

地基岩土工程勘察实习指导书

目 录

- 1 岩土工程分级、土石鉴定与分类
 - 1.1 岩土工程勘察分级
 - 1.2 地基岩土分类与鉴定
- 2 勘察方案及技术要求
 - 2.1 基本要求
 - 2.2 工程勘察阶段
 - 2.3 高层建筑的工程勘察
 - 2.4 勘探与取样
 - 2.5 岩土取样
 - 2.6 原位测试
 - 2.7 室内土工试验
 - 2.8 地下水调查
- 3 地基岩土工程评价与计算
 - 3.1 地基岩土力学试验参数的数理统计分析
 - 3.2 场地稳定性评价
 - 3.3、地基均匀性评价
 - 3.4 基础的埋置深度
 - 3.5、地基承载力
 - 3.6 地基强度验算
 - 3.7 地基变形验算
 - 3.8 地基稳定性验算
 - 3.9 桩基评价和计算
 - 3.10 地下水的腐蚀性
 - 3.11 地基的地震效应
- 4 编写地基岩土工程勘察报告大纲

1 岩土工程分级、土石鉴定与分类

1.1 岩土工程勘察分级

1.1.1 工程安全等级

根据地基损坏造成建筑物破坏后果的严重性，将建筑物分为三个安全等级。实施工程勘察时应视具体情况，按表 1-1 规定选用。

表 1-1 建筑物安全等级

安全等级	破坏后果	建 筑 类 型
一级	很严重	重要的工业与民用建筑物；20 层以上的高层建筑；体形复杂的 14 层以上高层建筑；对地基变形有特殊要求的建筑物；单桩承受的荷载在 4000kN 以上的建筑物
二级	严重	一般的工业与民用建筑
三级	不严重	次要的建筑物

1.1.2 工程场地等级

场地等级应根据其复杂程度按下列规定分为三级。

(1)符合下列条件之一者为一级场地：

- (a) 对建筑抗震危险的地段；
- (b) 不良地质现象强烈发育；
- (c) 地质环境已经或可能受强烈破坏；
- (d) 地形地貌复杂。

(2)符合下列条件之一者为二级场地：

- (a) 对建筑抗震不利的地段($I \geq 7$ 度)；
- (b) 不良地质现象一般发育；
- (c) 地质环境已经或可能受到一般破坏；
- (d) 地形地貌较复杂。

(3)符合下列条件者为三级场地：

- (a) 地震设防烈度等于或小于 6 度，或对建筑抗震有利的地段；
- (b) 不良地质现象不发育；
- (c) 地质环境基本未受破坏；
- (d) 地形地貌简单。

注：对建筑物抗震有利、不利和危险地段的划分规定

- i) 坚硬土或开阔平坦密实均匀的中硬土地段，按有利地段确定；
- ii) 软弱土、液化土、孤立突出地形、非岩质陡坡、古河道、半填半挖地基及断层破碎带地段，按不利地段确定；
- iii) 地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷（裂）、泥石流等及发震断裂带可能发生地表位错的地段，按危险地段确定。

1.1.3 地基等级：

地基等级应视地基岩土条件的复杂程度，按下列规定分为三级。

(1)符合下列条件之一者为一级地基：

- (a) 岩土种类多、性质变化大，地下水对工程影响大，且需特殊处理；
- (b) 多年冻土，温陷、膨胀、盐渍及污染严重的特殊性岩土，以及其他复杂情况需作专门处理的岩土。

(2)符合下列条件之一者为二级地基：

- (a) 岩土种类较多、性质变化较大，地下水对工程有不利影响；
- (b) 除上述规定以外的特殊性岩土。

(3)符合下列条件者为三级地基：

- (a) 岩土种类单一、性质变化不大，地下水对工程无影响；
- (b) 无特殊性岩土。

(4) 岩土工程勘察等级

地基岩土工程勘察等级的划分应符合表 1-2 规定。

表 1-2 岩土工程勘察等级划分

勘察等级	确定勘察等级的条件		
	工程安全等级	场地等级	地基等级
一 级	一 级	任 意	任 意
	二 级	一 级	任 意
		任 意	一 级
二 级	二 级	二 级	二级或三级
		三 级	二 级
	三 级	一 经	任 意
		任 意	一 级
		二 级	二 级
三 级	二 级	三 级	三 级
	三 级	二 级	三 级
		三 级	二级或三级

1.2 地基岩土分类与鉴定

1.2.1 岩石的工程分类与描述

(1) 岩石的工程分类:

(a) 按成因可分为岩浆岩、沉积岩和变质岩;

(b) 根据强度、风化程度及结构类型的岩石分类,应符合表 1-3、1-4、1-5 规定。

(c) 按软化系数 K_R 可分为软化岩和不软化岩。当 $K_R \leq 0.75$ 时,应定为软化岩石;当 $K_R > 0.75$ 时,则应定为不软化岩石。

(d) 当岩石具有特殊成分、结构和性质时,应定为特殊性岩石,并分为易溶性岩石、膨胀性岩石、崩解性岩石和盐渍化岩石等。

(2) 岩石的鉴定描述:

岩石的描述包括成因、时代、名称、颜色、主要矿物、结构、构造和风化程度。对沉积岩尚应描述沉积物的颗粒大小、形状、胶结物成分和胶结程度;对岩浆岩和变质岩应描述矿物结晶大小和结晶程度。岩体的描述还应包括结构面、结构体和岩层厚度,并应符合下列规定。

(a) 结构面的描述包括类型、性质、产状、组合形式、发育程度、延展程度、闭合程度、粗糙程度、充填情况和充填物性质以及充水情况等;

(b) 结构体的描述包括类型、形状、规模及其在围岩中的受力情况等;

(c) 岩层厚度分类按表 1-6 确定。

表 1-3 岩石按强度分类

类别	亚类	强度 (MPa)	代表性岩石
硬质岩石	极硬岩石	>60	花岩石、花岗片麻岩、闪长岩、玄武岩、石灰岩、石英砂岩、石英岩、大理岩、硅质砾岩等
	次硬岩石	$30 \sim 60$	
软质岩石	次软岩石	$5 \sim <30$	粘土岩、页岩、千枚岩、绿泥石片岩、云母片岩等
	极软岩石	<5	

注: 强度指新鲜岩块的饱和单轴极限抗压强度

表 1-4 岩石按风化程度分类

岩石类别	风化程度	野外特征	风化程度参数指标		
			压缩波速度 u_p (m/s)	波速比 K_v	风化系数 K_f
硬 质 岩 石	未风化	岩质新鲜, 未见风化痕迹	>5000	0.9~1.0	0.9~1.0
	微风化	组织结构基本未变, 仅节理面有铁锰质渲染或矿物略有变色。有少量风化裂隙	4000~5000	0.8~0.9	0.8~0.9
硬 质 岩 石	中等风化	组织结构部分破坏, 矿物成分基本未变化, 仅沿节理面出现次生矿物。风化裂隙发育, 岩体被切割成 20~50cm 的岩块。锤击声脆, 且不易击碎; 不能用镐挖掘, 岩芯钻方可钻进	2000~4000	0.6~0.8	0.4~0.8
	强风化	组织结构已大部分破坏, 矿物成分已显著变化。长石、云母已风化成次生矿物。裂隙很发育, 岩体破碎。岩体被切割成 2~2cm 的岩块, 可用手折断。用镐可挖掘, 干钻不易钻进	1000~2000	0.4~0.6	<0.4
	全风化	组织结构已基本破坏, 但尚可辨认, 并且有微弱的残余结构强度, 可用镐挖, 干钻可钻进	500~1000	0.2~0.4	—
残积土		组织结构已全部破坏。矿物成分除石英外, 大部分已风化成土状, 锹镐易挖掘, 干钻易钻进, 具可塑性	<500	<0.2	—
软 质 岩 石	未风化	岩质新鲜, 未见风化痕迹	>4000	0.9~1.0	0.9~1.0
	微风化	组织结构基本未变, 仅节理面有铁锰质渲染或矿物略有变色, 有少量风化裂隙	3000~4000	0.8~0.9	0.8~0.9
软 质 岩 石	中等风化	结构结构部分破坏。矿物成分发生变化, 节理面附近的矿物已风化成土状。风化裂隙发育。岩体被切割成 20~50cm 的岩块, 锤击易碎, 用镐难挖掘。岩芯钻方可钻进	1500~3000	0.5~0.8	0.3~0.8
	强风化	组织结构已大部分破坏, 矿物成分已显著变化, 含大量粘土质粘土矿物。风化裂隙很发育, 岩体被切割成碎块, 干时可用手折断或捏碎, 浸水或干湿交替时可较迅速地软化或崩解。用镐或锤易挖掘, 干钻可钻进	700~1500	0.3~0.5	<0.3
	全风化	组织结构已基本破坏, 但尚可辨认, 并且有微弱残余结构强度, 可用锹挖, 干钻可钻进	300~700	0.1~0.3	—
残积土		组织结构已全部破坏, 矿物成分已全部改变并已风化成土状, 锹镐易挖掘, 干钻易钻进, 具可塑性	<300	<0.1	—

注: ①波速比 K_v 为风化岩石与新鲜岩石压缩波速度(V_p)之比。

②风化系数 K_f 为风化岩石与新鲜岩石饱和单轴抗压强度(σ_c)之比。

③岩石风化程度, 除按表列野外特征和定量指标划分外, 亦可根据地区经验按点荷载试验资料划分。

④花岗岩类的强风化与全风化、全风化与残积土的划分，宜采用标准贯入试验，其划分标准 $N \geq 50$ 为强风化； $50 > N \geq 30$ 为全风化； $N < 30$ 为残积土。

表 1- 5 岩体结构类型分类

岩体结构类型	岩体地质类型	主要结构体形状	结构面发育情况	岩土工程特征	可能发生的岩土工程问题
整体状结构	均质，巨块状岩浆岩、变质岩、巨厚层沉积岩、正变质岩	巨块状	以原生构造节理为主，多呈闭合型，裂隙结构面间距大于 1.5m，一般不超过 1~2 组，无危险结构面组成的落石掉块	整体性强度高，岩体稳定，可视为均质弹性各向同性体	不稳定结构体的局部滑动或坍塌，深埋洞室的岩爆
块状结构	厚层状沉积岩、正变质岩、块状岩浆岩、变质岩	块状柱状	只具有少量贯穿性较好的节理裂隙，裂隙结构面间距 0.7~1.5m。一般为 2~3 组，有少量分离体	整体强度较高，结构面互相牵制，岩体基本稳定，接近弹性各向同性体	
层状结构	多韵律的薄层及中厚层状沉积岩、副变质岩	层状板状透镜状	有层理、片理、节理，常有层间错动面	接近均一的各向异性体，其变形及强度特处受层面及岩层组合控制，可视为弹塑性体，稳定性较差	不稳定结构体可能产生滑塌，特别是岩层的弯张破坏及软弱岩层的塑性变形
碎裂状结构	构造影响严重的破碎岩层	碎块状	断层、断层破碎带、片理、层理及层间结构面较发育，裂隙结构面间距 0.25~0.5m，一般在 3 组以上，由许多分离体组成	完整性破坏较大，整体强度很低，并受断裂等软弱结构面控制，多呈弹塑性介质，稳定性很差	易引起规模较大的岩体失稳，地下水加剧岩体失稳
散体状结构	构造影响剧烈的断层破碎带，强风化带，全风化带	碎屑状颗粒状	断层破碎带交叉，构造及风化裂隙密集，结构面及组合错综复杂，并多充填粘性土，形成许多大小不一的分离岩块	完整性遭到极大破坏，稳定性极差，岩体属性接近松散体介质	易引起规模较大的岩体失稳，地下水加剧岩体失稳

表 1-6 岩层厚度分类

层厚分类	单层厚度 h (m)
巨厚层	$h > 1.0$
厚层	$1.0 \geq h > 0.5$
中厚层	$0.5 \geq h > 0.1$
薄层	$h \leq 0.1$

1.2.2 土的工程分类与定名

(1) 按堆积年代可分为以下三类:

(a) 老堆积土: 晚更新世 Q_3 及其以前堆积的土层;

(b) 一般堆积土: 全新世 Q_4 (文化期以前) 堆积的土层;

(c) 新近堆积土: 文化期以来新近堆积的土层, 一般呈欠固结状态。

(2) 根据地质成因可划分为残积土(e1)、坡积土(p1)、洪积土(d1)、冲积土(al)、淤积土、冰积土和风积土等。

(3) 土根据有机质含量分类, 应符合表 1-7 规定。

表 1-7 土按有机质含量分类

分类名称	有机质含量 W_o (%)	现场鉴别特征	说明
无机土	$W_o < 5\%$		
有机质土	$5\% \leq W_o \leq 10\%$	灰、黑色, 有光泽, 味臭, 除腐殖质外尚含少量未完全分解的动植物体, 浸水后水面出现气泡, 干燥后体积收缩	①现场能鉴别有机质土或有地区经验时, 可不做有机质含量测定; ②当 $\omega > \omega_L$, $1.0 \leq e < 1.5$ 时称淤泥质土; ③当 $\omega > \omega_L$, $e \geq 1.5$ 时称淤泥
泥炭质土	$10\% < W_o \leq 60\%$	深灰或黑色, 有腥臭味, 能看到未完全分解的植物结构, 浸水体胀, 易崩解, 有植物残渣浮于水中, 干缩现象明显	根据地区特点和需要可按 W_o 细分为: 弱泥炭质土 ($10\% < W_o \leq 25\%$); 中泥炭质土 ($25\% < W_o \leq 40\%$); 强泥炭质土 ($40\% < W_o \leq 60\%$);
泥炭	$W_o > 60\%$	除有泥炭质土特征外, 结构松散, 土质很轻, 暗无光泽, 干缩现象极为明显	

注: 有机质含量 W_o 按灼失量试验确定。

(4) 土按颗粒级配或塑性指数(I_p)可划分为碎石土、砂土、粉土和粘性土，具体规定如下：

- (a) 碎石土和砂土的划分应符合表 1-8、1-9 的规定；
- (b) 粉土：粒径大于 0.075mm 的颗粒不超过全部质量 50%，且塑性指数 $I_p \leq 10$ ；
- (c) 粘性土根据塑性指数分为粉质粘土和粘土。当 $10 < I_p \leq 17$ 时，定为粉质粘土；当 $I_p > 17$ 时，定为粘土。

表 1-8 砂土分类

土的名称	颗 粒 级 配
砾 砂	粒径大于 2mm 的颗粒质量占总质量 25~50%
粗 砂	粒径大于 0.5mm 的颗粒质量占总质量 50%
中 砂	粒径大于 0.25mm 的颗粒质量占总质量 50%
细 砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒质量占总质量 85%
粉 砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒质量占总质量 50%

表 1-9 碎石土分类

土的名称	颗 粒 形 状	颗 粒 级 配
漂 石	圆形及亚圆形为主	粒径大于 200mm 的颗粒超过总质量 50%
块 石	棱角形为主	
卵 石	圆形及亚圆形为主	粒径大于 20mm 的颗粒超过总质量 50%
碎 石	棱角形为主	
圆 砾	圆形及亚圆形为主	粒径大于 2mm 的颗粒超过总质量 50%
角 砾	棱角形为主	

- (5) 土的综合分类定名应符合下列规定：
- (a) 对特殊成因和年代的土，可结合其成因及年代特征定名，如新近堆积砂质粉土、残坡积碎石土等；
 - (b) 对特殊土，可结合颗粒级配或塑性指数综合定名，如淤泥质粘土、弱盐渍砂质粉土、碎石素填土等；
 - (c) 对于同一土层中相间成韵律沉积时，当薄层与厚层的厚度比为 1/10~1/3，宜定名为“夹层”，厚的土层写在前面，如粘土夹粉砂层；当厚度比大于 1/3，宜定名为“互层”，如粘土与粉砂互层；厚度比小于 1/10 的土层，且有规律地多次出现，宜定名为“夹薄层”，如粘土夹薄层粉砂；

(d) 对于混合土，应冠以主要含有的土类定名，如碎石粘土、含粘土角砾等。

1.2.3 土的鉴定描述

(1) 土的描述应符合下列规定：

(a) 碎石土应描述颗粒级配、形状、母岩成分、风化程度、充填物性质及充填程度、密实度及层理特征等；

(b) 砂土应描述颜色、矿物组成、颗粒级配、颗粒形状、粘土含量、湿度、密实度及层理特征等；

(c) 粉土应描述颜色、颗粒级配、包含物、湿度、密实度及层理特征等；

(d) 粘性土应描述颜色、状态、等级、湿度、包含物、土层结构及层理特征等；

(e) 特殊土除应描述上述相应土类规定的内容外，还应描述反映其特殊成分、状态和结构的特征；

(f) 对具有夹层、互层、夹薄层特征的土层，还应描述各层的厚度及层理特征。

(2) 碎石土的密实度可分为密实、中密和稍密，并应符合表 1-10 的规定。

表 1-10 碎石土密实度野外鉴别方法

密实度	骨架颗粒含量和排列	可 挖 性	可 钻 性
密 实	骨架颗粒质量大于总质量的 70%，呈交错排列，连续接触	锹镐挖掘困难，用撬棍方法松动，井壁一般较稳定	钻进时极困难，冲击钻探时钻杆、吊锤跳动剧烈，孔壁较稳定
中 密	骨架颗粒质量等于总质量的 60~70%，呈交错排列，大部分接触	锹镐可挖掘，井壁有掉块现象，从井壁取出大颗粒处，能保持颗粒凹面形状	钻进较困难，冲击钻探时钻杆、吊锤跳动不剧烈，孔壁有坍塌现象
稍 密	骨架颗粒质量小于总质量的 60%，排列混乱，大部分不接触	锹可以挖掘，井壁易坍塌，从井壁取出大颗粒后，砂性土立即坍落	钻进较容易，冲击钻探时，钻杆稍有跳动；孔壁易坍塌

(3) 砂土的密实度应根据标准贯入锤击数 N 值划分为密实、中密、稍密和松散，并应符合表 1-11 的规定。

表 1-11 按标准贯入锤击数 N 值确定砂土密实度

N 值	密实度
$N \leq 10$	松 散
$10 < N \leq 15$	稍 密
$15 < N \leq 30$	中 密
$N > 30$	密 实

(4)粉土的密实度应根据孔隙比 e 划分为稍密、中密和密实，其湿度应根据含水量 ω (%)分为稍湿、湿、很湿，并应分别符合表 1-12 及 1-13 的规定。

(5)粘性土为塑性指数 $I_p>10$ 的土，可按表 1-14 规定分为粘土和粉质粘土，其状可按 3-15 分为坚硬、硬塑、可塑、软塑及流塑。

表 1-12 按孔隙比 e 确定粉土密度

e 值	密实度
$e<0.75$	密 实
$0.75\leq e\leq 0.9$	中 密
$e>0.9$	稍 密

表 1-13 按含水量 ω (%)确定粉土湿度

ω (%)	湿度
$\omega <20$	稍 湿
$20\leq \omega \leq 30$	湿
$\omega >30$	很 湿

表 1-14 粘性土分类

塑性指数 I_p	土的名称
$I_p>17$	粘 土
$10<I_p\leq 17$	粉质粘土

注：塑性指数由相应于 76g 圆锥体沉入土样中深度为 10mm 时测定的液限计算而得。

$$I_p=\omega_L-\omega_P$$

表 1-15 粘性土的状态

液性指数 I_L	状 态
$I_L\leq 0$	坚 硬
$0<I_L\leq 0.25$	硬 塑
$0.25<I_L\leq 0.75$	可 塑
$0.75<I_L\leq 1$	软 塑
$I_L>1$	流 塑

注： $I_L = (\omega - \omega_P) / (\omega_L - \omega_P) = (\omega - \omega_P) / I_p$

(6)淤泥在静水或缓慢流水环境中沉积，并经生物化学作用形成，是天然含水量大于液限、天然孔隙比 $e\leq 1.5$ 的粘性土。但 $1.0\leq e<1.5$ 的土应为淤泥质土。

(7)人工填土据其组成的成因，分为素填土、杂填土及冲填土。素填土为由碎石土、砂土、粉土及粘性土等组成的填土；杂填土为含有建筑垃圾、工业废料、生活垃圾等杂物的填土；冲填土为水力冲填泥沙形成的填土。

2 勘察方案及技术要求

2.1 基本要求

地基岩土工程勘察应在了解荷载、结构类型、变形要求的基础上进行，其主要工作内容应符合下列规定：

- (1) 查明场地与地基的稳定性、地层的类别、厚度和坡度、持力层和下卧层的工程特性、应力史和地下水条件等。
- (2) 提供满足设计、施工所需的岩土技术参数。
- (3) 确定地基承载力，预测地基沉降及其均匀性。
- (4) 提出地基和基础设计方案建议。

2.2 工程勘察阶段

2.2.1 可行性研究勘察阶段

(1) 可行性研究勘察阶段，应对拟建场地的稳定性和适应性作出评价，并应符合下列要求：

(a) 搜集区域地质、地形地貌、地震、矿产和附近地区的工程地质资料及当地的建筑经验。

(b) 在搜集和分析已有资料的基础上，通过踏勘，了解场地的地层、构造、岩石和土的性质、不良地质现象及地下水等工程地质条件。

(c) 对工程地质条件复杂，已有资料不能符合要求，但其他方面条件较好且倾向于选取的场地，应根据具体情况进行工程地质测绘及必要的勘探工作。

(2) 确定建筑场地时，在工程地质条件方面，宜避开下列地区或地段：

- (a) 不良地质现象发育且对场地稳定生有直接危害或潜在威胁的。
- (b) 地基土性质严重不良的。
- (c) 对建筑物抗震危险的。
- (d) 洪水或地下水对建筑场地有严重不良影响的。
- (e) 地下有未开采的有价值矿藏或未稳定的地下采空区。

2.2.2 初步勘察阶段

(1) 初步勘察阶段应对场地内建筑地段的稳定性作出岩土工程评价，应进行下列主要工作：

(a) 搜集可行性研究阶段岩土工程勘察报告, 取得建筑区范围的地形图及有关工程性质、规模的文件。

(b) 初步查明地层、构造、岩土物理力学性质、地下水埋藏条件及冻结深度。

(c) 查明场地不良地质现象的成因、分布、对场地稳定性的影响有其发展趋势。

(d) 对抗震设防烈度大于或等于 7 度的场地, 应判定场地和地基的地震效应。

(2) 初步勘察应在搜集分析已有资料的基础上, 根据需要进行工程地质测绘或调查以及勘探、测试和物探工作。

勘探点、线、网的布置应符合下列要求:

(a) 勘探线应垂直地貌单元边界线、地质构造线及地层界线。

(b) 宜按勘探线布置勘探点, 并在每个地貌单元及其交接部位布置勘探点, 在微地貌和地层变化较大的地段, 勘探点应予以加密。

(e) 在地形平坦地区, 可按方格网布置勘探点。

(3) 初步勘察阶段勘探线、勘探点间距可根据岩土工程勘察等级按表 2-1 确定:

表 2-1 勘探线、点间距

岩土工程勘察等级	线距 (m)	点距 (m)
一 级	50~100	30~50
二 级	75~150	40~100
三 级	150~300	75~200

注: 表中间距不适用于地球物理勘探。

初步勘察勘探孔深度可按表 2-2 确定:

表 2-2 勘探孔深度

岩土工程勘察等级 \ 勘探孔类别	一般性勘探孔 (m)	控制性勘探孔 (m)
一 级	≥ 15	≥ 30
二 级	8~15	15~30
三 级	≤ 8	≤ 15

注: ①勘探孔包括钻孔、探井、铲孔及原位测试孔。

②进行波速测试、旁压试验、长期观测等钻孔除外。

控制性勘探孔宜占勘探孔总数的 $1/5 \sim 1/3$, 且每个地貌单元或每幢重要建筑物均应有控制性勘探孔。

(4) 当遇下列情况之一时，应适当增减勘探孔深度：

(a) 当场地地形起伏较大时，应根据预计的整平地面标高调整孔深。

(b) 在预测深度内遇基岩时，除控制性勘探孔应钻入基岩适当深度外，其他勘探孔在确认达到基岩后即可终孔。

(c) 当预计基础埋深以下有厚度超过 3~5m 且分布均匀的坚实土层（如碎石土、老堆积土等）时，除控制性勘探孔应达到规定深度外，其他勘探孔深度可适当减小。

(d) 当预定深度内有软弱地层时，勘探孔深度应适当加大。

(5) 初步勘察取土试样和原位测试工作应符合下列要求：

取土试样和进行原位测试的勘探孔（井）宜在平面上均匀分布，其数量可占勘探孔总数的 1/4~1/2。

取土试样或原位测试的数量和竖向间距，应按地层特点和土的均匀程度确定。每层土均应采取土试样或进行原位测试。其数量不得少于 6 个。

(6) 初步勘察时，应进行下列水文地质工作：

(a) 调查地下水类型、补给和排汇条件，实测地下水位，并初步确定其变化幅度；必要时应设长期观测孔。

(b) 当需绘制地下水等水位线图时，应统一观测地下水位。

(c) 当地下水有可能浸没或浸湿基础时，应根据其埋藏特征采取有代表性的水试样进行腐蚀性分析，其取样地点不宜少于 2 处。水、土对建筑材料和金属的腐蚀性评价，应符合 1.6 节的规定。

2.2.3 详细勘察

(1) 详细勘察应按不同建筑物或建筑群提出详细的岩土工程资料和设计所需的岩土技术参数；对建筑地基应作出岩土工程分析评价，并应对基础设计、地基处理、不良地质现象的防治等具体方案作出论证和建议，主要应进行下列工作：

(a) 取得附有坐标及地形的建筑物总平面布置图，各建筑物的地面整平标高，建筑物的性质、规模、结构特点，可能采取的基础型式、尺寸、预计埋置深度，对地基基础设计的特殊要求等。

(b) 查明不良地质现象的成因、类型、分布范围、发展趋势及危害程度，并提出评价与整治所需的岩土技术参数和整治方案建议。

(c) 查明建筑物范围各层岩土类别、结构、厚度、坡度、工程特性，计算和

评价地基的稳定性和承载力。

(d) 对需进行沉降计算的建筑物，提供地基变形计算参数，预测建筑物的沉降、差异沉降或整体倾斜。

(e) 对抗震设防烈度大于或等于 6 度的场地，应划分场地土类型和场地类别；对抗震设防烈度大于或等于 7 度的场地，尚应分析预测地震效应，判定饱和砂土或饱和粉土的地震液化，并应计算液化指数。

(f) 查明地下水的埋藏条件。基坑降水设计时尚应查明水位变化幅度与规律，提供地层的渗透性。

(g) 按有关规定判定环境水和土对建筑材料和金属的腐蚀性。

(h) 判定地基土及地下水在建筑物施工和使用期间可能产生的变化及其对工程的影响，提出防治措施及建议。

(i) 对深基坑开挖尚应提供稳定计算和支护设计所需的岩土技术参数；论证和评价基坑开挖、降水等对邻近工程的影响。

(j) 提供桩基设计所需的岩土技术参数，并确定单桩承载力；提出桩的类型、长度和施工方法等建议。

(2) 详细勘察的勘探点布置应按岩土工程勘察等级确定，并应符合下列规定：

(a) 对安全等级为一级、二级的建筑物，宜按主要柱列线或建筑物的周边线布置勘探点；对三级建筑物可按建筑物或建筑群的范围布置勘探点。

(b) 对重大设备基础应单独布置勘探点；对重大的动力机器基础，勘探点不宜少于 3 个。

(c) 在复杂地质条件或特殊岩土地区宜布置适量的探井。

(d) 高耸构造物应专门布置必要数量的勘探点。

(3) 详细勘察的勘探点间距可按表 2-3 确定。

表 2-3 勘探点间距	
岩土工程勘察等级	间距(m)
一 级	15~35
二 级	25~45
三 级	40~65

详细勘察勘探孔的深度自基础底面算起，其值应符合下列规定：

(a) 对按承载力计算的地基，勘探孔深度应能控制地基主要受力层。当基础

底面宽度 b 不大于 5m 时，勘探孔深度对条形基础应为基础底面宽度的 3 倍；对单独柱基应为 1.5 倍。但不应小于 5m 。

(b) 大型设备基础勘探孔深度不宜小于基础底面宽度的 2~3 倍。

(c) 对需要进行变形验算的地基，控制性勘探孔的深度应超过地基沉降计算深度，并考虑相邻基础的影响，其深度可按表 2-4 确定。

(d) 当有大面积地面堆载或软弱下卧层时，应适当加深勘探孔的深度。

表 2-4 控制性勘探孔深度

基础底面宽度 $b(\text{m})$	勘探孔深度 (m)		
	软 土	一般粘性土、 粉土及砂土	老堆积土、密实砂土及 碎石土
$b \leq 5$	$3.5b$	$3.0b \sim 3.5b$	$3.0b$
$5 < b \leq 10$	$2.5b \sim 3.5b$	$2.0b \sim 3.0b$	$1.5b \sim 3.0b$
$10 < b \leq 20$	$2.0b \sim 2.5b$	$1.5b \sim 2.0b$	$1.0b \sim 1.5b$
$20 < b \leq 40$	$1.5b \sim 1.0b$	$1.2b \sim 1.5b$	$0.8b \sim 1.0b$
$b > 40$	$1.3b \sim 1.5b$	$1.0b \sim 1.2b$	$0.6b \sim 0.8b$

注：①表内数据适用于均质地基，当地基为多层土时可根据表列数值予以调整。

②圆形基础可采用直径 d 代替基础底面宽度 b 。

(4) 详细勘察取样和测试应符合下列要求：

(a) 取土试样和进行原位测试的孔（井）数量，应按地基土的均匀性和设计要求确定，并宜取勘探孔总数的 $1/2 \sim 2/3$ ，对安全等级为一级的建筑物每幢不得少于 3 个。

(b) 取土试样和原位测试点的竖向间距，在地基主要受力层内宜为 $1 \sim 2\text{m}$ ；对每个场地或每幢安全等级为一级的建筑物，每一主要土层的原状土试样不应少于 6 件；同一土层的孔内原位测试数据不应少于 6 组。

(c) 在地基主支持力层内，对厚度大于 50cm 的夹层或透镜体应采取土试样或进行孔内原位测试。

(d) 当土质不均或结构松散难以采取土试样时，可采用原位测试。

2.2.4 施工勘察阶段

当遇下列情况之一时，应配合设计、施工单位进行施工勘察：

- (1) 对安全等级为一级、二级的建筑物，应进行施工验槽。
- (2) 基槽开挖后，岩土条件与原勘察资料不符时，应进行施工勘察。
- (3) 在地基处理及深基开挖施工中，宜进行检验和监测工作。

- (4) 地基中溶洞或土洞较发育，应查明并提出处理建议。
- (5) 施工过程中出现有边坡失稳危险，应查明原因，进行监测并提出处理建议。

2.3 高层建筑的工程勘察

2.3.1 高层建筑详细勘察勘探点的布置，除应符合第 13～15 条的要求外，尚应满足下列要求：

- (1) 勘探点应按建筑物周边线布置，角点和中心点应有勘探点。
- (2) 勘探点的布置应满足纵横方向对地层结构和均匀性的评价要求，其间距宜取 15～35m。
- (3) 高层建筑群可共同勘探点或按网格布点。
- (4) 特殊体型的建筑物应按其体型变化布置勘探点。
- (5) 单幢高层建筑的勘探点不应少于 4 个，其中控制性勘探点不宜少于 3 个。

2.3.2 高层建筑勘探孔的深度宜按下列要求确定：

- (1) 当采用箱形基础或筏板基础时，控制性勘探孔深度应大于压缩层的下限；一般性勘探孔应能控制主要受力层，亦可按下式计算：

$$Z=d+ab$$

式中：z——勘探孔深度（m）；

d——箱基或筏基的埋深（m）；

b——基础底面宽（m）对圆形或环形基础按最大直径考虑；

a——与压缩层深度有关的经验系数，可按表 2-5 取值。

- (2) 当采用桩基础或墩基础时，勘探孔深度应符合下列的规定。

(a) 对于端承桩或以端承力为主的桩（墩），控制性勘探点深度应达到预计桩尖平面以下 3～5m 或 6～10 倍桩身宽度（直径）；一般性勘探点应达到预计持力层内 1～2m。对于基岩持力层，控制性勘探点深度应达到微风化带内 3～5m；一般性勘探点深入微风化带 1～2m；遇断层破碎带应予钻穿，进入较完整岩体 3～5m。

表 2-5 经验系数α 值

土的类别 勘探孔类别	碎石土	砂 土	粉 土	粘性土 (含黄土)	软土
控制孔	0.5～0.7	0.7～0.9	0.9～1.2	1.0～1.5	2.0
一般孔	0.3～0.4	0.4～0.5	0.5～0.7	0.6～0.9	1.0

注：表中α 值，当土的堆积年老、密实或在地下水位以上时取小值，反之取大值。

(b)对于摩擦桩或以磨擦力为主的桩,控制性勘探点的深度应超过预计桩长3~5m;一般性勘探点应超过预计桩长1~2m。当需计算群桩变形时,可将桩群视为假想的实体基础,此时控制性勘探点的深度应超过桩尖平面算起的压缩层深度,压缩层深度可按(1~2)b考虑(b为假想的实体基础宽度),亦可按附加压力与土自重压力之比为20%计算,在此深度内,如遇不可压缩的坚硬地层,可终止勘探。

2.3.3 高层建筑的详细勘察应判明深基坑的稳定性及其对相邻工程的影响,并应提出设计计算需要的岩土技术参数的支护方案建议。

当基础埋深低于地下水位时,应根据施工降水和邻近工程保护的需要,提供降水设计所需的计算参数和方案建议;必要时应进行抽水试验等水文地质测试。

2.4 勘探与取样

2.4.1 基本规定

(1)当需查明岩土的性质和分布、采取岩土试样或进行原位测试时,可采用钻探、井探、槽探、洞探和地球物理勘探等。勘探方法的选取应符合勘察目的及岩土的特性。

(2)布置勘探工作时应考虑勘探对工程及自然环境的影响。钻孔、探井、探槽及探洞完工后宜妥善回填。

(3)静力触探、动力触探作为勘探手段时应与钻探等其他勘探方法配合使用。

2.4.2 钻探

(1)钻探方法可根据地层类别及勘察要求按表2-6选择。

(2)勘探浅部土层可采用下列钻探方法:

(a)小口径麻花钻(或提土钻)钻进;

(b)小口径勺形钻钻进;

(c)洛阳铲钻进。

(3)钻探口径及钻具规格应符合现代国家标准的规定。成孔口径应满足取样、测试以及钻进工艺的要求。

表 2-6 钻探方法的适用范围

钻探方法		钻进地层					勘察要求	
		粘性土	粉土	砂土	碎石土	岩石	直观鉴别、采取 不扰动试样	直观鉴别、采取 扰动试样
回 转	螺旋钻探	++	+	+	—	—	++	++
	无岩芯钻探	++	++	++	+	++	—	—
	岩芯钻探	++	++	++	+	++	++	++
冲 击	冲击钻探	—	+	++	++	—	—	—
	锤击钻探	++	++	++	+	—	++	++
振动钻探		++	++	++	+	—	+	++
冲洗钻探		+	++	++	—	—	—	—

注：++适用，+部分适用，-不适用。

(4) 钻探应符合下列规定：

(a) 钻进深度、岩土分层深度的量测误差范围应为 $\pm 0.05\text{m}$ 。

(b) 非连续取芯钻进的回次进尺，对螺旋钻探应在 1m 以内；对岩芯钻探应在 2m 以内。

(c) 对鉴别地层天然湿度的钻孔，在地下水位以上应进行干钻。当必须加水或使用循环液时，应采用双层岩芯管钻进。

(d) 岩芯钻探的岩芯采取率，对一般岩石不应低于 80%，对破碎岩石不应低于 65%。对需重点查明的部位（滑动带、软弱夹层等）应采用双层岩芯管连续取芯。当需确定岩石质量指标 RQD 时，应采用 75mm 口径（N 型）双层岩芯管，且宜采用金刚石钻头。

(e) 定向钻进的钻孔应分段进行孔斜测量。倾角及方位的量测精度应分别为 $\pm 0.1^\circ$ 、 $\pm 3.0^\circ$ 。

(5) 钻孔的记录和编录应符合下列要求：

(a) 野外记录应由经过专业训练的人员承担。记录应真实及时，按钻进回次逐段填写。严禁事后追忆。

(b) 钻探现场描述可采用肉眼鉴别、手触方法，有条件或勘察工作有明确要求时，可采用标准化、量化的方法。

(c) 钻探成果可用钻孔野外柱状图表示。岩土芯样可根据工程要求一定期限或长期保存，亦可拍摄岩、土芯彩照纳入勘察成果资料。

2.4.3 井探、槽探、硐探

(1) 当钻探方法难以准确查明地下情况时，可采用探井、探槽进行勘察。在坝

址、地下工程、大型边坡等勘察中，当需详细调查深部岩层性质及其构造特征时，可采用竖井或平洞。

(2) 探井的深度不宜超过地下水位。竖井和平洞的深度、长度、断面按工程要求确定。

(3) 对探井、探槽、探洞除文字描述记录外，尚应以剖面图、展开图等反映井、槽、洞壁及底部的岩性、地层分界、构造特征、取样及原位试验位置，并辅以代表性部位的彩色照片。

2.5 岩土取样

(1) 土试样质量可根据试验目的按表 2-7 分为四个等级。

表 2-7 土试样质量等级划分

级别	扰动程度	试 验 内 容
I	不扰动	土类定名、含水量、密度、强度试验、固结试验
II	轻微扰动	土类定名、含水量、密度
III	显著扰动	土类定名、含水量
IV	完全扰动	土类定名

注：①不扰动是指原位应力状态虽已改变，但土的结构、密度、含水量变化很小，能满足室内试验各项要求。

②如确无条件采取 I 级土试样，在工程技术要求允许的情况下可以 II 级土试样代用，但宜先对土试样受扰动程度作抽样鉴定，判定用于试验的适宜性，并结合地区经验使用试验成果。

(2) 取样工具或方法可按表 2-8 选择。

(3) 在钻孔中采取 I、II 级土试样时，应满足下列要求：

(a) 在软土、砂土中宜采用泥浆护壁。如使用套管，应保持管内水位等于或稍高于地下水位，取样位置应低于套管底三倍孔径以上的距离。

(b) 采用冲洗、冲击、振动等方式钻进时，应在预计取样位置 1m 以上改用回转钻进。

(c) 下放取土器前应仔细清孔，孔底残留浮土厚度不应大于取土器废土段长度（活塞取土器除外）。

(d) 采取土试样宜用快速静力连续压入法，亦可采用重锤少击方法，但应有导向装置，避免锤击时摇晃。

(4) I、II、III级土试样妥善密封，防止湿度变化，并避免曝晒或冰冻。在运输中应避免振动，保存时间不宜超过三周。对易于振动液化和水分离析的土试样宜就近进行试验。

(5) 岩石试样可利用钻探岩芯制作或在探井、探槽、竖井、平洞中刻取。采取的毛样尺寸应满足试块加工的要求。在特殊情况下，试样形状、尺寸和方向岩体力学试验设计确定。

表 2-8 不同等级土试样要求的取样工具或方法

土 试 样 质 量 等 级	取样工具或方法		适 用 土 类										
			粘性土					粉土	砂土				砾砂、碎 石土、软 岩
			流塑	软塑	可塑	硬塑	坚硬		粉砂	细砂	中砂	粗砂	
I	薄壁取土器	固定活塞 水压固定活塞	++ ++	++ ++	+ +	- -	- -	+ +	+ +	- -	- -	- -	- -
	薄壁取土器	自由活塞 敞口	- +	+ +	- -	- -	+ +	+ +	- -	- -	- -	- -	
	回转取土器	单动三重管 双动三重管	- -	+ -	++ -	++ +	+ ++	++ -	++ -	++ -	- ++	- ++	- ++
	探井（槽）中剖 取块状土梯		++	++	++	++	++	++	++	++	++	++	++
II	薄壁取土器	水压固定活塞 自由活塞 敞口	++ + ++	++ ++ ++	+ ++ ++	- - -	- - -	+ + +	+ + +	- - -	- - -	- - -	- - -
	回转取土器	单动三管管 双动三重管	- -	+ -	++ -	++ +	+ ++	++ +	++ -	++ -	++ -	- ++	- ++
	厚壁敞口取土器		+	++	++	++	++	+	+	+	+	+	-
	厚壁敞口取土器 标准贯入器 螺纹钻头 岩芯钻头		++ ++ ++ ++	++ ++ ++ ++	++ ++ ++ ++	++ ++ ++ ++	++ ++ ++ ++	++ ++ + ++	++ ++ - +	++ ++ - +	++ ++ - +	++ ++ - +	- - - +
IV	标准贯入器 螺纹钻头 岩芯钻头		++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ + ++	++ - ++	++ - ++	++ - ++	++ - ++	- - +

注：①++适用，+部分适用，-不适用；
②采取砂土试样应有防止试样失落的补充措施；
③的经验时，中用束节式取土器代替薄壁取土器。

2.6 原位测试

2.6.1 基本规定

(1) 选择原位测试方法应根据建筑类型、岩土条件、设计对参数的要求、地区

经验和测试方法的适用性等因素，可按本规范附录十五附表 15 采用。

(2) 选用原则测试方法和布置原位测试时，应注意各原位测试间及其与钻探、室内试验的配合和对比。

(3) 根据原位测试成果，利用地区性经验关系估算岩土的物理力学参数和地基承载力时，应检验其可靠性，并与室内试验和已有工程反算参数进行对比。

(4) 分析原位测试成果资料时，应注意仪器设备、试验条件、试验方法等对试验的影响，结合地层条件，剔除异常数据。

2.6.2 载荷试验

地基土浅层平板荷载试验：

浅层平板荷载试验是在一定面积的承压板上向地基土逐级施加荷载，测求浅部地基土承载力和变形模量，它反映承压板下 1.5~2.0 倍承压板直径的范围内地基土强度、变形的综合特征。

本试验适于所有土层，也是动探、静探、标贯、十字板及旁压及等测试技术进行相关分析的基准性试验。该试验费用较高、耗时较长，多用于大型工程。

试验理论基于土力学变形和强度理论，工程经验丰富、试验数据充分，经验丰富，测试成果可信度较高。

(1) 试验设备：

由加荷及稳压系统、反力系统、观测系统三部分组成。

(a)加荷及稳压系统：由承压板、加荷千斤顶板、传力柱、油泵及稳压装置、高压油管、压力表组成。承压板面积有 1 m²、0.5 m²、0.25 m²几种规格，分别适于较软至较硬的土层（对于软土不应小于 0.5 m²）。

本试验承压板面积为 0.5 m²（直径 d 为 79.8cm），厚 4cm 的圆板。加荷千斤顶 100 吨，油泵为大容量手摇油泵。

(b)反力系统：有堆载法与地锚法两种。本试验采用堆载法。整个反力系统荷载大于 50 吨。

(c)量测系统：用百分表（50mm 行程）或位移传感器，磁力表座。本试验由 4 支行程 50mm 的位移传感器与 SP8 型位移数显仪组成，观测方便，读数精确。

(2)设备安装（图 2-1）：

(a) 试坑直径应 $\geq 3d$ （d 为承压板直径）。

(b) 承压板底面与土层接触处应铺设厚约 2cm 左右中、粗砂，以保证承压板水平，并与土层均匀接触。

(c) 依次安放千斤顶、传力板、支托工字钢，整个安装过程中一定要用水准尺操平。

(d) 安放磁性表座托梁，托梁两支点距离应 $\geq 3d$ 。

(e) 在承压板边缘均布安放 4 支位移传感器。位移数显仪每个道数字均调至 50mm 以上。

(f) 由于整个测试时间较长，因此试坑应采取防雨、排水措施。

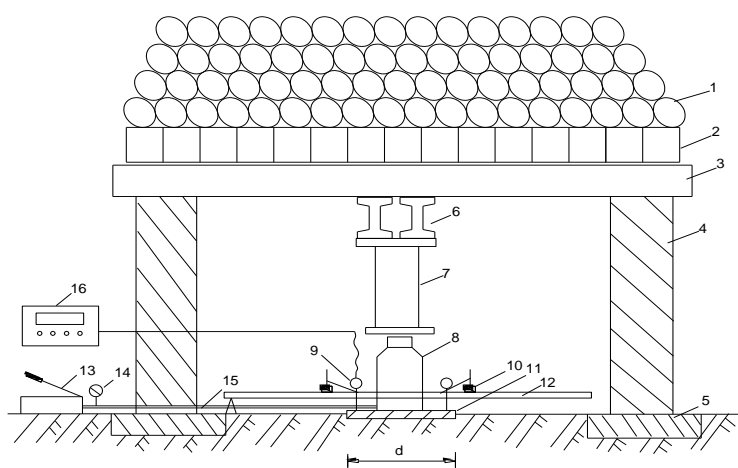


图 2-1 土体平板荷载试验装置示意图

反力系统： 1-加载材料； 2-长 1.5m，宽 0.25m 的钢筋混凝土条形板铺设层（50 块），整体面积 6m×3m；

3-长 6m，宽 0.2m，厚 0.25m 工字钢（7 根），组成反力系统底横梁； 4-承台； 5-承台钢筋混凝土土层。

加荷系统： 6-支托工字钢，长 3m，宽 0.2m，厚 0.25m（2 根），垂直与底横梁放置； 7-传力柱； 8-千斤顶； 11-承压板（圆板）； 13-手摇油泵； 14-压力表； 15-高压油管。

测试系统： 9-位移传感器或百分表； 10-磁力表座； 12-磁性表座托梁，两支点距离 $\geq 3d$ （d 为承压板直径）； 16-位移数显仪。

(3) 试验操作：

(a) 加荷标准：荷载按等量分级施加，加荷等级不应少于 8 级，最大荷载量不应小于设计要求的两倍，每级荷载增量见表 2-9。

(b) 稳定标准：每加一级荷载，第一小时按 10、10、10、15、15min 观测沉降，以后时间每隔 30min 观测一次沉降。直到连续两小时内，四只位移传感器沉降量小于 0.1mm/h 时，认为变形稳定，可施加下一级荷载。

(c) 终止试验（下列任一种情形的出现皆可）；

承压板周围的土明显出现环状张裂隙或土明显隆起；

在某级荷载下，24 小时内沉降速率不能达到稳定标准；

总沉降量与承压板直径或宽度比值（ S/d ） ≥ 0.06 ；

· 沉降量急剧增大，P-S 曲线出现陡降段。

满足以上任一种情形时，其对应的前一级荷载定为极限荷载。

表 2-9 每级荷载荷载增量参考表

试验土质特征	每级荷载（KPa）
软塑粘性土、粉土、稍密砂土	15-25
可塑-硬塑粘性土、粉土、中密砂土	25-50
坚硬粘性土、粉土、密实砂土	50-100
碎石土、软岩石、风化岩石	100-200

(4) 资料整理：

(a) 绘制沉降量 S （mm）与荷载 P （KPa）之间的 P-S 曲线。

(b) 承载力特征值 f_a 的确定：

依据《建筑地基基础设计规范》（GB50007-2002）

当 P-S 曲线上有明显的比例界限时，取该比例界限所对应的荷载值（强度控制法）。

当极限荷载能确定，且小于 2 倍比例极限荷载，取极限荷载的二分之一（极限荷载控制法）。

不能按上述两点确定时，当压板面积为 $0.25 \text{ m}^2 \sim 0.50 \text{ m}^2$ ，可取 $S/b=0.01-0.015$ 所对应的荷载，但其值不应大于最大加载荷载的一半（相对沉降控制法）。

· 同一土层参加统计的试验点不应少于三点，当试验实测值的极差不超过其平均值的 30% 时，取此平均值作为该土层的地基承载力特征值 f_a 。

(c) 计算变形模量 E_0 (MPa)：

$$E_0 = I(1 - \mu^2) \frac{P_0 d}{S}$$

式中： P_0 — 比例界限所对应的荷重 (kN)。若比例极限点不能确定，则取 $s/b=0.01-0.015$ 所对应的荷载 P ；

S — 与 P_0 相对应的沉降量 (cm)；

μ —土的泊松比，碎石土取 0.25,砂土和粉土取 0.30,粉质粘土取 0.35,粘土取 0.42。

I_0 —刚性承压板形状系数。圆形承压板取 0.785，方形承压板取 0.866；

d —承压板直径或边长。

(5) 记录表格

土的平板荷载试验记录表

工程名称:				地 点:				编 号:				
加载系统自重 KN				承压板面积 m ²				千斤顶活塞面积 m ²				
观测 时间	荷 载 级 数	每级 荷载 增量	总荷 载量	传感器读数					沉 降 增 量	每小 时沉 降量	总沉 降量	备注
				1	2	3	4	平均				
		KPa	KPa	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	

2. 6. 3 静力触探试验

静力触探是将电测应力传感器（应变片等）探头，用静力匀速贯入土中，根据电测传感器的信号，测定探头所承受的贯入阻力，进而推测土层的工程地质性质。

常用的探头有：测试比贯入阻力（ P_s ）的单桥探头；测试锥尖阻力（ q_c ）及侧壁摩阻力（ f_s ）的双桥探头；能同时测试孔隙水压力的两用探头(P_s - u)；三用(P_s - u - f_s)探头。国外还研发出各种多功能探头，如电阻率探头、测振探头、侧应力探头、旁压探头、波速探头、地温探头等。

静力触探试验的工程目的主要是：

- (a) 土层划分及土类判别；
- (b) 测定砂土的相对密实度 D_r 、内摩擦角 φ ；
- (c) 测定粘性土的不排水抗剪强度 c_u ，土的压缩模量 E_s 、变形模量 E_0 ，饱和粘土的不排水模量 E_u ，砂土的初始切线弹性模量 E_i 及初始切线剪切模量 G_i ；
- (d) 确定地基承载力、单桩承载力、固结系数、渗透系数及黄土湿陷性系数；
- (e) 判别砂土液化；

(f) 检验地基加固处理质量。

静力触探具有测试结果可靠、效率高、成本低等显著优点，适用于粘性土、粉土和砂土，不适用于碎石土及岩石。

(1) 试验设备：

手摇式轻型静力触探仪（图 2-2），地面电测仪（CDL-4）。

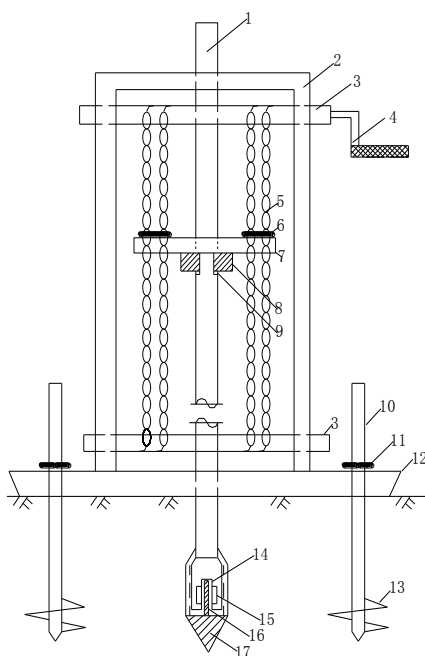


图 2-2 手摇式轻型静力触探仪示意图

- 1.静力触探杆；2.静力触探仪框架；3.转轴；4.手摇把；5.传力链条；6.链条压传力板长销钉；
7.传力板；8.卡板；9.触探杆凹槽；10.地锚杆；11.地锚杆压下横梁销钉；12.触探仪下横梁；
13.地锚盘；14.空心柱；15.应变片；16.顶柱；17.探头锥尖

手摇式轻型静力触探仪由静探仪框架、传力设备（摇柄、转轴、链条、传力板、卡板）、地锚、探头四部分组成。

利用地锚提供反作用力。通过地锚杆压下横梁销钉将静探仪下横梁，即将整个静探仪固定在地表。

操纵手摇柄转动转轴，使链条上的链条压传力板长销钉向下运动，迫使传力板与卡板向下运动，而卡板是嵌在静力触探凹槽位置处的，也迫使静力触探杆向下运动。触探杆下端的探头在向下运动中，锥尖受到土的阻力，使探头内顶柱向上运动，则

探头内空心柱变形伸长，贴在空心柱上的电阻应变片的应变值也就随之增大（即传感器的应变→电阻的变化→电压的变化）。这种变化通过传感器上的电缆线传入地面电测仪。

(2) 试验步骤:

(a)将地锚旋入土中，地锚盘尽量落在较硬的土层中。通过地锚杆压下横梁销钉，将静探仪固定于地表。

(b)将触探杆穿过触探仪框架上、下孔，接触地面，依次装上卡板和传力板，摇动转轴，使传力链条上的压传力板长销钉刚好压在传力板上。

(c)将单桥探头或双桥探头传感器的电缆线接入电测仪进线接头上。选择单桥测试键或双桥测试键。

(d)按调零键，将电测仪内应变初值调到 $200-500 (10^{-6})$ 区间，已防止测试过程中出现负应变，（仪器在以后温度校正时会自动还原）。

(e)将探头匀速、垂直地压入土中，贯入标准速率宜为 1.2m/min （即 5 秒钟贯入 10cm）。每贯入 10cm，记录一次应变量（本试验按动深度控制器开关一次，便可记录一次）。

(f)由于应变片受地温影响较大，因此在深度为 0m、0.5m、2m、4m、6m……终孔位置处，皆应进行温度校正。每次温度校正时，应将锥尖向上提 10cm 左右，在锥尖侧壁皆受力的状态下进行校正。（校正方法，仪器有具体说明）。

(g)触探过程中遇到薄的坚硬层时，可拔出静探头，用轻型动探击穿此坚硬层再用静探头作二次测试。

(h)终止试验标准：锥尖阻力为 8MPa（或依照设计要求）。此时锥尖几乎不能再向下贯入，而地锚出现反拔现象。

(3) 资料整理:

(a)仪器可自行显示每 10cm 处的土的阻力，单桥显示指标为比贯入阻力 P_s (MPa)；双桥探头显示锥尖阻力 q_c (MPa)、侧壁阻力 f_s (Kpa)、摩阻比 R_f 。

$$P_s = \frac{\text{探头所受到的贯入力}}{\text{锥底截面积}} \text{ (MPa)}$$

$$q_c = \frac{\text{探头锥尖总阻力}}{\text{锥底截面积}} \text{ (MPa)}$$

$$f_s = \frac{\text{探头侧壁摩擦阻力}}{\text{侧壁摩擦筒表面积}} \text{ (Kpa)}$$

$$R_f = \left(\frac{f_s}{q_c} \right) \times 100\%$$

(b)绘制 P_s 、 q_c 、 f_s 、 R_f 随深度的变化曲线。 P_s - h 关系曲线(图 2-3)， q_c - h 、 f_s - h 、 R_f - h 关系曲线(图 2-4)。

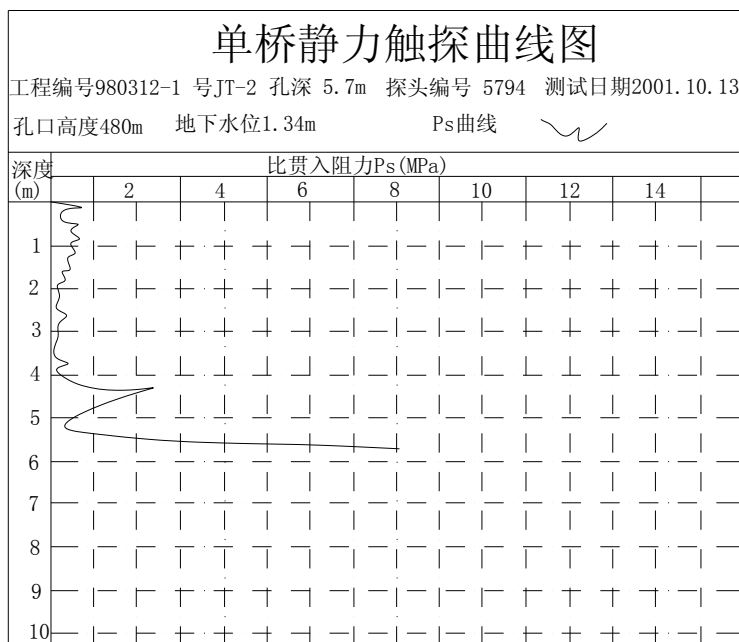


图 2-3 P_s - h 关系曲线图

(4) 试验成果的应用:

(a) 土层分类:

使用双桥探头时，由于不同土的 q_c 和 f_s 不可能都相同，因而可以利用 q_c 和 R_f 两个指标来划分土类(表 2-10)。对比结果证明，此法效果较好。

表 2-10

土的名称	一机部勘测公司		交通部一航局	
	q_c (Mpa)	R_f (%)	q_c (Mpa)	R_f (%)
河泥质土及软粘性土	<1	>1	<1	10-13
粘土	1--7	>3	1-1.7	3.8-5.7
粉质粘土			1.4-3	2.2-4.8
粉土	>1	0.5--3	3-6	1.1-1.8
砂土	>4	<1.2	>6	0.7-1.1

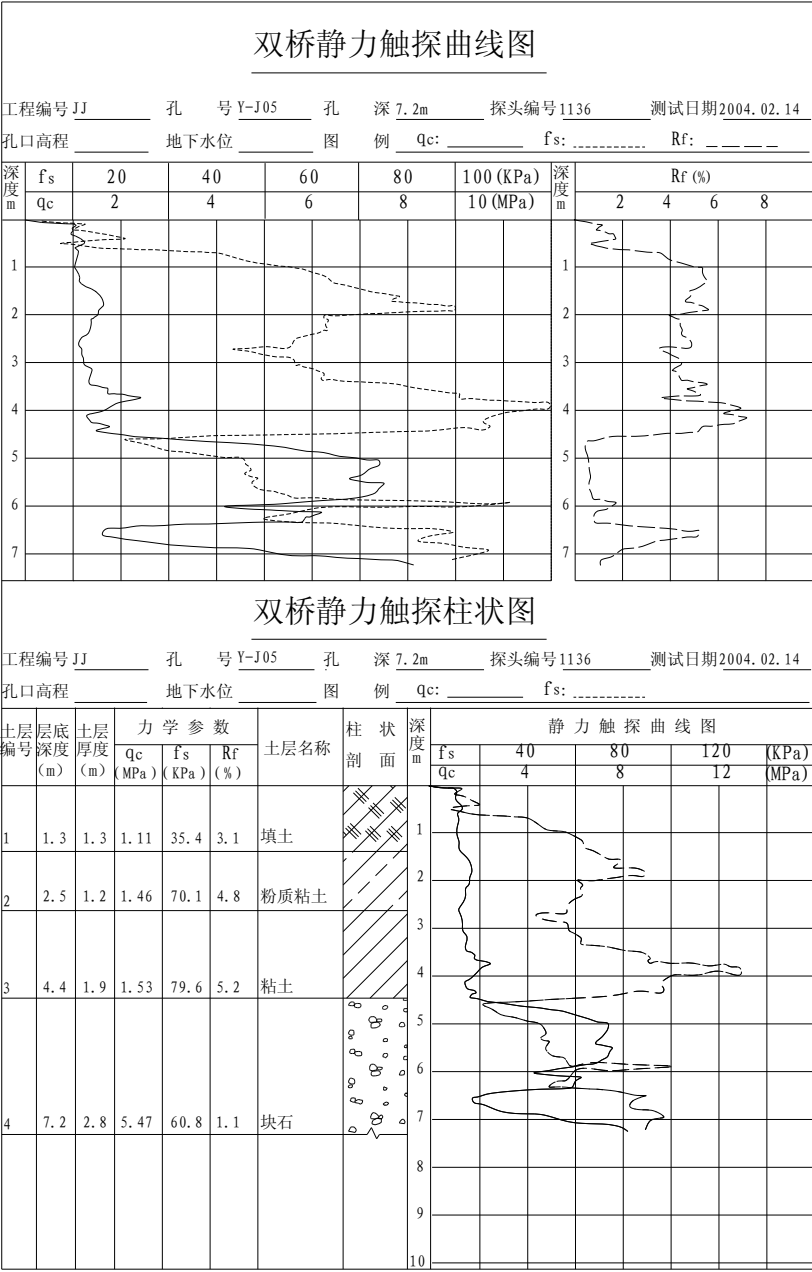


图 2-4 q_c -h、 f_s -h、 R_f -h 关系曲线（上图）双桥静探柱状图（下图）

使用单桥探头时,按比贯入阻力 P_s 划分土类(表 2-11)。

表 2-11

P_s	土性
<0.5	淤泥及淤泥及淤泥质土
0.5—1.0	新近沉积的粘性土
1.0—3.0	一般粘性土
>3	老粘土

注：本表引自《软土地基测试指标的实际应用》

(b) 确定土的承载力特征值基本值 f_0 (式中 f_0 单位 KPa)；

表 2-12

公式	适用范围	公式来源
$f_0=249 \times \lg P_s + 157.8$	$0.6 \leq P_s \leq 4$	四川省综合勘察院
$f_0=104P_s + 26.9$	$0.3 \leq P_s \leq 6$ (淤泥质土, 一般粘性土、老粘土)	勘察规范 (TJ21-77)
$f_0=55 P_s + 45$	(上海粉土)	同济大学
$f_0=70 P_s + 50.8$	黄土 (关中、郑州)	陕西省综勘院

(c) 确定土的压缩模量 E_s 及变形模量 E_0 (MPa)：

表 2-13

公式	适用范围	公式来源
$E_s=1.9P_s+3.23$	$0.4 \leq P \leq 3$	四川省综合勘察院
$E_s=3.72P_s+1.26$	$0.3 \leq P_s < 5$ (软土, 一般粘性土)	《工业与民用建筑工程地质勘察规范》(TJ21-77)
$E_0=6.06 P_s - 0.90$	$P_s < 1.6$ (软土, 一般粘性土)	建设部综勘院
$E_0=3.55 P_s - 6.65$	$P_s > 4$ (粉土)	
$E_0=5.95 P_s - 1.4$	$1 \leq P_s \leq 5.5$ (新黄土)	铁道部一院

注： E_s 为室内压缩模量； E_0 为静力载荷试验的变形模量。

(e) 确定饱和软粘土的不排水抗剪强度 C_u ：

表 2-14 软土 C_u (Kpa) 与 P_s 、 q_c (Mpa) 相关公式

公式	适用范围	公式来源
$C_u=30.8P_s+4$	$0.1 \leq P_s \leq 1.5$ (软粘土)	交通部一航局
$C_u=50P_s+1.6$	$P_s < 0.7$	《铁道触探规则》
$C_u=71 q_c$	软粘土	同济大学

注： C_u --KPa； P_s --MPa； q_c --MPa。

(f) 确定砂土的承载力特征值基本值：

表 2-15

公式	适用范围	公式来源
$f_0=36P_s+76.6$	$1 < P_s < 10$ (中、粗砂)	武汉联合试验组
$f_0=20P_s+59.5$	$1 < P_s < 15$ (粉、细砂)	武汉联合试验组
$f_0=91.7\sqrt{P_s}-23$	水下砂土	铁三院

注: f_0 --Kpa, P_s —Mpa

(g) 估算砂土压缩模量 E_s 和内摩擦角 φ :

表 2-16

P_s	0.5	0.8	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
E_s	2.6-5.0	3.5-5.6	4.5-6.0	6.0-9.2	9.0-11.5	11.5-13.0	13.0-15.0	
φ			29	31	32	33		34

注: 本表引自铁道部《静力触探技术规则》。 E_s --Mpa, P_s —Mpa

(h) 预估单桩竖向承载力:

《建筑桩基技术规范》(JGJ94-1994)还给出了用双桥静力触探资料确定混凝土预制桩的单桩竖向承载力的方法。探头规格为: 双桥探头圆锥底面积为 15cm^2 , 锥角 60° , 摩擦套筒高 21.85 cm , 侧面积 300 cm^2 。对于粘性土、粉土和砂土, 当用双桥探头静探资料确定混凝土预制桩的单桩竖向承载力标准值时, 如无当地经验, 可按下式计算:

$$P_{uk}=u\sum l_i \cdot \beta_i f_{si} + \alpha q_c A_p$$

式中: f_{si} —第 i 层土的探头平均侧阻力 (Kpa);

q_c —桩端平面上、下探头阻力, 取桩端平面以上 $4d$ (d 为桩的直径或边长) 范围内按土层厚度的探头阻力加权平均值, 然后再和桩端平面以下 $1d$ 范围内的探头阻力进行平均 (Kpa);

α —桩端阻力修正系数, 对粘性土、粉土取 $2/3$, 饱和砂土取 $1/2$;

β_i —第 i 层土桩侧阻力综合修正系数; 按下两式计算:

$$\text{粘性土、粉土: } \beta_i = 10.04(f_{si})^{-0.55}$$

$$\text{砂土: } \beta_i = 5.05(f_{si})^{-0.45}$$

(i) 检验压实填土的质量:

可以用来检验压实填土的密度和均匀程度。山西煤矿设计院提出 K 作为均匀程度控制指标:

$$K=\frac{P_{s\max}}{P_{s\min}}$$

当 $K\leq 1.55$ ($P_s\leq 6\text{Mpa}$)、 $K\leq 1.80$ ($P_s>6\text{Mpa}$) 皆为均匀填土地基。

(j) 判别饱和砂土、粉土的液化势：

铁路《静力触探技术暂行规定》(TBJ2—1985) 和《铁路工程抗震设计规范》(GBJ111—1987) 中规定，当比贯入阻力 P_s 的计算值 P_{sca} 小于液化临界比贯入阻力 P_s' 值 时，应判定为液化土。

$$P_s' = P_{so}\alpha_1\alpha_3$$

式中： P_{so} —地下水埋深 d_w 为 2m 时砂土的液化临界比贯入阻力。

α_1 — d_w 的修正系数， $\alpha_1=1-0.065(d_w-2)$ 。当地面常年有水且与地下有水力联系时 $d_w=0$ ；

α_3 —上覆非液化土层厚度 d_a 修正系数，按 $\alpha_3=1-0.05\times(d_a-2)$ 计算。对称基础 $\alpha_3=1$ 。

表 2-17 液化临界比贯入阻力 P_{so} (Mpa)

规范名称	7°	8°	9°
铁路《静力触探技术暂行规定》	6-7	12-13.5	18-20
《铁路工程抗震设计规范》	5-6	11.5-13	18-20

P_{sca} 应符合下列规定：

.砂层厚度大于 1m 时，应取该层比贯入阻力 P_s 的平均值作为该层的 P_{sca} 值；当砂层厚度小于 1m，且上、下层均为比贯入阻力 P_s 值较小的土层时，应取较大值作为该层的 P_{sca} 值；

.砂层厚度较大，力学性质和 P_s 可明显分层时，应分别计算分层的平均值 P_{sca} 。

用静力触探判别砂土液化的经验公式大都是以饱和砂土地区的资料为基础建立起来的，近来粉土液化越来越引起重视。为此，需建立粉土地区液化的经验关系，临界锥尖阻力 $(q_{Nc})_{cr}$ 按下式计算。当实测的锥尖阻力 q_{Nc} 小于 $(q_{Nc})_{cr}$ 时，判为液化；当 q_{Nc} 大于 $(q_{Nc})_{cr}$ 时，判为不液化。

$$(q_{Nc})_{cr}=D_{50}^{0.66}f(\frac{\tau}{\sigma})$$

式中： D_{50} —粉土的平均粒径 (mm)；

τ —有效剪应力 (Kpa)；

σ —有效上覆压力 (Kpa)。

$\sigma - f(\frac{\tau}{\sigma})$ 之间的关系如图 2-5 所示。

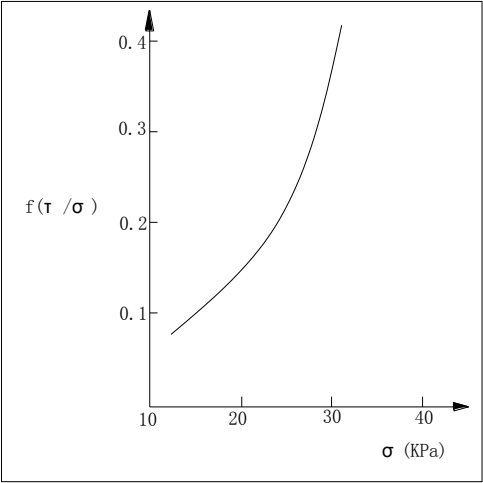


图 2-5 $\sigma - f(\frac{\tau}{\sigma})$ 关系曲线

(5) 记录格式:

静力触探记录表

工程名称 _____ 地 点 _____ 探头编号 _____
探孔编号 _____ 孔口标高 _____ 率定系数 _____

深度 (m)	应 变 量 ε (10^{-6})	Ps (MPa)	深度 (m)	应 变 量 ε (10^{-6})	Ps (MPa)	深度 (m)	应 变 量 ε (10^{-6})	Ps (MPa)	分 层 深 度 (m)	层 厚 (m)	Ps (MPa)	承 载 力 f_0 (kPa)	压模 Es (MPa)
.0			.0			.0							
.1			.1			.1							
.2			.2			.2							
.3			.3			.3							
.4			.4			.4							
.5			.5			.5							
.6			.6			.6							
.7			.7			.7							
.8			.8			.8							
.9			.9			.9							
.0			.0			.0							

2.6.4 动力触探试验

圆锥动力触探适用于强风化、全风化的硬质岩石，各种软质岩石及各类土。根据锤击能量可按表 2-18 分为轻型、重型和超重型三种。

表 2-18 圆锥动力触探类型

类 型		轻型	重型	超重型
落 锤	锤的质量 (kg)	10±0.2	63.5±0.5	120±1
	落距(cm)	50±2	76±2	100±2
探 头	直径(mm)	40	74	74
	锥角 (°)	60	60	60
探杆直径 (mm)		25	42	50~60
贯入指标	深度 (cm)	30	10	10
	锤数	N ₁₀	N _{63.5}	N ₁₂₀

(1)轻型动力触探 (N₁₀) 试验:

适用于深度小于 4m 的一般粘性土、粘性素填土和砂土层。

A. 试验设备:

轻型动力触探设备主要由圆锥探头、触探杆、穿心落锤三部分组成(图 2-6),落锤升降由人工操纵。

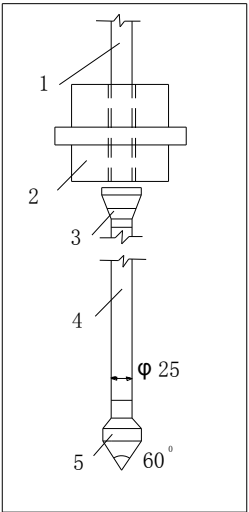


图 2-6 轻型动力触探试验设备示意图

1.穿心杆 2.穿心锤 3.锤垫 4.触探杆 5.探头

B. 试验步骤:

(a) 探头贯入土层之前, 先在触探杆上标出从锥尖起向上每 30cm 的位置。

(b) 一人将触探杆垂直扶正, 另一人将 10Kg 穿心锤从锤垫顶面以上 50cm 处自由落体放下, 锤击速度以每分钟 15-30 击为宜。

(c) 记录每贯入土层 30cm 的锤击数 N_{10}' (击/30cm)。

(d) 为避免因土对触探杆的侧壁摩擦而消耗部分锤击能量, 应采用分段触探的办法, 即贯入一段距离后, 将锥尖向上拔, 使探孔壁扩径, 再将锥尖打入原位置, 继续试验。或每贯入 10cm, 转动探杆一圈。

(e) 当 $N_{10}' > 100$ 或贯入 15cm 锤击数超过 50 时, 可停止试验。

C. 资料整理:

(a) 轻型动力触探由于贯入深度浅, 可不作杆长修正, 即 $N_{10}' = N_{10}$ 。

(b) 绘制轻型动力触探击数 N_{10} 与深度 h 的关系曲线 (图 2-7)。

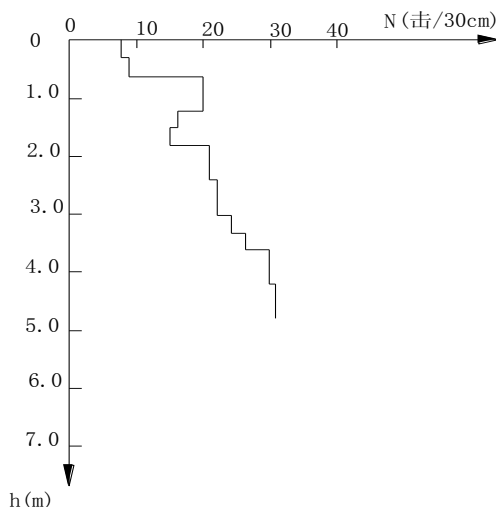


图 2-7 轻型动力触探击数 N_{10} 与深度 h 的关系曲线

D. 试验成果的应用:

确定地基承载力特征值 f_a , 见表 2-19、2-20 及 2-21。

表 2-19 一般粘性土承载力特征值 f_a 与 N_{10} 的关系

N_{10} (击/30cm)	15	20	25	30
f_a (Kpa)	105	145	190	230

注: 本表引自《建筑地基基础规范》(GBJ7-89)

表 2-20 素填土承载力特征值 f_a 与 N_{10} 的关系

N_{10} (击/30cm)	10	20	30	40
f_a (Kpa)	85	115	135	160

注：本表引自《铁路动力触探技术规范》(TBJ18-87)

表 2-21 含少量杂质的素填土承载力特征值 f_a 与 N_{10} 的关系

N_{10} (击/30cm)	15~20	18~25	23~30	27~35	32~40	35~50
f_a (Kpa)	40~70	60~90	80~120	100~150	130~180	150~200
空隙比 e	1.25~1.15	1.20~1.10	1.15~1.00	1.05~0.90	0.95~0.80	<0.80

本表引自西安市资料.

(2) 重型动力触探 ($N_{63.5}$) 试验:

主要用于碎石土、砂土及一般粘性土。

A. 试验设备:

重型动力触探试验的设备主要由触探头、触探杆及穿心锤三部分组成。落锤升降由钻机操纵

B. 试验步骤:

- (a) 探头贯入土层之前，先测出锥尖到锤垫底面之间长度，即触探杆长度。
- (b) 待锤尖打入到预测位置时，从触探杆上标出，从地面向上每 10cm 的位置。
- (c) 穿心锤自由落距 76cm，记录每贯入土层 10cm 的锤击数 $N_{63.5}'$ 。锤击速率宜为 15-30 击/min。
- (d) 每加上一根触杆时，需记录所加杆的长度，重新统计触探杆长度。
- (e) 若土质较松软、探头贯入速度较快时，亦可记录锤击 5 次的贯入深度。
- (f) 对触探杆侧壁摩擦影响较大的土层，可考虑采用分段触探的办法。(参见轻型动探相关内容)。
- (g) 如 $N_{63.5}' > 50$ ，连续三次，可停止试验。

C. 资料整理:

(a) 触探杆长度的校正:

当触探杆长度大于 2m 时，需按下式校正:

$$N_{63.5} = a \cdot N_{63.5}'$$

式中: $N_{63.5}$ —修正后的重型动探击数

a --为触探杆长度校正系数，查表 2-22。

(b)触探杆侧壁摩擦影响的校正：

对于砂土和松散-中密的圆砾、卵石层触探深度在 15m 内，一般可不考虑侧壁摩擦的影响。

(c)地下水影响的校正：

对于地下水位以下的中、粗、砾砂和圆砾、卵石,锤击数($N_{63.5}$)可按式修正：

$$N_{63.5}=1.1N'_{63.5}+1.0$$

(d) 绘制重型动探击数 $N_{63.5}$ 与深度 h 的关系曲线。

表 2-22 动探杆长度校正系数 α

$N_{63.5}$ l(m)	5	10	15	20	25	30	35	40	≥ 50
≤ 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
4	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.98	0.87	0.86	0.84
6	0.93	0.90	0.88	0.85	0.83	0.81	0.79	0.78	0.75
8	0.90	0.86	0.83	0.80	0.77	0.75	0.73	0.71	0.67
10	0.88	0.83	0.79	0.75	0.72	0.69	0.67	0.64	0.61
12	0.85	0.79	0.75	0.70	0.67	0.64	0.61	0.59	0.55
14	0.82	0.76	0.71	0.66	0.62	0.58	0.56	0.53	0.50
16	0.79	0.73	0.67	0.62	0.57	0.54	0.51	0.48	0.45
18	0.77	0.70	0.63	0.57	0.53	0.49	0.46	0.43	0.40
20	0.75	0.67	0.59	0.53	0.48	0.44	0.41	0.49	0.36

注：l 为杆长。

D. 试验成果的应用：

(a) 确定地基土承载力特征值 f_a （原规范为标准值 f_k ）（表 2-23，2-24）：

表 2-23 碎石土、砂土地基承载力特征值 f_a 与 $N_{63.5}$ 关系

$N_{63.5}$	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20	25	30	35	40
碎石土 $f_a(Kpa)$	140	170	200	240	280	320	360	400	470	540	600	660	720	850	930	970	1000
中、粗、砾砂 $f_a(Kpa)$	120	150	180	220	260	300	340	380									

注：本表引自《建筑地基基础设计规范》（GB50007-2002）

表 2-24 粘性土、粉土 $N_{63.5}$ 与承载力特征值 f_a 的关系

$N_{63.5}$	1	1.5	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$f_a(Kpa)$	60	90	120	150	180	210	240	265	290	320	350	375	400
状态	流塑	软塑	可塑							硬塑—坚硬			

注：本表引自广东省建筑设计研究院

(b)确定地基土的变形模量 E_0 (表 2-25):

表 2-25 圆砾、卵石土的变形模量 E_0 与 $N_{63.5}$ 击数平均值的关系

$N_{63.5}$	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14
$E_0(\text{Mpa})$	10	12	14	16	18.5	21	23.5	26	30	34
$N_{63.5}$	16	18	20	22	24	26	28	30	35	40
$E_0(\text{Mpa})$	37.5	41	44.5	48	51	54	56.5	59	62	64

注:本表引自铁道部第二勘测设计院(1988 年)

(c)确定地基土(碎石土)的密实度(表 2-26)及地基土(砂土)的密实度(表 2-27):

表 2-26 碎石土密实度与 $N_{63.5}$ 平均值的关系

$N_{63.5}$	≤ 5	$5 < N_{63.5} \leq 10$	$10 < N_{63.5} \leq 20$	> 20
密实度	松散	稍密	中密	密实

注: 本表引自《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002), 本表适用于平均粒径小于等于 50mm, 且最大粒径不超过 100mm 的卵石、碎石、圆砾、角砾。

表 2-27 砂土密实度与 $N_{63.5}$ 平均值的关系

砂土	$N_{63.5}$	砂土密实度	孔隙比
砾砂	< 5	松散	> 0.65
	5—8	稍密	0.65—0.50
	8—10	中密	0.50—0.45
	> 10	密实	< 0.45
粗砂	< 5	松散	> 0.80
	5—6.5	稍密	0.80—0.70
	6.5—9.5	中密	0.70—0.60
	> 9.5	密实	< 0.60
中砂	< 5	松散	> 0.90
	5—6	稍密	0.90—0.80
	6—9	中密	0.80—0.70
	> 9	密实	< 0.70

注: $N_{63.5}$ 系指因杆长影响校正而未经地下水影响校正的锤击数。

本表引自《工程地质手册》第三版表 3-2-13。

E. 记录格式:

动力触探记录表

工程名称_____ 地 点_____ 动探类型_____

钻孔编号_____ 钻孔标高_____ 地下水位_____

深度 (m)	杆长 (m)	实 测 击 数 (击)	修正 系数	修正击 数 N _____	深 度 (m)	杆长 (m)	实 测 击 数 (击)	修正 系数	修正击数 N
0					.0				
.1					.1				
.2					.2				
.3					.3				
.4					.4				
.5					.5				
.6					.6				
.7					.7				
.8					.8				
.9					.9				

时间:

校核:

记录:

2.6.5 标准贯入试验

标准贯入试验适用于砂土、粉土及一般粘性土。

标准贯入实际上是一种特殊的动力触探试验，适用于砂土、粉土、一般粘性土及强风化岩等。

该试验用质量为 63.5kg 的穿心锤，以 76cm 的自由落距，将一定规格的标准贯入器预先打入土中 0.15cm，然后再打入 0.30cm，记录 0.30cm 的锤击数，称为标准贯入击数 (N)。

标准贯入试验的工程目的是：

- (a) 划分土层类别、采集扰动试样；
- (b) 判断砂土的密实度或粘性土及粉土的稠度；
- (c) 估测土的强度及变形指标、确定地基土的承载力；
- (d) 评价砂土及粉土的振动液化；
- (e) 估算单桩承载力及沉桩可能性；
- (f) 检验地基加固处理质量。

(1) 试验设备：

标准贯入试验由触探头（又称贯入器、对开式管筒）、锤垫及导向杆、落锤（质量为 63.5kg 的穿心锤）三部分组成（图 2-8）。落锤距离由自动脱钩装置控制。

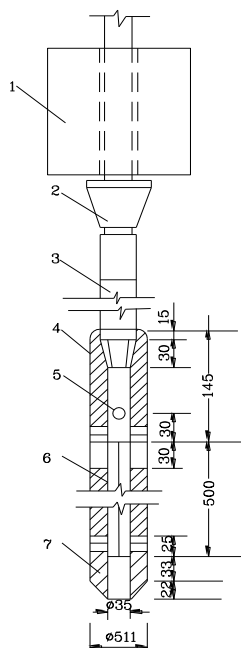


图 2-8 标准贯入试验设备

1.穿心锤；2.锤垫；3.探杆；4.贯入器；5.出水孔；6.贯入器内壁；7.贯入器靴

(2) 试验步骤：

(a)先用钻具钻至欲测土以上 15cm。且钻具拔出后孔底与孔壁应保证无软粘土等挤出堵塞钻孔。

(b)标贯探头入土之前，先测出探头靴口到锤垫底面之间的长度，及探杆长度。

(c)将探头压入欲测土表面，然后进行锤击，锤击速率为 15-30 击/min，锤击落距 $76 \pm 2\text{cm}$ ，先记录贯入 15cm 的预打击数，然后记下再贯入 30cm 的标贯实测击数 N' 。

(d)若 30cm 内锤击数超过 50，则停止试验。

(e)若需进行下一深度的贯入试验时，一般应隔 1m 后在进行。

(f)整个标贯过程中，孔壁不能有垮坍或孔壁上软粘土等挤出，造成探杆侧壁摩擦加大。

(g)拔出探入器，分开对开式管筒，取出筒内土样描述和试验。

(3) 资料整理：

A. 探杆长度校正：

当探杆长度大于 3m 时，需按下式修正

$$N=\alpha_N \cdot N'$$

式中：N—修正后的标贯击数（击/30cm）

α_N —杆长修正系数，按表 2-28 确定

B. 土的自重压力的影响：

(a) 图表法：锤击数、上覆土压力—砂土的相对密度。

(b) 美国 Peck 得出砂土自重压力对标准贯入试验的影响为：

$$N = C_N N'$$

式中 C_N --自重压力影响修正系数,查表取值。

(c) 地下水影响的校正：

砂层的贯入击数 N' 大于 15 时,有效击数按下式校正：

$$N=15+1/2(N'-15)$$

表 2-28 标贯试验杆长修正系数 α_N

探杆长度 (m)	≤3	6	9	12	15	18	21
α_N	1.00	0.92	0.86	0.81	0.77	0.73	0.70

注：《建筑地基基础设计规范》（GB50007-2002），《岩土工程勘察规范》（GB50021-2001）对杆长修正作以下说明：我国一直用经过修正后的 N 值确定地基承载力，用不修正的 N 值判别液化和判别砂土密实度。因此应按具体岩土工程问题，确定是否修正，且需在报告中说明。

(4) 试验成果的应用：

(a) 确定地基承载力特征值 f_a （表 2-29、表 2-30）：

表 2-29 砂土承载力特征值 f_a （Kpa）与 N 的关系

N（击/30cm）	10	15	30	50
中、粗砂	180	250	340	500
粉、细砂	140	180	250	340

表 2-30 粘性土承载力特征值 f_a （Kpa）与 N 的关系

N（击/30cm）	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23
f_a （Kpa）	105	145	190	235	280	325	370	430	515	600	680

注：表 2-11、表 2-12 引自《建筑地基基础设计规范》（GBJ7-89）

(b) 确定地基土压缩模量 E_s 及变形模量 E_0 （表 2-31）：

表 2-31 E_0 (Mpa)或 E_s (Mpa) 与 N 的关系

研究者	关系式	适用范围
湖北省水利电力勘察设计院	$E_0=1.0658N+7.4306$	粘性土、粉土
冶金部武汉勘察公司	$E_s=1.04 N+4.89$	中南、华东地区粘土
西南综合勘察院	$E_s=0.276 N+10.22$	唐山粉、细砂（地下水位以下）
Schultze（德国）	$E_s=0.49N+7.1$	细砂（地下水位以下）

(c) 确定砂土的抗剪指标（表 2-32）：

表 2-32 砂土内聚力 c 、内摩擦角 φ 与 N （手）的关系

N	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	25	29	31
c (Kpa)	17	36	49	59	66	72	78	83	87	91	98	103	107
φ (度)	17.7	19.8	21.2	22.2	23.0	23.8	24.3	24.8	25.3	25.7	26.4	27.0	27.3

注：此表引自冶金部武汉勘察公司。 N （手）是用手拉绳方式测得，与机械化自动落锤所得 N （机）的关系式为： N （手） $=0.74+1.12 N$ （机）

(d) 判定砂土的密实度（表 2-33）：

表 2-33 标贯击数 N 与砂土的密实度的关系

标贯锤击数 N (击/30cm)	密实度
$N \leq 10$	松散
$10 < N \leq 15$	稍密
$15 < N \leq 30$	中密
$N \geq 30$	密实

注：本表引自《建筑地基基础设计规范》（GB50007-2002），表中 N 值未加修正。

(e) 判定粘性土的稠密度状态（表 2-34）：

表 2-34 粘性土的液性指数 I_L 与 N 的关系

N	<2	2-4	4-7	7-18	18-35	>35
I_L	>1	1-0.75	0.75-0.50	0.50-0.25	0.25-0	<0
稠密状态	流动	软塑	软可塑	硬可塑	硬塑	坚硬

注：此表引自冶金部武汉勘察公司。

(f) 预估单桩竖向承载力（表 2-35）：

表 2-35 桩尖阻力 P_p 、桩侧阻力 P_f 与 N 的关系

土名	P_p (Kpa)	P_f (Kpa)
各种密度的砂土	324.4 N	2.03 N
粉土、粉砂及泥炭土	171.2 N	4.28 N
可塑状态粘土	74.9 N	5.35 N

注：本表引自《工程地质手册第三版》Schmerfman 提出。

(g) 判别饱和砂土、粉土的液化：

《建筑抗震设计规范》(GBJ11-89)明确规定对饱和砂土、粉土液化判定应采用标贯试验,在地面以下 15m 深度范围内,当饱和砂土、粉土实测标贯击数 N' (未经杆长修正) 小于下式 N_{cr} 时, 应判为可液化土。

$$N_{cr}=N_o \times [0.9+0.1 \times (ds-dw)] \sqrt{\frac{3}{\rho_c}}$$

式中: N_{cr} —饱和土液化临界标贯锤击数;
 N_o —饱和土液化判别基准标贯锤击数, 按表 2-36 选用;
 ds —标贯试验深度 (m);
 dw —地下水位深度 (m);
 ρ_c —饱和土的粘粒含量百分率 (%), 当 $\rho_c < 3$ 时, 取 $\rho_c = 3$ 。

表 2-36 液化判别基准标贯锤击数 N_o 的值

烈度	7 度	8 度	9 度
近震	6	10	16
远震	8	12	—

2. 6. 6 十字板剪切试验

十字板剪切试验是一种在天然应力状态下测定软粘土抗剪强度的原位测试技术。多年来在我国软土分布地区的勘察和地基处理检测中应用较为广泛。常用的试验设备两种, 即机械开口钢环式和应变片电测式。前者配合钻机使用, 后者配合静探仪使用。

十字板剪切试验是用插入软土中的十字板头, 以一定的速率旋转, 在土体中形成圆柱形破坏面, 测出土的抵抗力矩, 然后换算成土的抗剪强度。

试验适于原位测定软塑-流塑状态粘土的不排水抗剪强度, 试验深度一般不超过 30 米。

机械开口钢环式十字板剪切试验:

用钻机将十字板头压入钻孔底部欲测土层中, 利用蜗轮旋转施加扭力矩使板头在同一水平面上等速转动, 从而在土体中切出一个圆柱形破坏面, 籍开口钢环测定剪切破坏时的最大扭矩, 即可换算出土的不排水抗剪强度 C_u (相当于内摩擦角 $\varphi = 0$ 时的内聚力 c 值)。

(1) 试验设备:

开口钢环式十字板剪切仪（图 2-9）。

(a) 十字板头：直径 \times 高=75 \times 100mm(或 50 \times 100mm)；

(b) 施加扭力设备：手摇柄、蜗轮、变向齿轮、特制键；

(c) 测量扭力设备：开口应力钢环、百分表；

(d) 其它：十字板杆、钻孔、套管、孔内定中装置；

(2) 试验步骤：

(a) 先将钻具与套管下至距测试土层 3—5 倍钻孔直径处，取出钻具；

(b) 在钻孔套管上安装十字板剪切仪，拧紧制紧螺丝，将十字板头徐徐压入欲测土中，静置 5 分钟；

(c) 松开锁紧螺丝，抬起底版，合上支爪（其功能是使十字板头同水平旋转）。转动底盘，使特制剪落入键槽。然后拧紧锁紧螺丝。将百分表调至零；

(d) 试验开始，按每 10 秒钟蜗轮转一度的转速，（即顺时针匀速摇动手柄 1 圈），每转一度测记百分表读数一次，当读数出现峰值或稳定值后（大约蜗轮转动 20°—30°），再继续测读一分钟。其峰值或稳定值读数为原状土剪切破坏读数 R_r ；

(e) 拔出特制键，顺时针转动导杆 6 圈，使十字板头周围土充分扰动，静置 5min，再插上特制键，照第(4)条操作，测记重塑土剪切破坏时百分表读数 R_r ；

(f) 上提导杆 2-3 厘米，使十字板头与离合器脱离，均匀摇动手摇柄，测记十字板杆与土摩擦及仪器机械摩擦时百分表读数 R_g 。

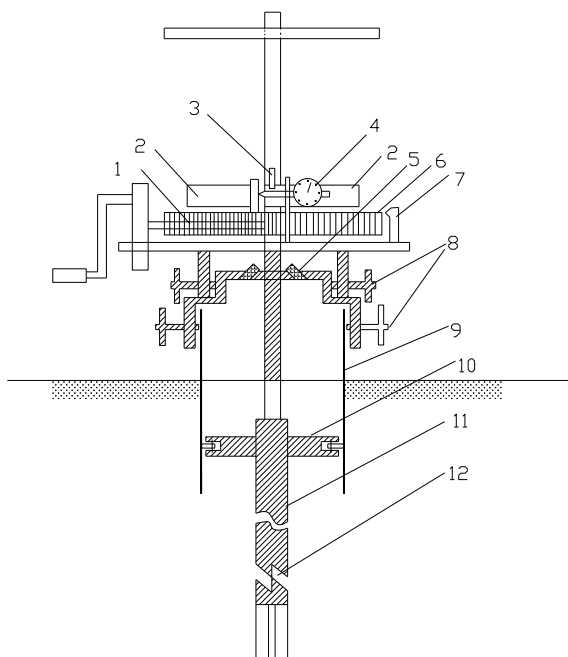


图 2-9 十字板剪力仪结构示意图

1. 摇柄主动转动齿轮； 2. 开口钢环； 3. 特制键； 4. 百分表； 5. 支爪；
6. 蜗轮从动转动齿轮； 7. 平面 $0^{\circ} \sim 360^{\circ}$ 盘指针； 8. 制紧螺栓；
9. 钻孔套管； 10. 测杆定中装置； 11. 测杆； 12. 离合器； 13. 十字板头。

(3) 资料整理：

(a) 按下式计算土的不排水抗剪强度 C_u 、 C_u' ：

$$C_u = K \cdot C \cdot (R_p - R_g)$$

$$C_u' = K \cdot C \cdot (R_r - R_g)$$

式中： C_u —原状土的抗剪强度 (kg/cm^2)；

C_u —重塑土的抗剪强度 (kg/cm^2)；

K —与十字板头尺寸有关的常数 (cm^{-2})；

C —开口钢环系数 ($\text{kg}/0.01\text{mm}$)；

R_p —原状土剪切破坏时百分表读数 (0.01mm)；

R_r —重塑土剪切破坏时百分表读数 (0.01mm)；

R_g —测杆与土摩擦、仪器机械摩擦时的百分表读数 (0.01mm)。

按下式计算土的灵敏度 S_t ：

$$S_t = \frac{C_u}{C_u'}$$

(b) 绘制不排水抗剪强度 C_u 、 C_u' 随试验深度 h 的变化曲线 (图 2—10)：

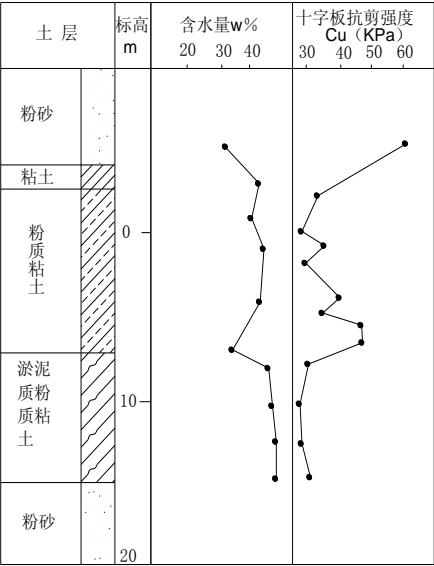


图 2—10 抗剪强度随深度变化曲线
1. 原状土 2. 扰动土

(4) 记录格式:

十字板剪切试验记录表

工程名称 十字板规格: 75mm×150mm
试验地点 十字板头常数 K: 0.0181/cm
试验深度 开口钢环系数 C: 0.14kg/0.01mm

水平转盘度 数	原 状 土		重 塑 土		杆与土摩擦 及机械摩擦 R_g (0.01mm)	抗剪强度随 深度变化曲 线 (Cu--h)
	R_p (0.01mm)	Cu (Kg/cm ²)	R_r (0.01mm)	Cu [′] (Kg/cm ²)		

校核 试验 记录 日期

2.7 室内土工试验

2.7.1 基本规定

(1) 岩土性质的室内试验项目和试验方法的确定应符合本章的规定；其具体操作和试验仪器应符合现行国家标准《土工试验方法标准》和国家有关岩石试验方法标准的规定。岩土工程评价时所选用的参数值，宜与相应的原位测试成果或原型观测反分析成果比较，经修正后确定。

(2) 试验项目及试验方法的确定，应根据工程和岩土性质的特点。当需要时应考虑岩土的原位应力场和应力史，工程活动引起的新应力场和新边界条件，使试验条件尽可能接近实际；并应注意土的非均质性、非等向性和不连续性以及由此产生的岩土体与岩土试样在工程性状上的差别。

(3) 对特种试验项目，应制定专门的试验方案。

2.7.2 土的物理性质试验

(1) 各类工程均应测定下列土的分类指标和物理性质指标：

砂土：颗粒级配、比重、天然含水量、重力密度、最大和最小密度。

粉土：颗粒级配、液限、塑限、比重、天然含水量、重力密度和有机质含量。

粘性土：液限、塑限、比重、天然含水量、重力密度和有机质含量。

注：①对砂土，如无法取得Ⅰ级、Ⅱ级、Ⅲ级土试样时，可只进行颗粒级配试验；

②目测鉴定不含有有机质时，可不进行有机质含量试验。

(2) 测定液限时，根据评价要求可采用 76g 瓦氏圆锥仪法或卡氏碟式仪法，并应在试验报告上注明。有经验的地区，比重可根据经验确定。

(3) 当需进行渗流分析，基坑降水设计等要求提供土的透水性参数时，应进行渗透试验。常水头试验适用于砂土和碎石土；变水头试验适用于粉土和粘性土；透水性很低的软土可通过固结试验测定固结系数、体积压缩系数和渗透系数。当需要时，土的渗透系数取值应与野外抽水试验或注水试验的成果比较后确定。

(4) 当需对土方回填和填筑工程进行质量控制时，应选取有代表性的土试样进行击实试验，测定干密度与含水量关系，确定最大干密度、最优含水量。

2.7.3 土的压缩-固结试验

(1) 当采用压缩模量进行沉降时，固结试验施加的最大压力应大于土的有效自

重压力与附加压力之和，试验成果可用 $e-p$ 曲线的形式整理，压缩系数和压缩模量的计算应取自土的有效自重压力至土的有效自重压力与附加压力之和的压力段；当考虑深基坑开挖卸荷和再加荷影响时，应进行回弹试验，其压力的施加应模拟实际的加、卸荷状态。

(2) 当考虑土的应力史进行沉降计算时，试验成果应按 $e-lgp$ 曲线整理，确定先期固结压力并计算压缩指数和回填指数。施加的最大压力应满足绘制完整的 $e-lgp$ 曲线。为计算回弹指数，应在估计的先期固结压力之后，进行一次卸荷回弹，再继续加荷，直至完成预定的最后一级压力。

(3) 当需进行沉降历时关系分析时，应选取部分土试样在土的有效压力与附加压力之和的压力下，作详细的固结历时记录，并计算固结系数。

(4) 对厚层高压缩性软土上的一级建筑物，宜取一定数量的土试样测定次固结系数，用以计算次固结沉降及其历时关系。

(5) 当需进行土的应力应变关系分析，为非线性弹性、弹塑性模型提供参数时，可进行三轴试验，并宜符合下列要求：

A、采用三个或三个以上不同的固定围压，分别使试样固结，然后逐级增加轴压，直至破坏，每个围压的试验宜进行一至三次回弹，并将试验结果整理成相应于各固定围压的轴向应力与轴向应变关系曲线。

B、进行围压与轴压相等的等压固结试验，逐级加荷，取得围压与体积应变关系曲线。

2.7.4 土的抗剪强度试验

(1) 三轴剪切试验的试验方法应按下列条件确定：

A、对饱和粘性土，当加荷速率较快时宜采用不固结不排水 (UU) 试验。为确定饱和软粘土的地基承载力，应对试样在自重压力下预固结再进行试验。

B、对加荷速率不高的工程或加荷速率较快但土的超固结程度较高的工程，以及需验算水位迅速下降时的土坝稳定性，可采用固结不排水 (CU) 试验。当需提供有效应力抗剪强度指标时，应采用固结不排水测孔隙水压力 (CU) 试验。

C、对在软粘土上非常缓慢建造的土堤或稳态渗流条件下进行稳定分析的土堤，可进行固结排水 (CD) 试验。

(2) 当二级建筑物需进行抗剪强度试验时，可采用直接剪切试验，试验方法应根据荷载类型、加荷速率及地基土的排水条件确定。对于内摩擦角 $\varphi \approx 0$ 的软粘

土，可用一级土样的无侧限抗压强度试验，代替自重压力下预固结未固结不排水三轴剪切试验。

(3) 测定滑坡带等已经存在剪切破裂面的抗剪强度时，应进行残余强度试验。在确定计算参数时，宜与现场观测反分析的成果比较后确定。

2.8 地下水调查

2.8.1 调查内容

(1) 评价水、土对混凝土、钢筋混凝土结构的腐蚀性，应调查下列内容：

A、场地的气候条件，或干燥度指数 k 值。

B、场地的冰冻区，应根据一月份的月平均温度确定，当月平均温度大于 0°C 时为不冻区； $0\sim-4^{\circ}\text{C}$ 时为微冻区； $-4\sim-8^{\circ}\text{C}$ 时为冰冻区；小于 -8°C 时为严重冰冻区。

C、场地标准冻深和地面下水冰冻的温度梯度。

D、场地地层的透水层，分为强透水土层和弱透水土层。

E、场地的海拔高度。

(2) 评价水、土对钢结构的腐蚀性，应调查下列内容：

A、土质类别的野外描述。

B、土层剖面均匀性、密实度、干湿度、通气性的定性描述。

C、土的硫化物反应和碳酸盐反应的检验。

D、水的颜色、嗅、悬浮物、沉淀物的外观特征描述。

2.8.2 取样和测试项目

(1) 水、土腐蚀性的测试，应按下列规定取样：

A、混凝土或钢结构处于地下水位以下时，应取地下水位以上的土样和地下水水样，并应分别作土、水的腐蚀性测试。

B、混凝土或钢结构处于地下水位以上时，应取土样作土的腐蚀性测试。

C、混凝土或钢结构处于地表水中时，应取地表水作水的腐蚀性测试。

(2) 水、土腐蚀性测试项目应符合表 2-37 和表 2-38 的规定。

表 2-37 水的腐蚀性测试

序号	测试类别 (水的化学分析)	测试项目	测试方法
1	水对混凝土结构的腐蚀性测试	PH 值	电位法
2		$\text{Na}^+ + \text{K}^+$	差减法
3		NH_4^+	纳氏试剂比色法
4		Ca^{2+}	EDTA 容量法
5		Mg^{2+}	EDTA 容量法
6		Cl^-	摩尔法
7		SO_4^{2-}	EDTA 容量法
8		HCO_3^-	酸滴定法
9		CO_3^{2-}	酸滴定法
10		OH^-	酸滴定法
11		NO_3^-	水杨酸比色法
12		侵蚀性 CO_2	盖耶尔法
13		游离 CO_2	碱滴定法
14		总矿化度	质量法
15	水对钢筋混凝土结构中钢筋的腐蚀性测试	Cl^-	摩尔法
16		SO_4^{2-}	EDTA 容量法
17	水对钢结构的腐蚀性测试	PH 值	电位法
18		Cl^-	摩尔法
19		SO_4^{2-}	EDTA 容量法

注：①序与 9 和 10 两项，根据酚酞碱度和甲基橙碱度不大时，应用两者结果计算；

②序号 13，当无条件取到侵蚀性 CO_2 水样时，可不进行测试。

2.8.3 地下水参数测定

(1) 基本规定

地下水位的测定应符合下列规定：

A、岩土工程勘察中，凡遇含水地层均应测定地下水位。可在钻孔或探井内直接量测初见水位和静止水位。

B、静止水位的量测应有一定的稳定时间，其稳定时间按含水地层的渗透性确定，需要时宜在勘察结束后统一量测静止水位。

C、当采用泥浆钻进时，测水位前应将测水管的打入含水地层 20cm 或洗孔后量测。

D、对多层含水层的水位量测，必要时应采取止水措施与其他含水层隔开。

E、量测读数至厘米，误差不得大于 $\pm 3\text{cm}$ 。

(2) 地下水流向及流速测定

测定地下水流向宜采用几何法，在场地内不应少于三个孔钻，孔距按岩土的渗透性、水力梯度、地形坡度确定，一般为 50~100m。应同时量测各孔内水位，用等

水位线的垂线确定流向。

表 2-38 土的腐蚀性测试

序号	测试类别		测试项目	方法
1	土对混凝土结构的腐蚀性测试 (土的易溶盐全量分析)		$K^+ + Na^+$	差减法
2			NH_4^+	纳氏试剂比色法
3			Ca^{2+}	EDTA 容量法
4			Mg^{2+}	EDTA 容量法
5			Cl^-	摩尔法
6			SO_4^{2-}	EDTA 容量法
7			HCO_3^-	酸滴定法
8			CO_3^{2-}	酸滴定法
9			OH^-	酸滴定法
10			NO_3^-	水杨酸比色法
			总含盐量	质量法
12	土对钢筋混凝土结构中钢筋的腐蚀性测试 (土的易溶盐分析)		Cl^-	摩尔法
13			SO_4^{2-}	EDTA 容量法
14	土对钢结构的腐蚀性测试	原位测试	PH 值	锥形电极法
15			氧化还原电位	铂电极法
16			极化曲线	两电极恒电流法
17			电阻率	交流四极法
18		室内扰动土测试	质量损失	管罐法

注：①序号 8 和 9 两项，根据酚酞碱度和甲基橙碱度不大时，应用两者结果计算；

②序号 14、15 和 16 三项，当无条件进行原位测试时，宜作原状土测试；

③土的易溶盐全量分析和水浸出液采用土水比为 1：5。

地下水流速的测定宜采用指示剂法或充电法。

(3) 注水、抽水及压水试验

A、注水试验可在试坑或钻孔中进行。对于毛细管力作用不大的砂土和粉土，宜采用试坑法或试坑单环法；对粘性土宜采用试坑双环法；对于试验深度较大或无地下水的各类岩土宜采用钻孔法。

B、抽水试验应符合下列规定

(a) 抽水试验方法可按下表的规定选用。

表 2-39 抽水试验方法及应用范围

方 法	应用范围
钻孔或探井简易抽水	粗略估算弱透水层的渗透系数
不带观测孔抽水	初步判断含水层的渗透性参数
带观测孔抽水	能较准确地求得含水层的各种参数

(b)抽水试验宜进行三次降深,最大降深应接近工程设计所需的地下水位标高。

(c)水位量测应采用同一方法和仪器,其精度对抽水孔为厘米,对观测孔为毫米。

(d)稳定标准为抽水流量和动水位与时间的关系曲线在一定范围内波动,而没有持续上升和下降。

(e)抽水结束后宜量测恢复水位。

C、压水试验应符合下列规定:

(a)压水试验孔位,应根据工程地质测绘和钻探资料,并结合工程类型、特点确定。

(b)压水试验应按岩层的不同特性划分试验段,试验段的长度宜为5~10m。

(c)按需要确定试验的起始压力、最大压力和压力级数。

(d)每十分钟记录一次压入水量,当连续四次读数的最大值或最小值与最终值之差分别小于最终值的5%时,其值即为该级压力下的最终压入水量。

(e)压力应由小到大逐级增加,达到最大压力后再由大到小逐级减小到起始压力,并及时绘制压力与压入水量的相关图。

(4)毛细水及孔隙水压力测定

A、毛细水上升高度的测定方法对粘性土、粉土可采用试坑直接观测法、塑限含水量法;对砂土可采用最大分子含水量法。

B、孔隙水压力的测定应符合下列规定:

一、孔隙水压力的测定方法可按规范确定。

二、孔隙水压力测试点应根据地层岩性、工程性质和基础型式进行布置。量测前要掌握土层剖面和土层渗透性的变化。

三、测压计的安装埋设要符合有关安装技术规定。

四、现场测试的数据应及时进行分析整理,出现异常时应找出原因,并采取相应措施。

3 地基岩土工程评价与计算

3.1 地基岩土力学试验参数的数理统计分析

地基试验数据数理统计的目的在于,取得既具有代表性又有一定可靠度的岩土参数值,以作为地基评价与基础设计的计算依据。

3.1.1 划分统计单元体和编制统计图表

(1)首先按地貌单元、地层层位、成因类型、岩性和堆积年代等对岩土划分工程地质单元。

(2)对各单元体的试验数据逐一核查校对,对某些有离散性明显的异常进行复查或将其舍弃。异常数据的舍弃可用三倍标准差方法或用 Grubbs 准则类判别。

(3)每一单元体中,土的物理力学性质指标应基本相近。试验数值所表现出来的离散性只能是由于土质不均匀或试验误差等随机因素所造成的。野外鉴别上划分为两层土,但指标比较接近,经过差异显著性检验,若其平均值间无明显差异时,才可作为一个力学层合并一个统计单元。

(4)将同一单元体的试验数据编制统计表。当统计的指标数据较多时,可进行分区段统计,即将试验数据的变化范围分成间隔相等的若干区段,编制区段频数统计表。必要时,可绘制频数或频率直方图。

3.1.2 试验数据平均值的计算

(1)算术平均值:

设 $x_1、x_2、\cdots x_n$ 代表各单个试验指标值, N 代表试验指标的总数,则算术平均值 \bar{x} 按下式计算:

$$\bar{x} = \frac{x_1 + x_2 + \cdots + x_n}{n} = \frac{\sum x_i}{N}$$

当分区段统计时:

$$\bar{x} = \frac{\sum h_i \bar{x}_i}{N} = \sum P_i \bar{x}_i$$

(2)加权平均值:

在统计计算中,有时由于各数据的精度不同或其他原因,对试验数据各赋有不同的权,这种平均值称为加权平均,按下式计算:

$$\bar{x} = \frac{W_1 x_1 + W_2 x_2 + \cdots + W_n x_n}{W_1 + W_2 + \cdots + W_n} = \frac{\sum W_i x_i}{\sum W_i}$$

式中 $x_1、x_2、\cdots x_n$ —各个试验数据值；
 $W_1、W_2、\cdots W_n$ —各试验数据值的对应权。

3.1.3 标准差和变异系数

(1) 标准差和均方差：
 标准差和均方差都是表示数据离散性的特征值，标准差用 S 表示，均方差用 σ 表示。

$$S=\sqrt{\frac{1}{n-1}\left[\sum_{i=1}^n x_i^2-\frac{1}{n}\left(\sum_{i=1}^n x_i\right)^2\right]}$$

$$\sigma=S\sqrt{\frac{n-1}{n}}$$

式中： x_i ——岩土的物理力学指标数据；
 n ——该单元参加统计的数据个数。

S 和 σ 都可用带有统计功能（STAT）的计算器直接算得。
 (2) 变异系数：

变异系数是表示数据变异性的特征值，用 δ （或 C_v ）表示。

$$\delta=\frac{S}{\bar{x}}$$

变异系数 δ 是无量纲系数，使用上比较方便，在国际上是一个通用的指标。
 Ingles 报导和建议的系数见表 3-1。国内一些成果见表 3-2。

表 3-1 Ingles 建议的变异系数

岩土参数	报导的范围	建议的标准	岩土参数	报导的范围	建议的标准
砂土 内摩擦角 φ	0.05~0.15 0.12~0.56	0.10	塑 限	0.09~0.29	0.10
粘土 标准贯入试验				0.27~0.85	0.30
粘聚力 C(不排水)	0.20~0.50	0.30	无侧限抗压强度	0.06~1.00	0.40
压 缩 性	0.18~0.73	0.30	孔 隙 比	0.13~0.42	0.25
固结系数	0.25~1.00	0.50	重 度	0.01~0.10	0.03
弹性模量	0.02~0.42	0.30	粘粒含量	0.09~0.70	0.25
液 限	0.02~0.48	0.10			

表 3-2 我国建议的变异系数

地区	土类	γ 的变异系数	E_s 的变异系数	ϕ 的变异系数	C 的变异系数
上海	淤泥质粘土	0.017~0.020	0.044~0.213 0.166~0.178	0.206~0.308	0.049~0.089
	淤泥质亚粘土	0.019~0.023		0.197~0.424	0.162~0.245
	暗绿色亚粘土	0.015~0.031		0.097~0.268	0.333~0.646
江苏	粘土	0.005~0.033	0.177~0.257	0.164~0.370	0.156~0.290
	亚粘土	0.014~0.030	0.122~0.300	0.100~0.360	0.160~0.550
安徽	粘土	0.020~0.034	0.170~0.500	0.140~0.168	0.280~0.300
河南	亚粘土	0.015~0.018	0.166~0.469		
	粉土	0.017~0.044	0.209~0.417		

Meyerhof 提出了划分变异性等级的方案，并根据等级建立了各类设计参数分项安全系数的数值，见表 3-3。

表 3-3 变异性等级

变异系数	荷载	参数	分项安全系数 (90%可靠性)
<0.1 很低	死荷载	重度	<1.1
0.1~0.2 低	静水压力	砂土的指示指标 内摩擦角	1.1~1.3
0.2~0.3 中等	孔隙水压力	粘土的指示指标 粘聚力	1.3~1.6
0.3~0.4 高	活荷载	压缩性，固结系数，贯 入阻力	>1.6
>0.4 很高	环境荷载	渗透性	

3.1.4 最少试验数量的确定

考虑到岩土的不均匀性和试验误差所造成的试验数据离散性，以及不同等级的岩土工程对岩土计算参数可靠度的不同要求，有必要确定最少试验数量来保证达到预定的要求。确定最少试验数量的规定或方法有：

(1) 《建筑地基基础设计规范》和《港口工程技术规范》规定，以物理力学指标等确定地基承载力标准值时，参加统计的样本数不宜少于 5~6 个。

(2) 按概率方法确定：

A. 最少试验数量 n 可由下式确定：

$$n = \left(\frac{\delta}{\Delta r} \cdot t_p \right)^2$$

式中 δ ——指标的变异系数

Δr ——容许相对误差

$$\Delta r = \frac{\Delta}{x}$$

σ ——指标的均方差；

Δ ——容许对误差；

t_p ——t 分布的系数值，与置信水平 p 和自由度 $(n-1)$ 有关。

实际应用止式时，可将该式改写为：

$$\frac{t_p}{\sqrt{n}} = \frac{\Delta r}{\delta}$$

先根据已给出的 δ 、 Δr 值，可算得 t_p/\sqrt{n} 值，再按照置信水平 p 查表 3-4 即可得 n

表 3-4 $t_p/\sqrt{n} = \Delta r/\delta$

$\Delta r/\delta$ n	置信水平			$\Delta r/\delta$ n	置信水平		
	0.99	0.95	0.90		0.99	0.95	0.90
2	45.012	8.984	4.465	18	0.683	0.479	0.410
3	5.730	2.484	1.686	19	0.660	0.482	0.398
4	2.921	1.591	1.177	20	0.640	0.468	0.387
5	2.059	1.241	0.953	21	0.621	0.455	0.376
6	1.646	1.050	0.823	22	0.604	0.443	0.367
7	1.401	0.925	0.734	23	0.587	0.432	0.358
8	1.237	0.836	0.670	24	0.573	0.422	0.350
9	1.118	0.769	0.620	25	0.559	0.413	0.342
10	1.028	0.715	0.580	26	0.547	0.404	0.335
11	0.955	0.672	0.546	27	0.535	0.396	0.328
12	0.897	0.635	0.518	28	0.524	0.388	0.322
13	0.847	0.604	0.494	29	0.513	0.380	0.316
14	0.805	0.577	0.473	30	0.503	0.373	0.310
15	0.769	0.554	0.455	40	0.428	0.315	0.267
16	0.737	0.533	0.438	60	0.344	0.256	0.216
	0.708	0.514	0.425	120	0.239	0.180	0.151

B. 建议的 p 、 δ 、 Δr 值

(a) 置信水平 p 可根据勘察阶段和岩土工程等级参照表 3-5 确定。

(b) 土的物理力学性质指标的变异系数 δ 因不同地区、不同土类而异。一般应根据已有经验确定。

(c) 容许相对误差 Δr 可按表 3-6 确定。

表 3-5 建议的置信水平 p 值

勘察阶段	岩土工程等级	置信水平 p
初 勘		0.90
详 勘	一 级	0.99
	二 级	0.95
	三 级	0.90

注：对于特别重要的岩土工程，置信水平可另行确定。

表 3-6 容许相对误差 Δr 建议值

指 标	Δr
物理性质	0.10
力学强度	0.10
变形性质	0.30

3.1.5 岩土参数的选定

(1) 可靠性估值的理论基础：

岩土参数的可靠性估值是在统计学区间估计理论上得到的关于参数母体平均值置信区间的单侧置信界限值。如果母体平均值以 u 表示，并服从 t 分布规律，可靠性估值以 f_k 表示。取单侧置信下限时，如下图 3-1 (a)，其概率以下式表示。

$$P[u < f_k] = a = 1 - p$$

取单侧置信上限时，如下图 3-1 (b)，其概率以下式表示。

$$P[u > f_k] = a = 1 - p$$

式中 a ——风险率，是一个可以接受的小概率，图上的阴影部分。

p ——置信概率，或称置信水平，表示可以预期的安全概率。

a 与 p 值根据岩土工程的等级和勘察阶段而定，一般常用的为 $a=0.05$ ， $p=0.95$ 。

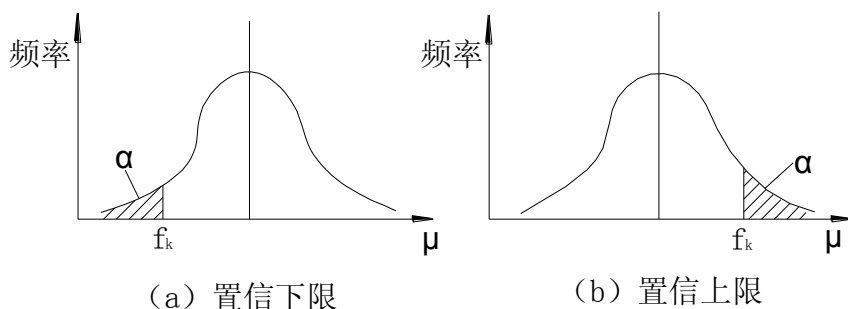


图 3-1 参数的可靠性估值

(2) 岩土参数的标准值:

岩土参数的标准值 f_k 可按下式计算:

$$f_k = \gamma_s \cdot f_m$$

式中 f_m ——岩土参数的平均值;

γ_s ——统计修正系数。

统计修正系数可从下列方法选用

(a) 理论公式

按区间估计理论, 单侧置信界限值由下式求得:

$$f_k = f_m \left(1 \pm \frac{t_a}{\sqrt{n}} \delta \right)$$

也即

$$\gamma_s = 1 \pm \frac{t_z}{\sqrt{n}} \delta$$

式中: t_a —t 分布单侧置信区间的系数值, 可根据风险概率 a (或置信概率 p) 和自由

度 $(n-1)$ 由表 3-7 查得;

δ —变异系数;

n —试验数据频数。

式中正负号按不利组合考虑, 采用置信上限时, 为正号; 置信下限时, 用负号。

(b) 简化公式

为了便于应用，在采用 $\alpha=0.05$ 的条件下，将上式和表 2-19 的有关系数简化拟合成样本容量 n 的显函数形式，如下式。

$$\gamma_s = 1 \pm \left(\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right) \delta$$

设 $\beta = \frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2}$ ，或 $\beta = \frac{t_a}{\sqrt{n}}$ ，则

$$\gamma_s = 1 \pm \beta \delta$$

β 值可按表 3-8 查处。

(c) 经验法

统计修正系数 γ_s ，也可按岩土工程问题的类型和重要性、参数的变异性和统计数据的频数，根据经验选用。

(3) 岩土参数的设计值：

岩土参数的设计值 f_d 可按下列式计算：

$$f_d = \gamma f_d$$

式中 γ ——岩土参数的分项系数。

3.2 场地稳定性评价

(1) 高层建筑场地应该避开浅埋的（埋深不超过 100m）全新世活动断裂，避开的距离应根据全新世活动断裂的等级、规模和性质、地震基本烈度、覆盖层厚度和工程性质等单独研究确定；高层建筑还应避开正在活动的地裂缝通过地段，避开的距离和应采取的措施可按地区性的有关规定确定。

(2) 位于斜坡地段的高层建筑应从以下各点考虑场地稳定性：

(a) 建筑物不应放在滑坡体上。

(b) 位于坡顶或岸边的高层建筑应考虑边坡整体稳定性，必要时应验算整体是否有滑动的可能性；

(c) 当边坡整体是稳定的，还应符合现行《建筑地基基础设计规范》的规定，验算基础外边缘至坡顶的安全距离；

(d) 考虑高层建筑物周围高陡边坡滑塌的可能性，确定建筑物离坡脚的安全距离。

表 3-7 t 分布单侧置信区间的 t_a 系数表

自由度 n—1	风 险 概 率 a				
	0.10	0.05	0.025	0.01	0.005
	置 信 概 率 P				
	0.90	0.95	0.975	0.99	0.995
1	3.07	6.31	12.71	31.82	63.66
2	1.89	2.92	4.30	6.97	9.93
3	1.64	2.35	3.18	4.54	5.84
4	1.53	2.13	2.78	3.75	4.60
5	1.48	2.02	2.57	3.37	4.03
6	1.44	1.94	2.45	3.14	3.70
7	1.42	1.90	2.37	3.00	3.50
8	1.40	1.86	2.30	2.90	3.36
9	1.38	1.83	2.26	2.82	3.25
10	1.37	1.81	2.23	2.76	3.17
11	1.36	1.80	2.20	2.72	3.11
12	1.36	1.78	2.18	2.68	3.06
13	1.35	1.77	2.16	2.65	3.01
14	1.35	1.76	2.14	2.62	2.98
15	1.34	1.75	2.13	2.60	2.95
16	1.34	1.75	2.12	2.58	2.92
17	1.33	1.74	2.11	2.57	2.90
18	1.33	1.73	2.10	2.55	2.88
19	1.33	1.72	2.09	2.54	2.86
20	1.33	1.72	2.09	2.53	2.85
21	1.32	1.72	2.08	2.52	2.83
22	1.32	1.72	2.07	2.51	2.82
23	1.32	1.71	2.07	2.5	2.81
24	1.32	1.71	2.06	2.49	2.80
25	1.32	1.71	2.06	2.49	2.79
26	1.32	1.71	2.06	2.48	2.78
27	1.31	1.70	2.05	2.47	2.77
28	1.31	1.70	2.05	2.47	2.76
29	1.31	1.70	2.05	2.46	2.76
30	1.31	1.70	2.04	2.46	2.75
40	1.30	1.68	2.02	2.42	2.70
60	1.30	1.67	2.00	2.39	2.66
80	1.30	1.66	1.99	2.37	2.63
100	1.29	1.66	1.98	2.36	2.62
120	1.29	1.66	1.98	2.36	2.62
∞	1.28	1.65	1.96	2.33	2.58

表 3-8

a=0.05 条件下的 β 值表

$$(\beta = t_a / \sqrt{n})$$

n	β	n	β	n	β	n	β
2	4.46	11	0.55	20	0.39	29	0.32
3	1.67	12	0.52	21	0.38	30	0.31
4	1.17	13	0.49	22	0.37	40	0.27
5	0.95	14	0.47	23	0.36	60	0.22
6	0.83	15	0.45	24	0.35	80	0.19
7	0.73	16	0.44	25	0.34	100	0.17
8	0.67	17	0.42	26	0.34	120	0.16
9	0.62	18	0.41	27	0.33		
10	0.58	19	0.40	28	0.32		

(3) 高层建筑场地不应选择在对建筑抗震的危险地段，应避开对建筑抗震不利的地段，当无法避开不利地段时，应采取防护治理措施。

(4) 在有塌陷可能的地下采空区，或岩溶土洞强烈发育地段，应考虑地基加固措施，经技术经济分析认为不可取时，应另选场地。

3.3、地基均匀性评价

地基均匀性宜从以下几方面进行评价并采取相应措施：

(1) 当地基持力层层面坡度大于 10%时，可视为不均匀地基。此时可加深基础埋深使之超过持力层最低的层面深度，当加深基础不可能时，则可采取垫层等措施加以调整。

(2) 地基持力层和第一下卧层在基础宽度方向上，地层厚度的差值小于 0.05b（b 为基础宽度）时，可视为均匀地基；当大于 0.05b 时，应计算横向倾斜是否满足要求，若不能满足应采取结构或地基处理措施。

(3) 地基土的均匀性以压缩层内各土层的压缩模量为评价依据。

(a) 当 \bar{E}_{s1} 、 \bar{E}_{s2} 的平均值小于 10MPa 时，符合下式要求者为均匀地基。

$$\bar{E}_{s1} - \bar{E}_{s2} < \frac{1}{25}(\bar{E}_{s1} + \bar{E}_{s2})$$

(b) 当 \bar{E}_{s1} 、 \bar{E}_{s2} 的平均值大于 10MPa 时，符合下式要求者为均匀地基。

$$\bar{E}_{s1} - \bar{E}_{s2} < \frac{1}{20}(\bar{E}_{s1} + \bar{E}_{s2})$$

式中 \bar{E}_{s1} 、 \bar{E}_{s2} —分别为基础宽度方向两个钻孔中，压缩层范围内压缩模量按厚度的加权平均值 (MPa)，取大者为 \bar{E}_{s1} ，小者为 \bar{E}_{s2} 。

当不能满足上式要求时，属不均匀地基，应进行横向倾斜验算，采取结构或地基处理措施。

3.4 基础的埋置深度

基础的底面埋在设计地面上 $\pm 0.00\text{m}$ 下的深度，称为基础的埋置深度。在保证基础安全稳定、耐久使用的前提下，尽量浅埋，以节省投资，便于施工。

确定基础的埋置深度，主要考虑以下两方面因素：

(1) 上部结构的用途、类型和荷载大小与性质：

当建筑物有地下室、地下管沟和设备基础时，要求基础相应加深；如上部结构对不均匀沉降很敏感，则基础需落在坚实土层上。

通常一级建筑物、甲级工程、高层建筑的基础埋深大，三级建筑物、丙、丁级工程、低层房屋的基础埋深浅。

由于建筑物使用要求或土层性质变化，同一建筑物基础埋深不相同，应将基础做成台阶形逐步过渡，台阶的高度与宽度之比为 1：2。

新建基础靠近原有基础，其埋深一般要求不超过原有基础埋深。否则，两基础之间的净距应大于两基础底面高差的 1~2 倍，以免开挖新基坑时，影响原有基础的安全稳定性。若不满足这一条件，需采取分段施工、支撑或打护坡桩等相应措施。

(2) 工程地质与水文地质条件：

根据工程地质勘察报告，分析建筑场地土层分布情况与工程性质，应当选择好土作为基础的持力层。地基土层往往由多层软硬不同的土组成，考虑上部结构荷载大小与各层土的承载力，进行技术、经济比较，确定理想的基础埋深。

例如表层土较好，下层土软弱，则尽量浅埋，利用表层好土作为持力层。相反，表层软弱土，下层土坚实，则需要具体分析：当软弱土较薄，厚度小于 2m 时，应将软弱土挖除，将基础置于好土上；若上层软弱土较厚，达 2~4m 时，低层房屋可采取扩大基底面积，加强上部结构刚度，把基础做在软土上；对于重要建筑物，则下决心把基础置于下层好土上；如上层软弱土很厚，厚度超过 5m，通常采用人工加固处理或用桩基。

基础埋深与地下水位的情况有密切关系，通常基础尽量做在地下水位以上，便于施工。如不得已，基础做在地下水位以下，施工时必须进行基槽排水。

当地基为粘性土、下层卵石中含有承压水时，应注意开挖基槽，保留槽底安全厚度 h_0 ，避免承压水冲破槽底，破坏地基。

图 3-12 表示基槽在粘土层中开挖深 D ，粘土剩余厚度为 h_0 ，粘土层下为卵石层，具有承压比，承压水位高出卵石层顶面 h 。

此时，粘土层底部单位面积上受到承压水的浮托力为 $\gamma_w h$ ，粘土层底层单位面积上的土压力为 γh_0 ，若粘土层底面土压力小于浮托力，即

$$\gamma h_0 < \gamma_w h$$

或

$$h_0 < \frac{\gamma_w h}{\gamma}$$

则槽底的粘土层可能被承压水拱起而破坏。因此，在确定基础埋深时，必须满足 $h_0 > \frac{\gamma_w h}{\gamma}$ ；否则，应当采取人工降低地下水位，以保证槽底安全。

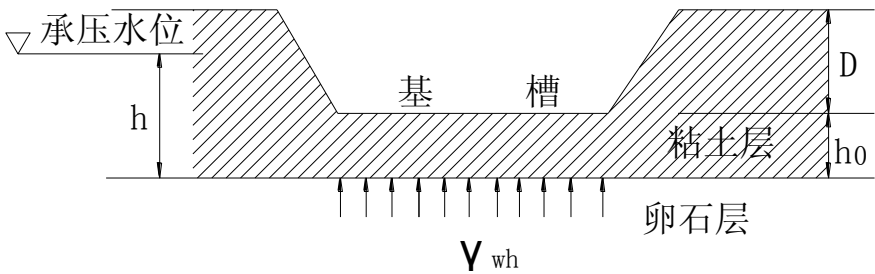


图 3-12 承压水对基底土层的浮托作用

3.5、地基承载力

3.5.1 地基承载力的基本值 f_0

各类地基承受上部荷载的能力都有一定限度，如超过这一限度，则可能因地基变形过大使建筑物开裂，或地基产生强度破坏而滑动。当地基在同时满足变形和强度时，单位面积所能承受的最大荷载，称地基承载力，以 f_0 表示。

不同条件的地基承载力差别极大，如密实卵石 f_0 可达 800~1000KPa 以上；天然含水量为 75% 的淤泥 f_0 约为 40~50KPa。影响 f_0 值大小的因素有：

(1) 土的成分与堆积年代。冲洪积物常比坡洪积 f_0 大，沉积的更小。同类土，堆积年代越久，承载力越高。

(2) 土的物理力学性质。如无粘性土密度大，承载力越大；粘性土含水量、孔隙比越大，塑性指数小，则承载力越小。

(3) 地下水。地下水埋深浅时不仅地基土承受水的浮托力，而且天然含水量也增高，其承载力将降低，尤其是遇水湿陷及胀缩的粘性土对承载力的影响更大。

(4) 建筑物的性质与基础尺寸。通常建筑物体型简单，整体刚度大，对不均匀沉降适应性好，则承载力可取高值；基础宽度大，埋置深度深，土的承载力相应高。

3.5.2 地基承载力的标准值 f_k

$$f_k = f_0 \cdot \varphi_f$$

式中： f_k —地基承载力标准值，KPa；

f_0 —地基承载力基本值

φ_f —回归修正系数，

$$\varphi_f = 1 - \left(\frac{2.884}{\sqrt{n}} + \frac{7.918}{n^2} \right) \delta$$

δ —变异系数， $\delta = \frac{\sigma}{\mu}$

μ —据以查表的某一土性指标试验平均值，

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n \mu_i}{n}$$

σ —地基承载力标准差，

$$\sigma = \sqrt{\left(\sum_{i=1}^n (\mu_i^2 - n\mu^2) \right) / (n-1)}$$

n —据以查表的土性指标参加统计的样本数。

对于用两个指标的地基承载力表，只用综合变异系数 δ ：

$$\delta = \delta_1 + \xi \delta_2$$

式中： δ_1 —第一指标的变异系数；

δ_2 —第二指标的变异系数

ξ —第二指标的折算系数，见有关承载力表的注。

3.5.3 地基承载力的设计值

当实际工程的宽度 $B > 3\text{m}$ ，埋深 $D > 0.5\text{m}$ 时，承载力数值比表中所列数值提高，应进行修正。世界各国根据各自经验采用不同的修正公式。我国《规范》采用的公式为：

$$f = f_k + \eta_b \gamma (B - 3) + \eta_d \gamma_0 (D - 0.5)$$

式中 f ——地基承载力设计值，KPa；
 f_k ——地基承载力标准值，KPa；
 η_b 、 η_d ——分别为基础宽度和埋深的承载力修正系数，查表 3-9；
 γ ——基底持力层土的天然重度，地下水位以下取有效重度 γ' ，KN/m³；
 γ_0 ——基底以上埋深范围土的加权平均重度，KN/m³；
 B ——基础底宽， $B < 3\text{m}$ 时按 3m 计， $B > 6\text{m}$ 时按 6m 计，m；
 D ——基础埋深，m； $D < 0.5\text{m}$ 时按 0.5m 计。一般基础自室外地面起算，地下室、外墙基础按室内地面起算；填方整平地区，可自填土地面起算，但填土在上部结构施工后完成时，应从天然地面起算。

表 3-9 承载力修正系数

土的类型		η_b	η_d
淤泥和淤泥质土	$F_k < 50\text{KPa}$	0	1.0
	$F_k \geq 50\text{KPa}$	0	1.1
人工填土 e 或 I_L 大于 0.85 的粘性土 e ≥ 0.85 或 $S_r > 0.5$ 的粉土		0	1.1
红粘土	含水比 $a_w > 0.8$	0	1.2
	含水比 $a_w \leq 0.8$	0.15	1.4
e 及 I_L 均小于 0.85 的粘性土		0.3	1.6
E < 0.85 、 $S_r \leq 0.5$ 的粉土		0.5	2.2
粉砂、细砂（不包括很湿与饱和时的稍密状态）		2.0	3.0
中砂、粗砂、砾砂和碎石土		3.0	4.4

注：强风化的岩石可参照所风化成的相应土类取值。

3.5.4 确定承载力的方法

(1) 根据土的物理力学指标或野外鉴别结果确定地基承载力基本值 f_0 。查表

3-10~3-16。

(2) 根据标准贯入试验锤击数 N 与轻便动力触探试验锤击数 N_{10} 确定承载力基本值 f_0 。按土的分类名称，查表 3-17 表 3-20。

(3) 根据重型动力触探锤击数 $N_{63.5}$ 确定承载力标准值，查表 2-23 及 2-24。

表 3-10 岩石承载力 $f_0(\text{KPa})$

风化程度 岩石类别	强风化	中等风化	微风化
硬质岩石	150~500	1500~2500	4000
软质岩石		550~1200	1500~2000

注：对于微风化的硬质岩石，其承载力如取用大于 4000KPa 时，应有工程实践经验。

表 3-11 碎石土承载力 $f_0(\text{KPa})$

风化程度 岩石类别	稍密	中密	密实
卵石	300~500	500~800	800~1000
碎石	250~400	400~700	700~900
圆砾	200~300	300~500	500~700
角砾	200~250	250~400	400~600

注：①表中数值适用于骨架颗粒空隙全部由中砂、粗砂或硬塑、坚硬状态的粘性土（或稍湿的粉土）所充填。

②当粗颗粒为中等风化或强风化时，可按其风化程度适当降低承载力。当颗粒呈半胶结状时，可适当提高承载力。

表 3-12 粉土承载力 $f_0(\text{KPa})$

第二指标含水量 $w(\%)$ 第一指标孔隙比 e	10	15	20	25	30	35	40
0.5	410	390	(365)				
0.6	310	300	280	(270)			
0.7	250	240	225	215	(205)		
0.8	200	190	180	170	(165)		
0.9	160	150	145	140	130	(125)	
1.0	130	125	120	115	110	105	(100)

注：①有括号者仅供内插用。②折算系数 ξ 为 0。③在湖、塘、沟、谷与河漫滩地段，新近沉积的粉土，其工程性质一般较差，应根据当地实践经验取值。

表 3-13 粘性土承载力 f_0 (KPa)

第二指标液性指数 IL 第一指标孔隙比 e	0	0.25	0.50	0.75	1.00	1.20
0.5	475	430	390	(360)		
0.6	400	360	325	295	(265)	
0.7	325	295	265	240	210	170
0.8	275	240	220	200	170	135
0.9	230	210	190	170	135	105
1.0	200	180	160	135	115	
1.1		160	135	115	105	

注：①有括号者仅供内插用。②折算系数 ξ 为 0.1。③在湖、塘、沟、谷与河漫滩地段新近沉积的粘性土，其工程性能一般较差。第四纪晚更新世 (Q_3) 及其以前沉积的老粘性土，其工程性能通常较好。这些土均应根据当地实践经验取值。

表 3-14 沿海地区淤泥质土承载力 f_0 (KPa)

天然含水量 $w(\%)$	36	40	45	50	55	65	75
f_0	100	90	80	70	60	50	40

注：对于内陆淤泥和淤泥质土，可参照使用。

表 3-15 红粘土承载力 f_0 (KPa)

第一指标含水比 $a_w = \frac{\omega}{\omega_L}$ 第二指标液塑比 $I_L = \omega_L / \omega_p$ 土的名称		0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
红粘土	≤ 1.7	380	270	210	180	150	140
	≥ 2.3	280	200	160	130	110	100
次生红粘土		250	190	150	130	110	100

注：①本表仅适于定义范围内的红粘土。

② $I_L=1.7\sim 2.3$ 时，内插。

③折算系数 ξ 为 0.4。

表 3-16 素填土承载力 f_0

压缩模量 E_{s1-2} (MPa)	7	5	4	3	2
f_0 (KPa)	160	135	115	85	65

注：本表只适用于堆填时间超过十年的粘性土，以及超过五年的粉土。

表 3-17 砂土承载力 f_0 (KPa)

土类 \ N	10	15	30	50
中砂、粗砂	180	250	340	500
粉砂、细砂	140	180	250	340

表 3-18 粘性土和粉土承载力 f_0

N	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23
f_0 (KPa)	105	145	190	235	280	325	370	430	515	600	680

表 3-19 粘性土和粉土承载力 f_0

轻便触探试验锤击数 N_{10}	15	20	25	30
f_0 (KPa)	105	145	190	230

表 3-20 素填土承载力 f_0

轻便触探试验锤击数 N_{10}	10	20	30	40
f_0 (KPa)	85	115	135	160

注：本表只适用于粘性土与粉土组成的素填土。

(4) 静力触探法确定承载力：

静力触探具有连续原位测试、快速、可靠的优点，近代发展很快，应用广泛。利用静力触探比贯入阻力 $p_s = P/A$ 值与承载力建立了关系。 p_s 与软土和一般粘性土的主要力学指标的关系见表 3-21， p_s 与砂土承载力的关系见表 3-22。

表 3-21 p_s 与软土和一般粘性土的主要力学指标的关系

p_s (MPa)	f_0 (KPa)	E_s (MPa)	E_0 (MPa)
0.3	50-60	2.3	2.3
0.6	80-90	3.5	3.5
0.9	110-120	4.6	6.2
1.2	130-150	5.7	9.2
1.5	160-180	6.8	12.1
1.8	180-210	8.0	15.0
2.1	210-240	9.1	18.0
2.4	240-260	10.2	20.9
2.7	260-290	11.3	23.9
3.0	290-310	12.4	26.8

注：本表适用于粘性土和 $I_p > 7$ 的粉土。

表 3-22 p_s 与砂土承载力的关系

$p_s(\text{MPa})$	$f_0(\text{KPa})$		$p_s(\text{MPa})$	$f_0(\text{KPa})$	
	中、粗砂	粉、细砂		中、粗砂	粉、细砂
1	40-70		9	350-370	230-240
2	100-120		10	380-400	250-260
3	140-160		11	410-430	270-280
4	180-200		12	440-460	290-300
5	220-240	150-160	13		310-320
6	260-280	170-180	14		330-340
7	290-310	190-200	15		350-360
8	320-340	210-220	16		370-380

(5) 荷载试验法确定承载力：

现场荷载试验方法要求压板宽 $b \geq 50\text{cm}$ ，试验结果绘制成 $p-s$ 曲线，如图 3-3 所示。同一土质分层试验点应不少于三点，试验结果最大与最小的极差不超过平均值的 30%，取平均值为地基承载力标准值。

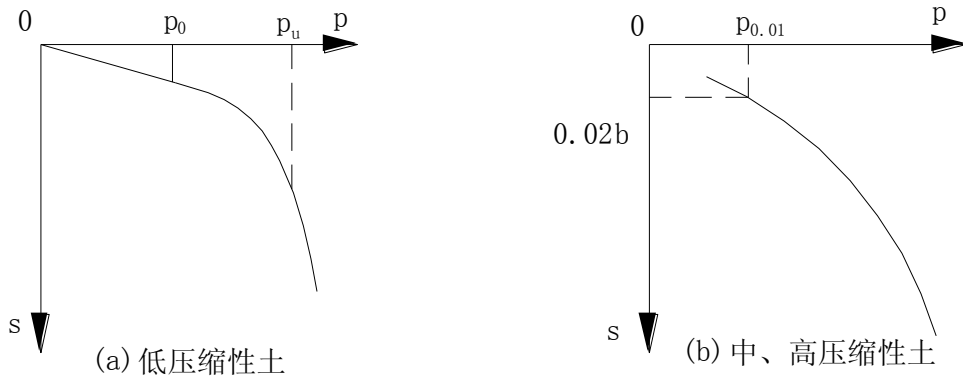


图 3-3 荷载试验确定承载力

(a) 低压缩性土；(b) 中、高压缩性土

(a) 低压缩性土

地基持力层为密实砂土、卵石或硬塑状态粘性土时，可以 $p-s$ 曲线第一阶段与第二阶段交界点 p_0 作为承载力。

(b) 中、高压缩性土

地基持力层如为松砂、可塑或软塑状态粘性土，则 $p-s$ 曲线往往没有明显拐点，

如上图 (b) 所示。中、高压缩性土的承载力主要由地基变形控制, 采用 $s=0.02b$ 时所对应的压实力 $p_{0.02}$ 为承载力。

应当指出, 由于试验荷载所限, 压板宽 b 往往小于实际基础宽 B , 试验影响深度仅约 $2b$ 。上述方法对均匀地基较满意, 如持力层下存在软弱下卧层时, 应进行分析研究。

(6) 理论计算确定承载力:

1、 临塑荷载公式

$$p_{cy} = N_{D\gamma} D + N_c C$$

2、 临界荷载公式

$$p_{\frac{1}{4}} = N_{\frac{1}{4}} \gamma B + N_D \gamma D + N_c C$$

3、 极限荷载公式除以安全系数

$$\frac{p_k}{K} = \frac{1}{K} \left(\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + C N_c + q N_q \right)$$

4、《规范》公式

$$f = M_b \gamma B + M_d \gamma_0 D + M_c C_k$$

式中: M_b 、 M_d 、 M_c —承载力系统, 根据基础底面以下土的内摩擦角标准值 φ_k 查表 3-23。

C_k —基底下一倍基宽深度内土的粘聚力标准值, KPa。

其余符号同前。规范公式适用于偏心距 $e \leq 0.033B$ 的条件。

表 3-23 承载力系数

内摩擦角 φ_k (度)	M_b	M_d	M_c
0	0.00	1.00	3.14
2	0.03	1.12	3.32
4	0.06	1.25	3.51
6	0.10	1.39	3.71
8	0.14	1.55	3.93
10	0.18	1.73	4.17
12	0.23	1.94	4.42
14	0.29	2.17	4.69
16	0.36	2.43	5.00
18	0.43	2.72	5.31
20	0.51	3.06	5.66
22	0.61	3.44	6.04
24	0.80	3.87	6.45
26	1.10	4.37	6.90
28	1.40	4.93	7.40
30	1.90	5.59	7.95
32	2.60	6.35	8.55
34	3.40	7.21	9.22
36	4.20	8.25	9.97
38	5.0	9.44	10.80
40	5.80	10.84	11.73

(7) 当地经验参用法:

在拟建场地附近, 调查已有建筑物的形式、构造、荷载、地基土层情况与采用的承载力数值, 具有参考价值。对简单场地, 中小工程, 可以综合分析, 参用当地的经验。对中等复杂场地或大中型工程, 参用当地的经验可能减少勘察工作量。

3.6 地基强度验算

图 3-4 基础埋深 D , 基底以下深 Z 处存在软弱下卧层, 要求作用在软弱下卧层顶面的全部压实力不超过其承载力, 即

$$\sigma_z + \sigma_{cz} \leq f$$

式中 σ_z — 软弱下卧层顶面附加应力, KPa;

σ_{cz} — 软弱下卧层顶面自重应力, KPa;

f — 软弱下卧层顶面地基承载力, KPa。

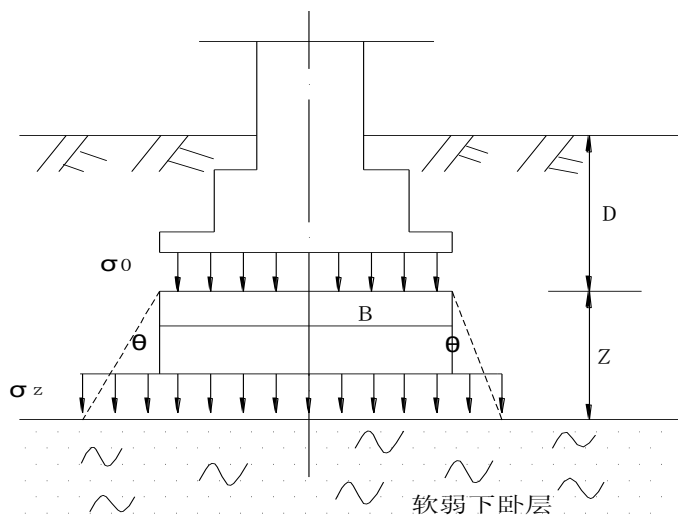


图 3-4 软弱下卧层强度验算

其中附加应力 σ_z ，当上层土与下卧软土压缩模量比 $a \geq 3$ 时简化如下：

基底处附加应力 σ_0 ，按 θ 角向下扩散(应力扩散角 θ 取值见表 3-24)，至深度 z 处为 σ_z 。基底处与深度 z 处两个平面，其附加应力总和相同。

条形基础 $\sigma_0 B = \sigma_z (B + 2Z \tan \theta)$

$$\sigma_z = \frac{\sigma_0 B}{B + 2Z \tan \theta}$$

矩形基础沿两个方向扩散

$$\sigma_z = \frac{\sigma_0 LB}{(L + 2Z \tan \theta)(B + 2Z \tan \theta)}$$

如计算结果满足公式，表明软弱土层埋藏深，对建筑物安全使用无影响。若不满足公式，则需修改基础尺寸 L 、 B 和 D ，或进行人工处理加固。

表 3-24 地基附加压力扩散角 θ

$a = E_{s1}/E_{s2}$	$Z=0.25B$	$Z \geq 0.50B$
3	6°	23°
5	10°	25°
10	20°	30°

3.7 地基变形验算

对于一般工程，地基土均匀且无软弱下卧层时，按地基承载力设计可以同时满足地基强度与变形要求。但对下列建筑物：重要的有纪念性的建筑物；对不均匀沉降敏感或使用上有特殊要求的建筑物；地基为淤泥、新填土等软弱层或厚或分布厚薄不均匀的建筑物；相邻建筑物很近的建筑物，虽然满足地基承载力的要求，但地基变形仍然可能过大，需要进行变形验算。

(1) 变形计算的范围：

所有建筑物地基均应进行地基承载力计算。一级建筑物和表 3-25 所列范围以外的二级建筑物, 还应进行地基变形计算。

变形计算内容包括沉降量、沉降差、倾斜、局部倾斜等。计算变形值，要求满足结构控制的容许变形值。若不满足要求，需修改基础尺寸或采取相应措施。

表 3-25 二级建筑物可不作地基变形计算的范围

地基主要 受力层的 情况	地基承载力标准值 $f_k(\text{KPa})$		$60 \leq f_k < 80$	$80 \leq f_k < 100$	$100 \leq f_k < 130$	$130 \leq f_k < 160$	$160 \leq f_k < 200$	$200 \leq f_k < 300$
	各土层坡度 (%)		≤ 5	≤ 5	≤ 10	≤ 10	≤ 10	
建筑 类型	砌体承重结构、框架结构(层数)		≤ 5	≤ 5	≤ 5	≤ 6	≤ 6	≤ 7
	单层 排架 结构 (柱距)	单跨	吊车起重量(t) 厂房跨度(m)	$\frac{5 \sim 10}{\leq 12}$	$\frac{10 \sim 15}{\leq 18}$	$\frac{15 \sim 20}{\leq 24}$	$\frac{20 \sim 30}{\leq 30}$	$\frac{20 \sim 30}{\leq 30}$
		多跨	吊车起重量(t) 厂房跨度(m)	$\frac{3 \sim 5}{\leq 12}$	$\frac{5 \sim 10}{\leq 18}$	$\frac{10 \sim 15}{\leq 24}$	$\frac{15 \sim 20}{\leq 24}$	$\frac{15 \sim 20}{\leq 30}$
	烟囱		高度 (m)	≤ 30	≤ 40	≤ 50	≤ 75	≤ 100
	水塔	高度 (m)		≤ 15	≤ 20	≤ 30	≤ 30	≤ 30
		容积 (m³)		≤ 50	50~100	100~200	200~300	300~500

注：①地基主要受力层指条形基础底面下深度为 3B（B 为基础底面宽度），单独基础下为 1B，且厚度均不小于 5m 的范围（二层以下的民用建筑除外）。

②地基主要受力层中如有承载力 f 小于 130KPa 的土层时，表中砌体承重结构的设计，应符合《规范》第七章的有关要求。

③表中砌体承重结构和框架结构均指民用建筑。对于工业建筑可按厂房高度、荷重情况折合成与其相当的民用建筑层数。

④表中吊车起重量、烟囱高度和水塔容积的数值系指最大容许量，设计时，应按地基承载力的高低值相应选用。

⑤当地基承载力大于 300KPa 时，可不作变形验算。

⑥对于本表所列范围以外的房屋和建筑物，如有成熟经验时，可不作变形验算。

(2) 地基沉降变形验算：

A. 对于一般粘性土、粉土、饱和黄土和软土可利用下列分层总和法计算最终沉降量。

$$S = \psi_s s' = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1})$$

式中 s —地基最终沉降量 (mm)；

s' —按分层总和法计算出的地基沉降量 (mm)；

ψ_s —沉降计算经验系数，有地区经验时，按地区经验确定，无地区经验时，可参照表 3-26 确定。

表 3-26 大基础沉降计算经验系数 ψ_s

\bar{E}_s (MPa)	3.0	5.0	7.5	10.0	12.5	15.0	20.0
ψ_s	1.8	1.20	0.80	0.60	0.45	0.35	0.25

\bar{E}_s —基础底面下压缩层范围内地基综合压缩模量值 (MPa)，按下式计算：

$$\bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}}$$

a_i —基底下第 i 层土的应力分布面积；

n —地基变形计算深度范围内所划分的土层数；

p_0 —相应于荷载标准值时的基础底面处的附加压力 (KPa)；

E_{si} —基础底面下第 i 层土的压缩模量，按土的自重压力至土的自重压力与附加压力之和段取值 (MPa)；

Z_i 、 Z_{i-1} —基础底面至第 i 层和第 $i-1$ 层底面的距离 (m)；

$\bar{\alpha}_i$ 、 $\bar{\alpha}_{i-1}$ —基础底面计算点至第 i 层和第 $i-1$ 层底面范围内平均附加压力系数。

地基沉降计算深度 Z_n ，应符合下式要求：

$$\Delta s_n' \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s_i'$$

式中 $\Delta s_i'$ ——在计算深度范围内，第 i 层土的计算沉降值；

$\Delta s_n'$ ——在由计算深度向上取厚度为 Δz 的土层的计算沉降值， Δz 按表 3-27 确定。

表 3-27

 Δz 值

b(m)	4<b≤8	8<b≤15	15<b≤30	b>30
Δz (m)	0.8	1.0	1.2	1.5

但对于开挖面积和深度较大的箱形基础和筏式基础，按上式计算的最终沉降量，还应考虑基坑开挖引起的回弹再压缩量。

B、对于一般粘性土、粉土、软土和饱和黄土，当需考虑应力固结历史时，可用地基固结沉降法计算最终沉降量。

(a) 利用室内高压固结试验绘制 $e \sim \log p$ 曲线；

(b) 根据前期固结压力 p_c 与土自重压力 p_z 的比值超固结比 (OCR) 确定土的固结状态。当 $OCR > 1$ 为超固结土，当 $OCR \approx 1$ 为正常固结土，当 $OCR < 1$ 为欠固结土；超固结土沉降计算分两种情况：

当 $P_{zi} + P_{oi} \leq P_{ci}$ 时，用回弹指数 C_e 计算，若地基压缩层深度内有 m 层土属此类情况，则可按下式计算：

$$s_m = \sum_{i=1}^m \frac{h_i}{1 + e_{oi}} \left[C_{ei} \log \left(\frac{P_{zi} + P_{oi}}{P_{zi}} \right) \right]$$

式中 s_m — m 层范围内的沉降量 (mm)；

h_i —第 i 层分层厚度 (mm)；

e_{oi} —第 i 层初始孔隙比；

C_{ei} 、 C_{ci} —分别为第 i 层的回弹指数和压缩指数；

P_{zi} —第 i 层土自重压力平均值 (KPa)；

P_{oi} —相应于荷载标准值时第 i 层附加压力平均值 (KPa)；

P_{ci} —第 i 层土前期固结压力 (KPa)。

当 $P_{zi} + P_{oi} > P_{ci}$ 时，分两段考虑， P_c 值以前用 C_e 、 P_c 值以后用 C_c ，若地基压缩层深度内有 n 层土属此情况，则可按下式计算：

$$s_n = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{1 + e_{oi}} \left[C_{ei} \log \frac{P_{ci}}{P_{zi}} + C_{ci} \log \left(\frac{P_{zi} + P_{oi}}{P_{ci}} \right) \right]$$

式中 s_n — n 层范围内沉降量 (mm)。

(c) 正常固结土的沉降量 s (mm) 可按下式计算。

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{1 + e_{oi}} \left[C_{ei} \log \left(\frac{p_{zi} + P_{oi}}{P_{zi}} \right) \right]$$

(d) 欠固结土的沉降量 s (mm) 可按下式计算:

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{1 + e_{oi}} \left[C_{ei} \log \left(\frac{p_{zi} + P_{oi}}{P_{ci}} \right) \right]$$

(e) 按以上公式计算沉降时, 地基压缩层深度, 对于粉土、一般粘性土和饱和黄土, 自基础底面算起, 算到附加压力等于土自重压力 20% 处, 对于软土算到附加压力等于自重压力 10% 处, 若有相邻建筑, 附加压力应考虑其影响。

C. 对于大型刚性基础下的一般粘性土、软土、饱和黄土和不能准确取得压缩模量值的地基土, 如碎石土、砂土、粉土和花岗岩残积土等, 可利用变形模量按下式计算沉降量。

$$s = pb\eta \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{E_{oi}}$$

式中 S ——沉降量 (mm);

P ——相应于荷载标准时基础底面处平均压力 (KPa);

b ——基础底面宽度 (m);

δ_i ——与 t/b 有关的无因次系数, 按相关规范选用;

E_{oi} ——基础底面下第 i 层土按载荷试验求得的变形模量 (MPa);

η ——修正系数, 可查表 3-28 确定;

Z_n ——地基压缩层深度 (m)。

表 3-28 η 系数表

$m = \frac{2Z_n}{b}$	$0 < m \leq 0.50$	$0.5 < m \leq 1$	$1 < m \leq 2$	$2 < m \leq 3$	$3 < m \leq 5$	$5 < m \leq \infty$
η	1.00	0.95	0.90	0.80	0.75	0.70

按上式计算沉降时, 地基压缩层深度 z_n 按下式计算确定:

$$Z_n = (Z_m + \xi b) \beta$$

式中 Z_m ——与基础长度比有关的经验值 (m), 按表 3-56 确定;

ξ ——系数, 按表 3-29 确定;

β ——调整系数，按表 3-30 确定。

表 3-29 Z_m 值和 ξ 系数表

1/b	1	2	3	4	5
Z_m	11.6	12.4	12.5	12.7	13.2
ξ	0.42	0.49	0.53	0.60	0.62

表 3-30 β 系数表

土 类	碎石土	砂 土	粉 土	粘性土	软 土
β	0.30	0.50	0.60	0.75	1.00

对于一般粘性土、软土和饱和黄土当未进行载荷试验时，可用反算综合变形模量 \bar{E}_0 按下式计算沉降量。

$$S = \frac{pbn}{\bar{E}_0} \sum_{i=1}^n (\delta_i - \delta_{i-1})$$

式中 \bar{E}_0 ——根据实测沉降反算的综合变形模量（MPa），按下式求得：

$$\bar{E}_0 = \alpha \bar{E}_s$$

α ——反算综合变形模量 \bar{E}_s 的比值，可按表 3-31 选用。

表 3-31 比值 α 表

\bar{E}_s (MPa)	3.0	5.0	7.5	10.0	12.5	15.0	20.0
$\alpha = \frac{\bar{E}_0}{\bar{E}_s}$	1.0	1.6	2.6	3.6	4.6	5.6	7.6

（3）基础倾斜及容许变形：

由地基不均匀引起的倾斜可按各角点的钻孔柱状图和物理力学指标，分别按基础中心点计算沉降，然后乘以与实测沉降对比所取得的经验系数以获得各角点处的沉降量，据此近似计算出基础倾斜值 λ 。其容许值按表 3-32 确定。

表 3-32 基础的容许倾斜 λ

高层建筑物		高耸构筑物	
$24 < H_g \leq 60$	0.003	$50 < H_g \leq 100$	0.005
$60 < H_g \leq 100$	0.002	$100 < H_g \leq 150$	0.004
$H_g > 100$	0.0015	$150 < H_g \leq 200$	0.003
		$200 < H_g \leq 250$	0.002

各类建（构）筑物的地基变形允许值，可按表 3-33 规定采用。

表 3-33 建筑物的地基变形允许值

变 形 特 征		地基土类别	
		中、低压缩性土	高压缩性土
砌体承重结构基础的局部倾斜			
工业与民用建筑相邻柱基的沉降差			
(1) 框架结构		0.002L	0.003L
(2) 砖石墙填充的边排柱		0.007L	0.001L
(3) 当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构		0.005L	0.005L
单层排架结构（柱距为 6m）柱基的沉降量（mm）		(120)	200
桥式吊车轨面的倾斜（按不调整轨道考虑）			
纵 向		0.004	
横 向		0.003	
多层和高层建筑基础的倾斜	$H_k \leq 24$	0.004	
	$24 < H_g \leq 60$	0.003	
	$60 < H_g \leq 100$	0.002	
	$H_g > 100$	0.0015	
高耸结构基础的倾斜	$H_g \leq 20$	0.008	
	$20 < H_g \leq 50$	0.006	
	$50 < H_g \leq 100$	0.005	
	$100 < H_g \leq 150$	0.004	
	$150 < H_g \leq 200$	0.003	
	$200 < H_g \leq 250$	0.002	
高耸结构基础的沉降量（mm）	$H_g \leq 100$	(200)	400
	$100 < H_g \leq 200$		300
	$200 < H_g \leq 250$		200

注：①有括号者仅适用于中压缩性土；

②L 为相邻柱基的中心距离（mm）， H_g 为自室外地面起算的建筑物高度（m）；

③倾斜指基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离的比值， $\Delta s / L < \lambda$ ；

④局部倾斜指砌体承重结构沿纵向 6~10m 内基础两点的沉降差与其距离的比值。

3.8 地基稳定性验算

下列建筑物应进行稳定计算：

- a. 一级建筑物中经常受水平力（风荷载和地震荷载）作用的高层建筑物；
- b. 位于斜坡或坡顶上的建筑物；
- c. 挡土墙。

(1) 地基稳定性可用圆弧滑动面法进行验算。稳定安全系数为最危险的滑动面上诸力对滑动中心所产生的抗滑力矩与滑动力矩的比值，其值应符合下式要求：

$$K = \frac{M_R}{M_s} \geq 1.2$$

式中 M_R ——抗滑力矩；

M_s ——滑动力矩。

当滑动面为平面时，稳定安全系数应提高为 1.3。

(2) 位于稳定土坡坡顶上的建筑，当垂直于坡顶边缘线的基础底面边长小于或等于 3m 时，其基础底面外边缘线至坡顶的水平距离（图 3-5）应符合下式要求，但不得小于 2.5m：

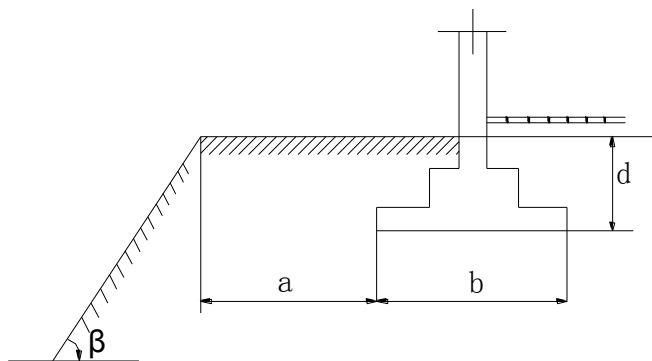


图 3-5 基础底面外边缘线至坡顶的水平距离示意

条形基础： $a \geq 3.5b - \frac{d}{\tan \beta}$

矩形基础： $a \geq 2.5b - \frac{d}{\tan \beta}$

式中： a —基础底面外边缘线至坡顶的水平距离；

b —垂直于坡顶边缘线的基础底面边长；

d —基础埋置深度；

β —边坡坡角。

当基础底面外边缘线至坡顶的水平距离不满足上式的要求时，或当边坡坡角大于 45° 、坡高大于 8m 时进行坡体稳定性验算。

3.9 桩基评价和计算

3.9.1 桩型的选择

桩型的选择应根据工程性质、工程地质条件、施工条件、环境和经济分析等因

素综合考虑确定。一般可按下述原则选择桩型：

(1) 当持力层面起伏不大，环境条件允许，可采用预制桩；当荷载较大，桩较长或需穿越一定厚度的坚硬土层，需要较重的锤和锤击应力较大时可采用预应力桩；对一级高层建筑，经技术经济分析认为可行时可采用钢管桩；当有施工经验时可采用沉管灌注桩。

(2) 当持力层起伏较大、预制桩桩长不易控制，或紧贴原有建筑，场地周围环境复杂时，可采用就地灌注桩或扩底墩。

3.9.2 桩基持力层的选择

选择桩基持力层宜符合以下规定：

(1) 作为持力层宜选择层位稳定的硬塑～坚硬状态的低压缩性粘性土和粉土层，中密以上的砂土和碎石层，微、中风化的基岩；

(2) 第四系土层作为桩尖持力层基厚度宜超过 6～10 倍桩身直径或桩身宽度；扩底墩的持力层厚度宜超过 2 倍墩底直径；

(3) 持力层以下没有软弱地层和可液化地层。当不可避免持力层下的软弱地层时，应从持力层的整体强度及变形要求考虑，保证持力层有足够厚度；

(4) 对于打（压）入桩，应考虑桩能穿过持力层以上各地层顺利进入持力层的可能性；

(5) 地下水对混凝土无腐蚀性。

3.9.3 单桩竖向承载力

单桩竖向承载力，在勘察期间，当没有进行桩静载荷试验时，可以通过半经验公式和静力触探资料进行估算，但应与附近场地的试桩资料或地区经验进行比较后提出，对于一级高层建筑，应通过现场静载荷试验确定。

(1) 预制桩可按下式估算单桩竖向承载力：

$$R_K = q_p A_p + \mu_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i$$

式中 R_K —单桩的竖向承载力标准值 (KN)；

q_p —桩端土的承载力标准值 (KPa)，可按相关规范选用，亦可按地区经验采用；

A_p —桩身横截面积 (m^2)；

μ_p —桩身周边长度 (m)；

q_{si} —第 i 层土的磨擦力标准值 (KPa), 可按相关规范选用, 亦可按地区经验采用。

(2) 预制桩单桩承载力亦可用静力触探公式估算:

(a) 按单桥探头 P_s 值估算单桩竖向承载力, 本公式适用于沿海软土地区。

$$R_k = -\frac{1}{k}(a_b p_{sb} A_p + U_p \sum f_i l_i)$$

式中: K —安全系数, 一般取 2, 也可根据经验作适当调整;

a_b —桩端阻力修正系数, 按表 3-34 取用;

P_{ab} —桩端附近的静力触探比贯入阻力平均值 (KPa) 按下式计算;

$$\text{当 } P_{sb1} \leq P_{sb2} \text{ 时, } P_{sb} = \frac{P_{sb1} + P_{sb2}\beta}{2}$$

$$\text{当 } P_{sb1} > P_{sb2} \text{ 时, } P_{sb} = P_{sb2}$$

P_{sb1} —桩端全断面以上 8 倍桩径范围内的比贯入阻力平均值 (KPa);

P_{sb2} —桩端全断面以下 4 倍桩径范围内的比贯入阻力平均值 (KPa);

β —折减系数, 按 P_{sb2}/P_{sb1} 的值从表 3-35 中取用。

f_i —用静力触探比贯入阻力 (P_s) 估算的桩周各层土的极限摩阻力 (KPa), 一般

按以下原则选择;

①地表下 6m 范围内的浅层土, 一般取 $f_i=15\text{KPa}$;

②粘性土: 当 $P_s \leq 1000\text{KPa}$ 时, $f_i = \frac{P_s}{20}$

当 $P_s > 1000\text{KPa}$ 时, $f_i = 0.025P_s + 25$

③粉性土及砂性土: $f_i = \frac{P_s}{50}$

表 3-34 桩端阻力修正系数 a_b 值

桩长 $l(\text{m})$	$l \leq 7$	$7 < l \leq 30$	$l > 30$
a_b	2/3	5/6	1

表 3-35 折减系数 β 值

P_{sb2}/P_{sb1}	< 5	$5 \sim 10$	$10 \sim 15$	> 15
β	1	5/6	2/3	1/2

(b)按双桥探头 q_c 、 f_{si} 估算单桩竖向承载力，适用于一般粘性土和砂土。

$$R_k = \frac{1}{k} \left(\alpha \bar{q}_c A_p + U_p \sum_{i=1}^n f_{si} l_i \beta_i \right)$$

式中： α —桩端阻力修正系数，对粘性土取 2/3，对饱和砂土取 1/2。

\bar{q}_c —桩端上、下探头阻力，取桩尖平面以上 4d(d 为桩的直径)范围内按厚度的加权平均值，然后再和桩端平面以下 1d 范围内的 q_c 值进行平均 (KPa)；

f_{si} —第 i 层土的探头侧摩阻力 (KPa)；

β_i —第 i 层桩身侧摩阻力修正系数，按下式计算。

粘性土： $\beta_i = 10.043 f_{si}^{-0.56}$

砂性土： $\beta_i = 5.045 f_{si}^{-0.45}$

用静力触探资料估算的桩端极限阻力值不宜超过 8000KPa，桩侧极限摩阻力不宜超过 100KPa，对于比贯入阻力值为 2500~6500KPa 的浅层粉性土及稍密的砂性土，计算桩端阻力和桩侧摩阻力时应结合经验，考虑数值可能偏大的因素。

(3)对灌注桩的单桩竖向承载力标准值 R_k 可按下式估算：

$$R_k = q_p A_p + \pi d_1 \sum_{i=1}^n q_{si} l_i$$

式中： q_p —桩端土的承载力标准值 (KPa)，对钻、挖、冲孔灌注桩和沉管灌注桩可分别按相关规范选用；亦可按地区经验采用；

d_1 —成桩直径 (m)，根据施工经验确定，当缺乏经验时，对钻、挖、冲孔灌注桩，按钻头直径增加下列数值；螺旋钻 1~2cm，潜水钻 3~5cm，机动洛阳钻 2~3cm，冲击钻 4~8cm；对沉管灌注桩，一般取 $d_1 = d_e$ (d_e —套管外直径)，一次复打时取 $d_1 = \sqrt{2}d_e$ ，对于流塑、软塑状态粘性土应再乘以 0.7~0.9 的系数。

q_{si} —第 i 层桩周土的磨擦力标准值 (KPa)，对钻、挖、冲孔灌注桩可分别按相关规范选用，亦可按地区经验采用。

(4)对扩底墩的竖向承载力标准值 R_k 可按下式计算：

$$R_k = q_p A_p + u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i$$

式中： q_p —桩端土的承载力标准值 (KPa)，可按地区性经验选用，当无地区经验时宜在持力层上作深井载荷试验确定；

A_p —扩底墩的墩底面积 (m^2);

U_p —桩身周边长宽 (m);

Q_{si} —第 i 层土的磨擦力值 (KPa), 可按地区经验确定, 亦可根据施工方法, 参照钻、挖、冲孔灌注桩的磨擦力值作适当增减;

l_i —按土层划分, 第 i 层的分段长度 (m)。

按上述公式计算时, 当桩身长度小于 6.0m 时, 不宜计算桩身磨擦力; 桩身长度超过 6m 时, 可计算桩身磨擦力, 但宜扣除 2 倍大头斜面高度段的磨擦力。

对于一级高层建筑, 宜作原型单墩载荷试验确定其竖向承载力, 同一栋建筑桩底面积不同时, 宜以变形量控制其承载力。

3. 10 地下水的腐蚀性

3. 10. 1 场地环境类别

场地所属环境类别的划分应按表 3-36 的规定执行。当竖井、隧洞、水坝等工程的混凝土结构一面与水 (地表水和地下水) 接触, 另一面又暴露在大气中, 其场地环境分类应划分为 3 类。

表 3-36 场地环境类别

环境类别	气 候 区	土层特征	干湿交替		冰冻区（段）
I	高 寒 区 干 旱 区 半干旱区	直接临水，强透水土层的地下水中，或湿润的强透水土层	有	混 凝 土 不 论 在 地 面 上 或 地 面 下，无干湿交替时，见本 规 范 表 13.3.2-1	混凝土不论在地面上或地面下，当受潮或浸水，并处于严重冰冻区（段）、冰冻区（段）或微冻区（段）时，见本规范表 3.1.17
II	高 寒 区 干 旱 区 半干旱区	强透水土层的地下水中，或湿润的弱透水土层	有		
	湿 润 区 半湿润区	直接临水，强透水土层的地下水中，或湿润的强透水土层	有		
III	各气候区	弱透水土层	无		不冻区（段）

注: ①高寒区的干燥度指数 K (海拔高度等于或大于 3000m); 干旱区 ($K > 2.0$)、半干旱区

($K = 2.0 \sim 1.5$)、半湿润区 ($K = 1.5 \sim 1.0$)、湿润区 ($K < 1.0$);

②混凝土地面以下部分, 按地下温度梯度区分为不冻段 ($> 0.^\circ C$)、微冻段 ($0 \sim -4^\circ C$)、冰冻段 ($-4 \sim -8^\circ C$)、严重冰冻段 ($< -8^\circ C$);

③大块碎石类土、砾砂、粗砂、中砂和细砂为强透水土层; 粉砂、粉土和粘性土为弱透水土层。

3. 10. 2 水对基础混凝土的腐蚀性

受气候或受渗透性影响的水、土对混凝土结构的腐蚀性评价，应分别符合表 3-37 和表 3-38 的规定；水、土对钢筋混凝土结构中钢筋的腐蚀性评价，应符合表 3-39 的规定。

表 3-37 受气候影响的水、土腐蚀介质评价

腐蚀等级	腐蚀介质	环 境 类 别		
		I	II	III
弱 中 强	硫酸盐含量 SO_4^{2-} (mg/L)	250~500 500~1500 >1500	500~1500 1500~3000 >3000	1500~3000 3000~6000 >6000
弱 中 强	镁盐含量 Mg^{2+} (mg/L)	1000~2000 2000~3000 >3000	2000~3000 3000~4000 >4000	3000~4000 4000~5000 >5000
弱 中 强	铵盐含量 NH_4^+ (mg/L)	100~500 500~800 >800	500~800 800~1000 >1000	800~1000 1000~1500 >1500
弱 中 强	苛性碱含量 OH^-	35000~43000 43000~57000 >57000	43000~57000 57000~70000 >70000	57000~70000 70000~100000 >100000
弱 中 强	总矿化度 (mg/L)	10000~20000 20000~50000 >50000	20000~50000 50000~60000 >60000	50000~60000 60000~70000 >70000

注：① I、II 类环境无干湿交替作用时，表中数据乘以 1.3 的系数；

② I、II 类环境中，在严重冰冻区（段）或冰冻区（段）时，表中数据乘以 0.8 的系数，在微冻区（段）时，表中数据乘以 0.9 系数；

③ 总矿化度一项是当水与混凝土接触部位有蒸发面，和干湿交替作用时，须进行测试和评价的项目；

④ 表中数据乘以 1.5 的系数为土的腐蚀指标，单位以 $\text{mg}/(\text{kg}\pm)$ 表示。

表 3-38 受渗透性影响的水、土腐蚀性介质评价

腐蚀等级	PH 值		侵蚀性 CO_2 (mg/L)		HCO_3^- (mmol/L)	
	A	B	A	B	A	B
弱	5.0~6.5	4.0~5.0	15~30	30~60	1.0~0.5	—
中	4.0~5.0	3.5~4.0	30~60	60~100	<0.5	—
强	<4.0	<3.5	>60	—	—	—

注：① A 是指直接临水、强透水土层的地下水或湿润的强透水土层；B 是指弱透水土层的地下水或湿润的弱透水土层；

② HCO_3^- 含量是指水的矿化度低于 0.1 g/L 的软水时，该类水质 HCO_3^- 离子的腐蚀性；

- ③土的腐蚀性只作 PH 值的腐蚀性评价，不作侵蚀性 CO_2 和 HCO_3^- 的腐蚀性评价。评价土的 PH 值腐蚀性时，A 是指具强透水性的土层，B 是指具弱透水性的土层。

表 3-39 水、土对钢筋混凝土结构中钢筋的腐蚀性评价表

腐蚀等级	水中的 CL^- 含量 (mg/L)		土中的 CL^- 含量 (mg/kg)	
	长期浸水	干湿交替	干湿度为润与潮之间	干湿度为潮或湿
弱	>500	100~500	400~750	250~500
中	—	500~5000	750~7500	500~5000
强	—	>5000	>7500	>5000

注：① cl^- 含量是指氯化物中的 cl^- 与碳酸盐折算成的 cl^- 之和。

- ②当水或土中同时存在有硫酸盐和氯化物时，硫酸盐的数量乘以 0.25 的系数换算成氯化物含量，然后同氯化物含量相加。

3. 10. 3 水、土对钢结构的腐蚀性

水对钢结构的腐蚀性评价应符合表 3-40 的规定；土对钢结构的腐蚀性评价应符合表 3-41 的规定。

表 3-40 水对钢结构腐蚀性评价

腐蚀等级	PH 和 $(\text{cl}^- + \text{SO}_4^{2-})$ 含量
弱	PH 3~11, $(\text{cl}^- + \text{SO}_4^{2-})\text{mg/L} < 500$
中	PH 3~11, $(\text{cl}^- + \text{SO}_4^{2-})\text{mg/L} < 500$
强	PH < 3, $(\text{cl}^- + \text{SO}_4^{2-})\text{mg/L}$ 任何浓度

注：①表中系指氧能自由溶入的水及地下水；

- ②本表亦适用于钢管道；

- ③如水的沉淀物中有褐色絮状沉淀（铁）、悬浮物中有褐色生物膜、绿色丛块、或有硫化氢臭，应作铁细菌、硫酸盐还原细菌的检验，查明有无细菌腐蚀。

表 3-41 土对钢结构腐蚀性评价

腐蚀等级	PH 值	氯化还原电位 (MV)	电阻率 ($\Omega \cdot \text{m}$)	极化电流密度 (mA/cm^2)	质量损失 (g)
弱	5.5~4.5	>200	>100	<0.05	<1
中	4.5~3.5	200~100	100~50	0.05~0.20	1~2
强	<3.5	<100	<50	>0.20	>2

3. 10. 4 综合评价原则

各项腐蚀介质评价的腐蚀等级不同时，应按下列规定综合评价腐蚀等级：

A、各项腐蚀介质的腐蚀评价等级中，只出现有弱腐蚀，无中等腐蚀或无强腐蚀时，应综合评价为弱腐蚀。

B、各种腐蚀介质的腐蚀评价等级中，无强腐蚀，腐蚀等级最高为中等腐蚀时，应综合评价为中腐蚀。

C、各项腐蚀介质的腐蚀评价等级中，有一个或两个为强腐蚀性，应综合评价为强腐蚀。

D、各项腐蚀介质的腐蚀评价等级中，有三个或三个以上为强腐蚀时，应综合评价为严重腐蚀。

3. 11 地基的地震效应

3. 11. 1 地基土类别和场地类别

(1)地基土类别：

地基土类别一般按场地覆盖层（当场地覆盖层厚度大于 15m 时取 15m）范围内

3-42 场地土类型

类 别	土层的平均剪切波速 u_{sm} (m/s)
坚硬场地土	$u_{sm} > 500$
中硬场地土	$500 \geq u_{sm} > 250$
中软场地土	$250 \geq u_{sm} > 140$
软弱场地土	$u_{sm} \leq 140$

土层平均（按厚度加权）剪切波速进行划分，如表 3-42。丙、丁类建筑无土层剪切波速时，可根据岩土状态按下列规定划分场地土类型：

(a) 坚硬（场地）土：稳定岩石，密实的碎石土。

(b) 中硬（场地）土：中密、稍密的碎石土，密实、中密的砾、粗、中砂， $f_k > 200$ 的粘性土或粘土。

(c) 中软（场地）土：稍密的砾、粗、中砂，除松散外的细粉砂， $f_k \leq 200$ 的粘性土或粉土， $f_k \geq 130$ 的填土。

(d) 软弱（场地）土：淤泥质土，松散的砂，新近沉积的粘性土或粉土， $f_k < 130$ 的填土。

注： f_k 为地基土静承载力标准值（KPa）。

(2) 场地类别

建筑物所在场地的场地类别，应根据场地土类别和场地覆盖层厚度（地面至坚硬场地土顶面的距离）划分为 I、II、III、IV 类，按表 3-43 确定。

表 3-43 场地类别

场地土类别	场地覆盖层厚度 d_{ov} (m)				
	0	$0 < d_{ov} \leq 3$	$3 < d_{ov} \leq 9$	$9 < d_{ov} \leq 80$	$d_{ov} \leq 80$
坚硬场地土	I				
中硬场地土		I	I	II	II
中软场地土		I	II	II	III
软弱场地土		I	II	III	IV

3.11.2 地基土的抗震承载力

(1) 天然地基的地基土抗震承载力可适当提高并按式确定：

$$f_{sE} = \xi_s f_s$$

式中： f_{sE} —地基土抗震承载力设计值 (KPa)；

f_s —现行《建筑地基基础设计规范》规定并经过基础深宽修正的地基土静承载力设计值 (KPa)；

ξ_s —地基土抗震承载力的提高系数，按表 3-44 采用。

(2) 地基竖向承载力的验算

当验算天然地基地震作用下的竖向承载力时，基础底面各作用效应的基本组合应按《建筑地基基础设计规范》的规定执行，其平均压力和边缘最大压力，应符合下列要求：

$$P \leq f_{sE}$$

$$P_{\max} \leq 1.2 f_{sE}$$

式中： P 、 P_{\max} —基础底面地震组合的平均压力和基础边缘地震组合最大压力 (KPa)；

表 3-44 地基土抗震承载力提高系数 ξ_s

岩土名称和状态	ξ_s 值
岩石，密实的碎石土：密实的砾、粗、中砂； $f_k \geq 300$ 的粘性土和粉土	1.5
中密、稍密的碎石土：中密、稍密的砾、粗、中砂；密实的细、粉砂； $150 \leq f_k \leq 300$ 的粘性土和粉土	1.3
中密、稍密的细、粉砂； $100 \leq f_k < 150$ 的粘性土和粉土；新近堆积的粘性土和粉土	1.1
淤泥，淤泥质土，松散的砂，填土	1.0

注： f_k 为地基土静承载力标准值（KPa）。

3.11.3 饱和砂土的震动液化

(1) 砂土液化的影响因素：

影响砂土液化的基本因素见表 3-45。其中最主要的因素为：土颗粒粒径、砂土密度、上覆土层厚度、地面震动的强度及持续时间、地下水的埋藏深度。

表 3-45 影响液化的因素

因素			指标	对液化的影响
土性条件	颗粒特征	粒径	平均粒径 d_{50}	颗粒愈细愈容易液化，平均粒径在 0.1mm 左右的抗液化性最差
		级配	不均匀系数 C_u	不均匀系数愈小，抗液化性愈差，粘性土含量愈高，愈不容易液化
		形状		圆粒形砂比棱角形砂容易液化
	密度		孔隙比 e 相对密度 D_r	密度愈高，液化可能性愈小
	渗透性		渗透系数 K	渗透性低的砂土容易液化
	结构性	颗粒排列胶结程度均匀性		原状土比结构破坏土不易液化，老砂层比新砂层不易液化
	压密状态		超固结比 OCR	超压密砂土比正常压密砂土不易液化
埋藏条件	上覆上层		$\frac{\text{上覆土重有效压力 } \sigma'_v}{\text{静止土压力系数 } K_0}$	上覆土层愈厚，土的上覆有效压力愈大，就愈不容易液化
	排水条件	孔隙水向外排出的渗径长度 边界土层的渗透性	液化砂层的厚度	排水条件良好有利于孔隙水压力的消散，能减小液化的可能性
	应力历史			遭受过历史地震的砂土比未遭受地震的砂土不易液化，但曾发生过液化又重新被压密的砂土，却较易重新液化
动荷条件	地震烈度	震动强度	地面加速度 a_{max}	地震裂度高，地面加速度大，就逾容易液化
		持续时间	等级循环次数 N	地震时间愈长，或振动次数愈多，就愈容易液化

(2) 液化势的宏观判别：

宏观液化势的判定应考虑下列条件：

(a) 区域地震地质条件，历史地震背景（包括地震液化史、地震震级、峰值加速度、周期与波长、震中距、断裂错距等）及发震的地质条件。

(b) 场地条件，地形地貌，特别是河曲、河谷、坡地等微地貌特征及场地土地质年代、成因等。

(c) 地基土质条件, 液化判定层的埋藏情况, 边界条件及地下水位, 土的物理力学性质 (包括相对密度、平均粒径、粘粒含量、波速、上覆有效压力和标贯击数等)。

(3) 液化势的微观判定:

(a) 标准贯入试验判别:

凡初判为可能液化或需考虑液化影响时, 应采用标准贯入试验进一步确定其是否液化。当饱和砂土或饱和粉土实测标准贯入锤击数 (未经杆长修正) N 值小于按下式确定的临界值 N_{cr} 时, 则应判为可液化土, 否则为不液化土。

$$N_{cr} = N_0 [0.9 + 0.1(d_s - d_w)] \sqrt{\frac{3}{\rho_0}}$$

式中: d_s —饱和土标准贯入点深度 (m);

d_w —地下水位深度 (m);

N_{cr} ——饱和土液化临界标准贯入锤击数;

N_0 ——饱和土液化判别的基准标准贯入锤击数, 按表 3-46 采用。

(b) 静力触探试验判别:

当采用静力触探试验对饱和砂土或饱和粉土进行液化判别法, 可按下式计算:

$$P_s' = P_{so} \alpha_w \alpha_u \alpha_p$$

$$q_c' = q_{co} \alpha_w \alpha_u \alpha_p$$

式中: P_s' 、 q_c' 一分别为饱和土液化临界静力触探贯入阻力和锥尖阻力 (MPa);

P_{so} 、 q_{co} —分别为 $d_w=2m$, $d_u=2m$ 时, 饱和土液化临界贯入阻力和临界锥尖阻力 (MPa), 可按表 3-47 取值;

α_w —地下水位影响系数, 按下式计算: $\alpha_w=1-0.065(d_w-2)$

α_u —上覆非液化土层影响系数, 按下式计算, 对于深基础, $\alpha_u=1$
 $\alpha_u=1-0.05(d_u-2)$

d_u —上覆非液化土层厚度 (m);

α_p —土性综合影响系数, 按表 3-48 取值。

表 3-46 液化判别基准标准贯入锤击数 N_0 值

烈度	7 度	8 度	9 度
近震	6	10	16
远震	8	12	—

注：1.式 6-6-11 仅适用于地面下 15m 深度范围内。

2.用于液化判别的标准贯入试验应确保在孔底不扰动、不涌砂的情况下采用自动落锤方法进行，标准贯入试验钻孔的数量，可按勘察规范中控制性钻孔的数量确定，但单幢建筑工程的勘察，其标准贯入试验钻孔一般不少于 3 个。在可能液化的土层中，标准贯入点沿钻孔深度方向的间距一般采用 1~1.5m。

3.用于液化判别的粘粒含量应采用加六偏磷酸钠作分散剂测定，否则应经过换算。

表 3-47 液化判别 P_{so} 及 q_{co} 值

烈度	7 度	8 度	9 度
P_{so} (MPa)	5~6	11.5~13	18~20
q_{co} (MPa)	4.6~5.4	10.5~11.8	16.4~18.2

表 3-48 土性综合影响系数 a_p 值

土性	砂土	粉土	
塑性指标	$I_p \leq 3$	$3 < I_p \leq 7$	$7 < I_p \leq 10$
a_p	1.0	0.6	0.45

(4) 液化指数及液化等级：

(a) 液化指数：

凡判定为可液化的土层，应按下式确定地基的液化指数

$$I_{IE} = \sum_{i=1}^n \left(1 - \frac{N_i}{N_{cri}} \right) d_i \omega_i$$

式中： I_{IE} —地基的液化指数；

N_i —饱和土层中 i 点的实测标准贯入锤击数；

N_{cri} —相应于 N_i 深度处的临界标准贯入锤击数；

n —每个钻孔内 15m 深度范围内饱和土层中标准贯入点总数；

d_i — i 点所代表的土层厚度 (m)，可采用与该标准贯入试验点相邻的上、下两标准贯入试验点深度差的一半，但上界不小于地下水位深度，下界不大于液化深度；

ω_i — i 土层考虑单位土层厚度的层位影响权函数 (单位为 m^{-1})，当该层中点深

度不大于 5m 时应采用 10，等于 15m 时应采用零值，5~15m 时，应按线性内插法取值。

注：当 $\left(1 - \frac{n_i}{n_{ci}}\right)$ 为负值时取零。

(b) 液化等级：

地基的液化等级根据液化指数按表 3-49 确定。

表 3-49 地基液化等级

液化等级	液化指数 I_{LE}	地面喷水冒砂情况	对建筑物危害程度的描述
轻微	0~5	地面无喷水冒砂，或仅在洼地、河边有零星的喷冒点	液化危害性小，一般不致引起明显的震害
中等	5~15	喷水冒砂，能性大，从轻微到严重均有多数属中等喷冒	液化危害性较大，可造成不均匀沉降和开裂，有时不均匀沉降可能达到 200mm
严重	>15	一般喷水冒砂都很严重，地面变形很明显	液化危害性大，不均匀沉降可能大于 200mm，高重心结构不能产生不容许的倾斜

4 地基岩土工程勘察报告大纲

4.1 前言

4.1.1 工程概况

4.1.2 地基岩土工程勘察任务及技术要求

4.1.3 技术执行依据和实施方案

4.1.4 实际完成工作量

4.2 场地岩土工程地质条件

4.2.1 地形、地貌

4.2.2 地基土石的组成、分布及工程地质性质

4.2.3 地基土石的物理力学性质

4.2.4 地下水

(1) 地下水的类型及动态变化特征

(2) 地下水的腐蚀性

4.2.5 地震基本烈度

4.3 地基岩土工程评价

4.3.1 地基承载力

4.3.2 地基持力层及基础类型

4.3.3 地基强度验算

4.3.4 地基变形验算

4.3.5 地基均匀性

4.3.6 地基稳定性验算

4.3.7 桩基评价

4.3.8 场地的地震效应

(1) 场地类别

(2) 砂土液化判别

4.4 结论与建议

(1) 场地稳定性及建筑适宜性

(2) 地基土石结构

(3) 地基土石的物理力学性质参数及承载力指标

- (4) 地基持力层及基础类型
- (5) 地基稳定性
- (6) 地震烈度与场地地震效应
- (7) 施工与验槽