13 . 路基 (铁路工程设计技术手册) . 1992 .

14 . 建设部 . 软土地区工程地质勘察规范 (JTJ83 - 91) . 1991 .

15 . 德国地基基础规范 (DIN4084) . 王铁宏译 . 1991 .

16 . 软土压缩曲线特征 . 岩土工程学报 , 1992 年第 5 期 .

17 . 魏汝龙 . 软土的强度和变形 . 1987

18 . 四川公路规划设计院编 . 公路路基岩土工程技术 . 1991 .

19 . 土的分类标准 (GBJ145 - 90) .

20 . 交通部情报所 . 当代公路工程技术发展水平 . 1983 .

21 . 铁道部 . 静力触探使用暂行规定 . 1980

22 . 铁道部 . 静力触探技术规则 .

23 . 铁道部第四设计院朱梅生主编 . 软土地基 . 1989 .

24. 沈永标. 静力触深在高等级公路软基勘察中的应用.
25. 周宪华等. 路基设计原理与计算. 1989.
26. 郑颖人等编. 岩土塑性力学. 1989
27. 华东水利学院主编. 土工原理与计算.
28. 交通部重庆公路研究所. 软土基路堤综合处治设计方法 (75-24-01 - 02 国家攻关专题研究报告之五).
29. 陈代著. 软土基路堤综合处治设计程序 (ZZ - 26) 介绍. 公路杂志, 1992 年第 10 期.
30. 陈代著. 最新软土基路堤综合处治设计程序 (ZY3) 介绍. 交通部重庆公路研究所所刊, 1993 年第 2 期.
31. 日本道路学会编. 软土地基处理技术指南. 蔡恩捷译. 1989.
32. 铁路路基设计规范 (TBJ1 - 85).
33. 高大钊主编. 软地基理论与实践. 1992
34. 罗和祥. 广佛高速公路软土地基设计与施工. 1991.
35. 熊有言. 超轻型填料——泡沫聚苯已烯. 交通部重庆公路研究所专题情报资料. 1990 年.
36. 王钊. 土工织物的拉伸蠕变特性和预拉加筋堤. 岩土工程学报, 1992 年第 2 期.
37. 交通部重庆公路研究所. 土工织物加固软基路堤的应用研究 (75 - 24 - 01 - 02 国家攻关研究报告之二). 1990.
38. 刘宗耀. 第三届国际土工织物会议概况和有关土工织物的几个问

题 . 中国土工织物学术讨论会论文集 , 1987 .

39 . C . R 劳森 . 合成材料在土工加筋中的应用 . 中国土工织物学术讨论会论文集 .

40 . 长江科学院 . 土工织物与土工膜译文集 . 1989 .

41 . 交通部科技交易中心 . 第十八届世场道路会议报告汇编(上册) . 1989 .

42 . 南京水科研究院 . 土工合成材料测试手册 . 1991 .

43 . 熊有言编 . 土工织物及其试验和应用 . 交通部重庆公路科研所专题情报资料 . 1987 .

44 . 叶书麟等 . 复合地基概论 . 工程勘察 , 1992 年第 6 期 .

45 . [日]中和英等合编 . 软土地基处理 .

46 . 中国建筑科学院张永钧 . 《建筑地基处理技术规范》简介 (1990 年报批稿) . 第三届地基处理学术讨论会论文集 , 1992 .

47 . 高宏兴等编 . 软土地基加固 . 1990 .

48 . 冶金部建筑研究室主编 . 地基处理技术 . 1989 .

49 . 第三届地基处理学术讨论会论文集 , 1992 .

50 . 林宗元主编 . 岩土工程治理手册 . 1993 .

51 . 侯钊 . 天津软土地基 . 1987 .

52 . 郭蔚东等 . 饱和黄土碎石桩地基沉降计算 . 土木工程学报 , 1989 年第 2 期 .

53 . 交通部重庆公路科研所张斌涛、陈谦应 . 碎石桩加固软基桥基和高路堤的应用研究 (国家攻关 75 - 24 - 01 - 02 专题报告之 四) .

54. 铁四院. 粉体喷射搅拌法加固软土地基室内试验. 1990.
55. 苏清洪等. 石灰粉体深层搅拌法处理软土地基的应用. 岩土工程学报, 1993年第5期.
56. 建筑地基基础规范选编. 建工出版社, 1993.
57. 上海市市政工程研究所. 高等级道路软土地基处理技术. 1991.
58. 浙江省高速公路建设指挥部. 杭甬高速公路技术规范. 1992.
59. 日本佐藤秀一等著. 道路施工法. 赵思棠等译. 1981.
60. 交通部第一公路勘察设计院. 京津塘高速公路试验工程阶段报告. 1988.
61. 上海铁路局技术研究所等. 聚合物土工材料处理技术研究报告. 1989.
62. 交通部第一公路勘察设计院. 挤实砂桩的施工和检验. 1992.
63. 浙江省交通设计院. 杭甬高速公路软土地基工业试验路阶段报告. 1992.