

中华人民共和国行业标准

高层建筑岩土工程勘察规程

Specification for geotechnical investigation
of tall buildings

JGJ 72—2004

J 366—2004

2004 北京

中华人民共和国行业标准

高层建筑岩土工程勘察规程

Specification for geotechnical investigation
of tall buildings

JGJ 72—2004

批准部门：中华人民共和国建设部

实施日期：2004年10月1日

中华人民共和国建设部 公 告

第 251 号

建设部关于发布行业标准 《高层建筑岩土工程勘察规程》的公告

现批准《高层建筑岩土工程勘察规程》为行业标准，编号为 JGJ 72—2004，自 2004 年 10 月 1 日起实施。其中第 3.0.6、8.1.2、8.2.1、8.3.2、10.2.2 条为强制性条文，必须严格执行。原标准《高层建筑岩土工程勘察规程》(JGJ 72—90) 同时废止。

本规程由建设部标准定额研究所组织中国建筑工业出版社出版发行。

中华人民共和国建设部
2004 年 6 月 25 日

前 言

根据建设部建标〔2000〕284号文的要求，规程编制组在广泛调查研究，认真总结实践经验，参考有关国际标准和国外先进标准，并广泛征求意见的基础上，对《高层建筑岩土工程勘察规程》JGJ 72—90进行了修订。

规程的主要技术内容是：1. 总则；2. 术语和符号；3. 基本规定；4. 勘察方案布设；5. 地下水；6. 室内试验；7. 原位测试；8. 岩土工程评价；9. 设计参数检测、现场检验和监测；10. 岩土工程勘察报告。

规程主要修订技术内容是：1. 取消原规程仅适用于50层以下高层建筑、100m以下重要构筑物和300m以下高耸构筑物的限制；2. 增加了“术语”一节；3. 基本规定中更加明确了勘察阶段划分和各勘察阶段应解决的主要问题；4. 增加了“复合地基勘察方案布设”、“复合地基评价”两节；5. 增加了“基坑工程勘察方案布设”、“基坑工程评价”两节；6. 增加了“地下水”一章；7. 修订了“原位测试”一章，增加了“扁铲侧胀试验”和“附录H 基床系数载荷试验要点”；8. 修订了“天然地基评价”一节，增加了用旁压试验成果估算天然地基承载力特征值的方法；9. 修订了“桩基评价”一节，增加了用标准贯入试验、旁压试验等原位测试成果确定单桩极限承载力的方法及“附录F 用原位测试参数估算群桩基础最终沉降量”，补充了嵌岩桩极限竖向承载力的估算方法；10. 增加了“高低层建筑差异沉降评价”一节；11. 增加了“地下室抗浮评价”一节及“附录G 抗浮桩和抗浮锚杆抗拔静载荷试验要点”；12. 增加了“设计参数检测、现场检验和监测”一章；13. 修订了“岩土工程勘察报告”一章，分别对高层建筑初勘、尤其是详勘报告应包括的主要内容

提出了要求；14. 将原“附录六深井载荷试验要点”修订为“附录 E 大直径桩端阻力载荷试验要点”；15. 取消了按土的状态确定预制桩、灌注桩竖向承载力表。

本规程由建设部负责管理和对强制性条文的解释，由主编单位负责具体技术内容的解释。

主编单位：机械工业勘察设计研究院

(地址：西安市咸宁中路 51 号，邮政编码 710043)

参编单位：北京市勘察设计研究院

上海岩土工程勘察设计研究院

深圳市勘察测绘院

同济大学

上海广联岩土工程钻探有限公司

主要起草人：张旷成 张 炜

(以下按姓氏笔画排列)

孔 千 丘建金 张文华 沈小克 陆文浩
陈 晖 周宏磊 顾国荣 高广运 高术孝

目 次

1	总则	1
2	术语和符号	2
2.1	术语	2
2.2	符号	3
3	基本规定	6
4	勘察方案布设	10
4.1	天然地基勘察方案布设	10
4.2	桩基勘察方案布设	13
4.3	复合地基勘察方案布设	15
4.4	基坑工程勘察方案布设	17
5	地下水	19
6	室内试验	22
7	原位测试	24
8	岩土工程评价	26
8.1	场地稳定性评价	26
8.2	天然地基评价	27
8.3	桩基评价	32
8.4	复合地基评价	37
8.5	高低层建筑差异沉降评价	39
8.6	地下室抗浮评价	41
8.7	基坑工程评价	44
9	设计参数检测、现场检验和监测	47
9.1	设计参数检测	47
9.2	现场检验	48
9.3	现场监测	48
10	岩土工程勘察报告	52

10.1	一般规定	52
10.2	勘察报告主要内容和要求	52
10.3	图表及附件	54
附录 A	天然地基极限承载力估算	56
附录 B	用变形模量 E_0 估算天然地基平均沉降量	59
附录 C	用静力触探试验成果估算单桩竖向极限承载力	62
附录 D	用标准贯入试验成果估算单桩竖向极限承载力	64
附录 E	大直径桩端阻力载荷试验要点	66
附录 F	用原位测试参数估算群桩基础最终沉降量	68
附录 G	抗浮桩和抗浮锚杆抗拔静载荷试验要点	72
附录 H	基床系数载荷试验要点	75
	本规程用词说明	77
	条文说明	79

1 总 则

1.0.1 为了在高层建筑岩土工程勘察中，贯彻执行国家技术经济政策，做到技术先进、经济合理、安全适用、确保质量和保护环境，制定本规程。

1.0.2 本规程适用于高层、超高层建筑和高耸构筑物的岩土工程勘察。对于有不良地质作用、地质灾害和特殊性岩土的场地和地基尚应符合现行有关标准的规定。

1.0.3 高层建筑岩土工程勘察，应体现高层建筑特点、重视地区经验、广泛搜集资料，详细了解和明确建设、设计要求，精心勘察、精心分析，提出资料真实准确、评价确切合理的岩土工程勘察报告和工程咨询报告。

1.0.4 高层建筑岩土工程勘察除应符合本规程规定外，尚应符合国家现行有关强制性标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 高层建筑岩土工程勘察 geotechnical investigation for tall buildings

采用工程地质测绘与调查、勘探、原位测试、室内试验等多种勘察手段和方法，对高层建筑（含超高层建筑、高耸构筑物）场地的稳定性、岩土条件、地下水以及它们与工程之间相互关系进行调查研究，并在此基础上对高层建筑地基基础、基坑工程等作出分析评价和预测建议。

2.1.2 一般性勘探点 exploratory hole

为查明地基主要受力层性质，满足地基（包括桩基）承载力评价等一般常规性问题的要求而布设的勘探点。

2.1.3 控制性勘探点 control exploratory hole

为控制场地地层结构，满足场地、地基基础和基坑工程的稳定性、变形评价的要求而布设的勘探点。

2.1.4 取土测试勘探点 exploratory hole for sampling or in-situ testing

采取土试样或进行原位测试的勘探点。

2.1.5 基准基床系数 basic subgrade reaction coefficient

直径 0.3m 标准刚性承压板下，静力载荷试验 $p-s$ 曲线直线段的斜率。

2.1.6 抗浮设防水位 water level for prevention of up - floating

地下室抗浮评价计算所需的、保证抗浮设防安全和经济合理的场地地下水水位。

2.1.7 突涌 heave-piping

当基坑开挖后，基坑底面下不透水土层的自重压力小于下部

承压水水头压力时，引起基坑底土体隆起破坏并同时发生喷水涌砂的现象。

2.2 符 号

- A ——基础底面积
 A_i ——平均附加应力系数在第 i 层土的层位深度内积分值
 A_p ——桩端面积
 a ——压缩系数
 B ——假想实体基础的等效基础宽度
 b ——基础底面宽度
 c ——黏聚力
 C_{ci} ——第 i 层土的平均压缩指数
 C_{ri} ——第 i 层土的平均回弹再压缩指数
 c_u ——十字板剪切强度
 C_v ——固结系数
 d_c ——控制性勘探孔深度
 d_g ——一般性勘探孔深度
 d ——基础埋置深度，桩身直径
 E_m ——旁压模量
 E_s ——土的压缩模量
 E_0 ——土的变形模量
 \bar{E}_s ——某个钻孔的压缩模量当量值
 e ——孔隙比
 f_{ak} ——地基承载力特征值
 f_a ——深宽修正后的地基承载力特征值
 f_r ——岩石饱和单轴极限抗压强度
 f_u ——由极限承载力公式计算的地基极限承载力

- f_s ——双桥静力触探侧壁摩阻力
 f_{spk} ——复合地基承载力特征值
 f_{sk} ——复合地基加固后桩间土承载力特征值
 F_a ——抗浮桩或抗浮锚杆抗拔承载力特征值
 G_s ——土粒相对密度（比重）
 H_g ——自室外地面算起的建筑物高度
 h_{ri} ——桩身全断面嵌入第 i 层中风化、微风化岩层内长度
 I_L ——液性指数
 K ——安全系数，地基不均匀系数界限值
 k ——渗透系数
 k_0 ——静止侧压力系数
 K_v ——基准基床系数
 L ——建筑物长度
 l ——桩长度、分段桩长，基础长度
 m ——面积置换率
 N ——标准贯入试验实测锤击数
 $N_{63.5}$ ——重型圆锥动力触探试验实测锤击数
 N_{120} ——超重型圆锥动力触探试验实测锤击数
 N_γ 、 N_q 、 N_c ——地基承载力系数
 p ——对应于荷载效应准永久组合时的基底平均压力
 p_c ——土的先期固结压力
 p_0 ——对应于荷载效应准永久组合时的基底平均附加压力，旁压试验初始压力
 p_f ——旁压试验临塑压力
 p_L ——旁压试验极限压力
 p_s ——单桥静力触探比贯入阻力
 p_z ——土的有效自重压力

- Q_u ——单桩竖向极限承载力
 Q_{ul} ——单桩抗拔极限承载力
 q_c ——双桥静力触探锥头阻力
 q_{sis} ——桩侧第 i 层土的极限侧阻力
 q_{sir} ——桩侧第 i 层岩层极限侧阻力
 q_{ps} ——桩端土极限端阻力
 q_{pr} ——桩端岩石极限端阻力
 R_a ——单桩竖向承载力特征值
 s ——基础沉降量, 载荷试验沉降量
 T ——场地土的卓越周期
 u ——桩身周长
 u_1 ——桩群外围周长
 u_r ——嵌岩桩嵌岩段周长
 v_s ——剪切波波速
 w ——含水量
 z_n ——沉降计算深度
 η 、 ξ 、 β ——折减系数, 修正系数
 ζ_γ 、 ζ_q 、 ζ_c ——基础形状系数
 γ ——土的重力密度
 φ ——内摩擦角
 Ψ_s ——沉降计算经验系数
 ν ——土的泊松比

3 基本规定

3.0.1 高层建筑（包括超高层建筑和高耸构筑物，下同）的岩土工程勘察，应根据场地和地基的复杂程度、建筑规模和特征以及破坏后果的严重性，将勘察等级分为甲、乙两级。勘察时根据工程情况划分勘察等级，应符合表 3.0.1 的规定：

表 3.0.1 高层建筑岩土工程勘察等级划分

勘察等级	高层建筑、场地、地基特征及破坏后果的严重性
甲 级	符合下列条件之一、破坏后果很严重的勘察工程： 1 30 层以上或高度超过 100m 的超高层建筑； 2 体形复杂，层数相差超过 10 层的高低层连成一体的高层建筑； 3 对地基变形有特殊要求的高层建筑； 4 高度超过 200m 的高耸构筑物或重要的高耸工业构筑物； 5 位于建筑边坡上或邻近边坡的高层建筑和高耸构筑物； 6 高度低于 1、4 规定的高层建筑或高耸构筑物，但属于一级（复杂）场地、或一级（复杂）地基； 7 对原有工程影响较大的新建高层建筑； 8 有三层及三层以上地下室的高层建筑或软土地区有二层及二层以上地下室的高层建筑
乙 级	不符合甲级、破坏后果严重的高层建筑勘察工程

注：场地和地基复杂程度的划分应符合现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021 的规定。

3.0.2 勘察阶段的划分宜符合下列规定：

1 对城市中重点的勘察等级为甲级的高层建筑，勘察阶段宜分为可行性研究、初步勘察、详细勘察三阶段进行；

2 当场地勘察资料缺乏、建筑平面位置未定，或场地面积较大、为高层建筑群时，勘察阶段宜分为初步勘察和详细勘察两阶段进行；

3 当场地及其附近已有一定勘察资料，或勘察等级为乙级

的单体建筑且建筑总平面图已定时，可将两阶段合并为一阶段，按详细勘察阶段进行；

4 对于一级（复杂）场地或一级（复杂）地基的工程，可针对施工中可能出现或已出现的岩土工程问题，进行施工勘察。地基基础施工时，勘察单位宜参与施工验槽。

3.0.3 进行勘察工作前，应详细了解、研究建设设计要求，宜取得由委托方提供的下列资料：

1 初步勘察前宜取得和搜集的资料包括：

1) 建设场地的建筑红线范围及坐标；初步规划主体建筑与裙房的大致布设情况；建筑群的幢数及大致布设情况；

2) 建筑的层数和高度，及地下室的层数；

3) 场地的拆迁及分期建设等情况；

4) 勘察场地地震背景、周边环境条件及地下管线和其他地下设施情况；

5) 设计方的技术要求。

2 详细勘察前宜取得和搜集的资料包括：

1) 附有建筑红线、建筑坐标、地形、 ± 0.00 高程的建筑总平面图；

2) 建筑结构类型、特点、层数、总高度、荷载及荷载效应组合、地下室层数、埋深等情况；

3) 预计的地基基础类型、平面尺寸、埋置深度、允许变形要求等；

4) 勘察场地地震背景、周边环境条件及地下管线和其他地下设施情况；

5) 设计方的技术要求。

3.0.4 勘察方案（包括勘探点布设）应由注册岩土工程师根据委托单位的技术要求，结合场地地质条件复杂程度制定，并对勘察方案的质量、技术经济合理性负责。

3.0.5 初步勘察阶段应对场地的稳定性和适宜性作出评价，对建筑总图布置提出建议，对地基基础方案和基坑工程方案进行初

步论证，为初步设计提供资料，对下一阶段的详勘工作的重点内容提出建议。本阶段需解决的主要问题应符合下列要求：

1 充分研究已有勘察资料，查明场地所在地貌单元；

2 判明影响场地和地基稳定性的不良地质作用和特殊性岩土的有关问题，包括：断裂、地裂缝及其活动性，岩溶、土洞及其发育程度，崩塌、滑坡、泥石流、高边坡或岸边的稳定性；调查了解古河道、暗浜、暗塘、洞穴或其他人工地下设施；初步判明特殊性岩土对场地、地基稳定性的影响；在抗震设防区应初步评价建筑场地类别，场地属抗震有利、不利或危险地段，液化、震陷可能性，设计需要时应提供抗震设计动力参数；

3 初步查明场地地层时代、成因、地层结构和岩土物理力学性质，一、二级建筑场地和地基宜进行工程地质分区；

4 初步查明地下水类型，补给、排泄条件和腐蚀性，如地下水位较高需判明地下水升降幅度时，应设置地下水长期观测孔；

5 初步勘察阶段的勘探点间距和勘探孔深度应按现行《岩土工程勘察规范》GB 50021 的规定布设，并应布设判明场地、地基稳定性、不良地质作用和桩基持力层所必须的勘探点和勘探深度。

3.0.6 详细勘察阶段应采用多种手段查明场地工程地质条件；应采用综合评价方法，对场地和地基稳定性作出结论；应对不良地质作用和特殊性岩土的防治、地基基础形式、埋深、地基处理、基坑工程支护等方案的选型提出建议；应提供设计、施工所需的岩土工程资料和参数。

3.0.7 详细勘察阶段需解决的主要问题应符合下列要求：

1 查明建筑场地各岩土层的成因、时代、地层结构和均匀性以及特殊性岩土的的性质，尤其应查明基础下软弱和坚硬地层分布，以及各岩土层的物理力学性质。对于岩质的地基和基坑工程，应查明岩石坚硬程度、岩体完整程度、基本质量等级和风化程度。

2 查明地下水类型、埋藏条件、补给及排泄条件、腐蚀性、初见及稳定水位；提供季节变化幅度和各主要地层的渗透系数；提供基坑开挖工程应采取的地下水控制措施，当采用降水控制措施时，应分析评价降水对周围环境的影响。

3 对地基岩土层的工程特性和地基的稳定性进行分析评价，提出各岩土层的地基承载力特征值；论证采用天然地基基础形式的可行性，对持力层选择、基础埋深等提出建议。

4 预测地基沉降、差异沉降和倾斜等变形特征，提供计算变形所需的计算参数。

5 对复合地基或桩基类型、适宜性、持力层选择提出建议；提供桩的极限侧阻力、极限端阻力和变形计算的有关参数；对沉桩可行性、施工时对环境的影响及桩基施工中应注意的问题提出意见。

6 对基坑工程的设计、施工方案提出意见；提供各侧边地质模型的建议。

7 对不良地质作用的防治提出意见，并提供所需计算参数。

8 对初步勘察中遗留的有关问题提出结论性意见。

3.0.8 高层建筑经勘察后，当条件特别复杂时宜由有岩土工程咨询设计资质的单位对高层建筑地基基础方案选型、主楼与裙房差异沉降的计算和处理、深基坑支护方案、降水或截水设计、地下室抗浮设计以及有关设计参数检测的试验设计等岩土工程问题，提供专门的岩土工程咨询报告。

3.0.9 对勘察等级为甲级的高层建筑应进行沉降观测；当地下水水位较高，宜进行地下水长期观测；当地下室埋置较深，且采取箱形、筏形基础需考虑回弹或回弹再压缩变形时，应进行回弹或回弹再压缩变形测试和观测；对基坑工程应进行基坑位移、沉降和邻近建筑、管线的变形观测。

4 勘察方案布设

4.1 天然地基勘察方案布设

4.1.1 高层建筑详细勘察阶段勘探点的平面布设应符合下列要求：

1 满足高层建筑纵横方向对地层结构和地基均匀性的评价要求，需要时还应满足建筑场地整体稳定性分析的要求；

2 满足高层建筑主楼与裙楼差异沉降分析的要求，查明持力层和下卧层的起伏情况；

3 满足建筑场地类别划分的要求，布设确定场地覆盖层厚度和测量土层剪切波速的勘探点；

4 满足湿陷性黄土、膨胀土、红黏土等特殊岩土的评价要求，布设适量的探井；

5 满足降水、截水设计要求，在缺乏经验的地区宜进行专门的水文地质勘察。

4.1.2 详细勘察阶段勘探点的平面布设，应根据高层建筑平面形状、荷载的分布情况进行，并应符合下列规定：

1 当高层建筑平面为矩形时应按双排布设，为不规则形状时，应在凸出部位的角点和凹进的阴角布设勘探点。

2 在高层建筑层数、荷载和建筑体形变异较大位置处，应布设勘探点。

3 对勘察等级为甲级的高层建筑应在中心点或电梯井、核心筒部位布设勘探点。

4 单幢高层建筑的勘探点数量，对勘察等级为甲级的不应少于5个，乙级不应少于4个。控制性勘探点的数量不应少于勘探点总数的1/3且不少于2个。

5 高层建筑群可按建筑物并结合方格网布设勘探点。相邻

的高层建筑，勘探点可互相共用。

4.1.3 根据高层建筑勘察等级，勘探点间距应控制在 15 ~ 35m 范围内，并符合下列规定：

1 甲级宜取较小值，乙级可取较大值。

2 在暗沟、塘、浜、湖泊沉积地带和冲沟地区；在岩性差异显著或基岩面起伏很大的基岩地区；在断裂破碎带、地裂缝等不良地质作用场地；勘探点间距宜取小值并可适当加密。

3 在浅层岩溶发育地区，宜采用物探与钻探相配合进行，采用浅层地震勘探和孔间地震 CT 或孔间电磁波 CT 测试，查明溶洞和土洞发育程度、范围和连通性。钻孔间距宜取小值或适当加密，溶洞、土洞密集时宜在每个柱基下布设勘探点。

4.1.4 高层建筑详细勘察阶段勘探孔的深度应符合下列规定：

1 控制性勘探孔深度应超过地基变形的计算深度。

2 控制性勘探孔深度，对于箱形基础或筏形基础，在不具备变形深度计算条件时，可按式 (4.1.4-1) 计算确定：

$$d_c = d + \alpha_c \beta b \quad (4.1.4-1)$$

式中 d_c ——控制性勘探孔的深度 (m)；

d ——箱形基础或筏形基础埋置深度 (m)；

α_c ——与土的压缩性有关的经验系数，根据基础下的地基主要土层按表 4.1.4 取值；

β ——与高层建筑层数或基底压力有关的经验系数，对勘察等级为甲级的高层建筑可取 1.1，对乙级可取 1.0；

b ——箱形基础或筏形基础宽度，对圆形基础或环形基础，按最大直径考虑，对不规则形状的基础，按面积等代成方形、矩形或圆形面积的宽度或直径考虑 (m)。

3 一般性勘探孔的深度应适当大于主要受力层的深度，对于箱形基础或筏形基础可按式 (4.1.4-2) 计算确定：

$$d_g = d + \alpha_g \beta b \quad (4.1.4-2)$$

式中 d_g ——一般性勘探孔的深度 (m);
 α_g ——与土的压缩性有关的经验系数, 根据基础下的地基主要土层按表 4.1.4 取值。

表 4.1.4 经验系数 α_c 、 α_g 值

土类 值别	碎石土	砂土	粉土	黏性土 (含黄土)	软土
α_c	0.5~0.7	0.7~0.9	0.9~1.2	1.0~1.5	2.0
α_g	0.3~0.4	0.4~0.5	0.5~0.7	0.6~0.9	1.0

注: 表中范围值对同一类土中, 地质年代老、密实或地下水位深者取小值, 反之取大值。

4 一般性勘探孔, 在预定深度范围内, 有比较稳定且厚度超过 3m 的坚硬地层时, 可钻入该层适当深度, 以能正确定名和判明其性质; 如在预定深度内遇软弱地层时应加深或钻穿。

5 在基岩和浅层岩溶发育地区, 当基础底面下的土层厚度小于地基变形计算深度时, 一般性钻孔应钻至完整、较完整基岩面; 控制性钻孔应深入完整、较完整基岩 3~5m, 勘察等级为甲级的高层建筑取大值, 乙级取小值; 专门查明溶洞或土洞的钻孔深度应深入洞底完整地层 3~5m。

6 在花岗岩残积土地区, 应查清残积土和全风化岩的分布深度。计算箱形基础或筏形基础勘探孔深度时, 其 α_c 和 α_g 系数, 对残积砾质黏性土和残积砂质黏性土可按表 4.1.4 中粉土的值确定, 对残积黏性土可按表 4.1.4 中黏性土的值确定, 对全风化岩可按表 4.1.4 中碎石土的值确定。在预定深度内遇基岩时, 控制性钻孔深度应深入强风化岩 3~5m, 勘察等级为甲级的高层建筑宜取大值, 乙级可取小值。一般性钻孔达强风化岩顶面即可。

7 评价土的湿陷性、膨胀性、砂土地震液化、确定场地覆盖层厚度、查明地下水渗透性等钻孔深度, 应按有关规范的要求确定。

8 在断裂破碎带、冲沟地段、地裂缝等不良地质作用发育

场地及位于斜坡上或坡脚下的高层建筑，当需进行整体稳定性验算时，控制性勘探孔的深度应满足评价和验算的要求。

4.1.5 采取不扰动土试样和原位测试勘探点的数量不宜少于全部勘探点总数的 2/3，勘察等级为甲级的单幢高层建筑不宜少于 4 个。

4.1.6 采取不扰动土试样或进行原位测试的竖向间距，基础底面下 1.0 倍基础宽度内宜按 1~2m，以下可根据土层变化情况适当加大距离。

4.1.7 采取岩土试样和进行原位测试应符合下列规定：

1 每幢高层建筑每一主要土层内采取不扰动土试样的数量或进行原位测试的次数不应少于 6 件（组）次；

2 在地基主要受力层内，对厚度大于 0.5m 的夹层或透镜体，应采取不扰动土试样或进行原位测试；

3 当土层性质不均匀时，应增加取土数量或原位测试次数；

4 岩石试样的数量各层不应少于 6 件（组）；

5 地下室侧墙计算、基坑边坡稳定性计算或锚杆设计所需的抗剪强度试验指标，各主要土层应采取不少于 6 件（组）的不扰动土试样。

4.1.8 对勘察等级为甲级的高层建筑、或工程经验缺乏、或研究程度较差的地区，宜布设载荷试验确定天然地基持力层的承载力特征值和变形参数。

4.2 桩基勘察方案布设

4.2.1 对于端承型桩，勘探点的平面布置，应符合下列规定：

1 勘探点应按柱列线布设，其间距应能控制桩端持力层层面和厚度的变化，宜为 12~24m；

2 在勘探过程中发现基岩中有断层破碎带，或桩端持力层为软、硬互层，或相邻勘探点所揭露桩端持力层层面坡度超过 10%，且单向倾伏时，钻孔应适当加密；荷载较大或复杂地基的一柱一桩工程，应每柱设置勘探点；

3 岩溶发育场地当以基岩作为桩端持力层时应按柱位布孔，同时应辅以各种有效的地球物理勘探手段，以查明拟建场地范围及有影响地段的各种岩溶洞隙和土洞的位置、规模、埋深、岩溶堆填物性状和地下水特征；

4 控制性勘探点不应少于勘探点总数的 $1/3$ 。

4.2.2 对于摩擦型桩，勘探点的平面布置，应符合下列规定：

1 勘探点应按建筑物周边或柱列线布设，其间距宜为 $20 \sim 35\text{m}$ ，当相邻勘探点揭露的主要桩端持力层或软弱下卧层层位变化较大，影响到桩基方案选择时，应适当加密勘探点。带有裙房或外扩地下室的高层建筑，布设勘探点时应与主楼一同考虑。

2 桩基工程勘探点数量应视工程规模大小而定，勘察等级为甲级的单幢高层建筑勘探点数量不宜少于 5 个，乙级不宜少于 4 个，对于宽度大于 35m 的高层建筑，其中心应布置勘探点。

3 控制性的勘探点应占勘探点总数的 $1/3 \sim 1/2$ 。

4.2.3 对于端承型桩，勘探孔的深度应符合下列规定：

1 当以可压缩地层（包括全风化和强风化岩）作为桩端持力层时，勘探孔深度应能满足沉降计算的要求，控制性勘探孔的深度应深入预计桩端持力层以下 $5 \sim 10\text{m}$ 或 $6d \sim 10d$ （ d 为桩身直径或方桩的换算直径，直径大的桩取小值，直径小的桩取大值），一般性勘探孔的深度应达到预计桩端下 $3 \sim 5\text{m}$ 或 $3d \sim 5d$ ；

2 对一般岩质地基的嵌岩桩，勘探孔深度应钻入预计嵌岩面以下 $1d \sim 3d$ ，对控制性勘探孔应钻入预计嵌岩面以下 $3d \sim 5d$ ，对质量等级为Ⅲ级以上的岩体，可适当放宽；

3 对花岗岩地区的嵌岩桩，一般性勘探孔深度应进入微风化岩 $3 \sim 5\text{m}$ ，控制性勘探孔应进入微风化岩 $5 \sim 8\text{m}$ ；

4 对于岩溶、断层破碎带地区，勘探孔应穿过溶洞、或断层破碎带进入稳定地层，进入深度应满足 $3d$ ，并不小于 5m ；

5 具多韵律薄层状的沉积岩或变质岩，当基岩中强风化、中等风化、微风化岩呈互层出现时，对拟以微风化岩作为持力层的嵌岩桩，勘探孔进入微风化岩深度不应小于 5m 。

4.2.4 对于摩擦型桩，勘探孔的深度应符合下列规定：

1 一般性勘探孔的深度应进入预计桩端持力层或预计最大桩端入土深度以下不小于 3m；

2 控制性勘探孔的深度应达群桩桩基（假想的实体基础）沉降计算深度以下 1~2m，群桩桩基沉降计算深度宜取桩端平面以下附加应力为上覆土有效自重压力 20% 的深度，或按桩端平面以下 $(1\sim 1.5)b$ （ b 为假想实体基础宽度）的深度考虑。

4.2.5 桩基勘察的岩（土）试样采取及原位测试工作应符合下列规定：

1 对桩基勘探深度范围内的每一主要土层，应采取土试样，并根据土质情况选择适当的原位测试，取土数量或测试次数不应少于 6 组（次）；

2 对嵌岩桩桩端持力层段岩层，应采取不少于 6 组的岩样进行天然和饱和单轴极限抗压强度试验；

3 以不同风化带作桩端持力层的桩基工程，勘察等级为甲级的高层建筑勘察时控制性钻孔宜进行压缩波波速测试，按完整性指数或波速比定量划分岩体完整程度和风化程度，划分标准应符合现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021 的规定。

4.3 复合地基勘察方案布设

4.3.1 复合地基勘察前，应搜集必要的基础资料，并应着重搜集本地区同类建筑的复合地基工程经验，明确本地区需要解决的主要岩土工程问题、适宜的增强体类型、设计施工常见问题及处理方法。

4.3.2 高层建筑复合地基勘察方案，其勘探点平面布设应按照天然地基勘察方案布设，符合本规程第 4 章 4.1 节的规定；勘探孔深度应符合 4.2 节桩基勘察的要求，查明适宜作为桩端持力层的分布情况和下卧岩土层的性状；当适宜作为桩端持力层的顶板高程、厚度变化较大时，应加密勘探点，探明其变化；查明建筑场地各土层分布及性状和地下水的分布及类型，并取得各土层承

承载力特征值、压缩模量以及计算单桩承载力、变形等所需的参数。

4.3.3 应根据建筑地基处理目的和可能采用的复合地基增强体类型，布设勘察试验方案。需重点查明的问题，应符合下列要求：

1 以消除黄土湿陷性为目的而采用土或灰土桩挤密等方案时，应重点查明场地湿陷类型、地基湿陷等级、湿陷性土层的分布范围，非湿陷性土层的埋深及性质，提供地基土的湿陷系数、自重湿陷系数、干密度、含水量、最大干密度和最优含水量等指标。

2 以消除砂土、粉土液化为目的而采用砂石桩挤密等方案时，应重点查明建筑场地液化等级，提供地基土层的标准贯入试验锤击数、比贯入阻力、相对密度和液化土层的层位及厚度。

3 以提高高层建筑地基承载力和减小沉降或差异沉降为目的而采用柔性增强体、半刚性增强体复合地基方案时，应查明相对软弱土层的分布范围、深度和厚度情况，以及设计、施工所需的有关技术资料。对黏性土地基，应取得地基土的压缩模量、不排水抗剪强度、含水量、地下水位及 pH 值、有机质含量等指标；对砂土和粉土地基应取得天然孔隙比、相对密度、标准贯入试验锤击数等指标。

4 高层建筑采用刚性桩复合地基方案时，应查明承载力较高、适宜作为桩端持力层的土层埋深、厚度及其物理力学性质以及地基土的承载力特征值。

4.3.4 高层建筑复合地基承载力特征值和变形参数应在施工图设计期间通过设计参数检测——复合地基载荷试验确定。有经验的地区，可依据增强体的载荷试验结果和桩间土的承载力特征值结合地区经验计算确定；在缺乏经验的地区，尚应进行不同桩径、桩长、置换率等的复合地基载荷试验。

4.4 基坑工程勘察方案布设

4.4.1 基坑工程勘察，应与高层建筑地基勘察同步进行。初步勘察阶段应初步查明场地环境情况和工程地质条件、预测基坑工程中可能产生的主要岩土工程问题；详细勘察阶段应在详细查明场地工程地质条件基础上，判断基坑的整体稳定性，预测可能破坏模式，为基坑工程的设计、施工提供基础资料，对基坑工程等级、支护方案提出建议。

4.4.2 基坑工程勘察前，委托方应提供以下资料：

- 1 邻近的建（构）筑物的结构类型、层数、地基、基础类型、埋深、持力层及上部结构现状；
- 2 周边各类管线及地下工程情况；
- 3 周边地表水汇集、排泄以及地下管网分布及渗漏情况；
- 4 周边道路等级情况等。

4.4.3 勘察区范围宜达到基坑边线以外两倍以上基坑深度，勘探点宜沿地下室周边布置，边线以外以调查或搜集资料为主，为查明某些专门问题可在边线以外布设勘探点。勘探点的间距根据地质条件的复杂程度宜为 15~30m，当遇暗浜、暗塘或填土厚度变化很大或基岩面起伏很大时，宜加密勘探点。

4.4.4 勘探孔的深度不宜小于基坑深度的两倍；对深厚软土层，控制性勘探孔应穿透软土层；为降水或截水设计需要，控制性勘探孔应穿透主要含水层进入隔水层一定深度；在基坑深度内，遇微风化基岩时，一般性勘探孔应钻入微风化岩层 1~3m，控制性勘探孔应超过基坑深度 1~3m；控制性勘探点宜为勘探点总数的 1/3，且每一基坑侧边不宜少于 2 个控制性勘探点。

4.4.5 对岩质基坑，勘察工作应以工程地质测绘调查为主，以钻探、物探、原位测试及室内试验为辅，基坑施工时，应进行施工地质工作。应查明的主要内容包括：

- 1 岩石的坚硬程度；
- 2 岩石的完整程度；

3 主要结构面（特别是软弱外倾结构面）的力学属性、产状、延伸长度、结合程度、充填物状态、充水状况、组合关系、与临空面的关系；

4 岩石的风化程度；

5 坡体的含水状况等。

4.4.6 对一般黏性土宜进行静力触探和标准贯入试验；对砂土和碎石土宜进行标准贯入试验和圆锥动力触探试验；对软土宜进行十字板剪切试验；当设计需要时可进行基床系数试验或旁压试验、扁铲侧胀试验。

4.4.7 岩土不扰动试样的采取和原位测试的数量，应保证每一主要岩土层有代表性的数据分别不少于6组（个），室内试验的主要项目是含水量、密度、抗剪强度和渗透试验，对砂、砾、卵石层宜进行水上、水下休止角试验。对岩质基坑，当存在顺层或外倾岩体软弱结构面时，宜在室内或现场测定结构面的抗剪强度。

4.4.8 当地下水位较高，应查明场地的水文地质条件，除应符合本规程第5章要求外，尚应符合下列要求：

1 当含水层为卵石层或含卵石颗粒的砂层时，应详细描述卵石的颗粒组成、粒径大小和黏性土含量；

2 当附近有地表水体时，宜在其间布设一定数量的勘探孔或观测孔；

3 当场地水文地质资料缺乏或在岩溶发育地区，应进行单孔或群孔分层抽水试验，测求渗透系数、影响半径、单井涌水量等水文地质参数。

5 地 下 水

5.0.1 根据高层建筑的工程需要，应采用调查与现场勘察方法，查明地下水的性质和变化规律，提供水文地质参数；针对地基基础形式、基坑支护形式、施工方法等情况分析评价地下水对地基基础设计、施工和环境影响，预估可能产生的危害，提出预防和处理措施的建议。

5.0.2 已有地区经验或场地水文地质条件简单，且有常年地下水位监测资料的地区，地下水的勘察可通过调查方法掌握地下水的性质和规律，其调查宜包括下列内容：

- 1 地下水的类型、主要含水层及其渗透特性；
- 2 地下水的补给排泄条件、地表水与地下水的水力联系；
- 3 历史最高、最低地下水位及近3~5年水位变化趋势和主要影响因素；
- 4 区域性气象资料；
- 5 地下水腐蚀性和污染源情况。

5.0.3 当在无经验地区，地下水的变化或含水层的水文地质特性对地基评价、地下室抗浮和工程降水有重大影响时，在调查的基础上，应进行专门的水文地质勘察，并应符合下列要求：

- 1 查明地下水类型、水位及其变化幅度；
- 2 与工程相关的含水层相互之间的补给关系；
- 3 测定地层渗透系数等水文地质参数；
- 4 对缺乏常年地下水监测资料的地区，在初步勘察阶段应设置长期观测孔或孔隙水压力计；
- 5 对与工程结构有关的含水层，应采取有代表性水样进行水质分析；
- 6 在岩溶地区，应查明场地岩溶裂隙水的主要发育特征及

其不均匀性。

5.0.4 当场地有多层对工程有影响的地下水时，应采取止水措施将被测含水层与其他含水层隔离后测定地下水位或承压水头高度。必要时，宜埋设孔隙水压力计，或采用孔压静力触探试验进行量测，但在黏性土中应有足够的消散时间。

5.0.5 含水层的渗透系数等水文地质参数的测定，应根据岩土层特性和工程需要，宜采用现场钻孔或探井抽水试验、注水试验或压水试验求得。

5.0.6 应按下列内容评价地下水对工程的作用和影响：

1 对地基基础、地下结构应考虑在最不利组合情况下，地下水对结构的上浮作用；

2 验算边坡稳定时，应考虑地下水及其动水压力对边坡稳定的不利影响；

3 采取降水措施时在地下水位下降的影响范围内，应考虑地面沉降及其对工程的危害；

4 当地下水位回升时，应考虑可能引起的回弹和附加的浮托力等；

5 在湿陷性黄土地区应考虑地下水位上升对湿陷性的影响；

6 在有水头压差的粉细砂、粉土地层中，应评价产生潜蚀、流砂、管涌的可能性；

7 在地下水位下开挖基坑，应评价降水或截水措施的可行性及其对基坑稳定和周边环境的影响；

8 当基坑底下存在高水头的承压含水层时，应评价坑底土层的隆起或产生突涌的可能性；

9 对地下水位以下的工程结构，应评价地下水对混凝土或金属材料的腐蚀性。

5.0.7 基坑工程中采取降低地下水位的措施应满足下列要求：

1 施工中地下水位应保持在基坑底面下 0.5 ~ 1.5m；

2 降水过程中应防止渗透水流的不良作用；

3 深层承压水可能引起突涌时，应采取降低基坑下的承压

水头的减压措施；

4 应对可能影响的既有建（构）筑物、道路和地下管线等设施进行监测，必要时，应采取防护措施。

6 室内试验

6.0.1 常规试验项目的试验要求应按现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021 及《建筑地基基础设计规范》GB 50007 执行。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》GB/T 50123、《工程岩体试验方法标准》GB/T 50266 和《工程岩体分级标准》GB 50218 的有关规定。

6.0.2 计算地基承载力所需的抗剪强度试验应符合下列规定：

1 对勘察等级为甲级的高层建筑，所采取的土试样质量等级应符合Ⅰ级，且应采用三轴压缩试验。

2 抗剪强度试验的方法应根据施工速度、地层条件和计算公式等选用，尽可能符合建筑和地基土实际受力状况。对饱和黏性土或施工速率较快、排水条件差的土可采用不固结不排水剪(UU)，对饱和软土，应对试样在有效自重压力预固结后再进行试验，总应力法提供 c_{um} 、 φ_{um} 参数；经过预压固结的地基，可根据其固结程度采用固结不排水剪(CU)，总应力法提供 c_{cu} 、 φ_{cu} 参数。

3 三轴压缩试验结果应提供摩尔圆及其强度包线。

6.0.3 计算地基沉降的压缩性指标，根据工程的不同计算方法，可采用下列试验方法：

1 当采用单轴压缩试验的压缩模量按分层总和法进行沉降计算时，其最大压力值应超过预计的土的有效自重压力与附加压力之和，压缩性指标应取土的有效自重压力至土的有效自重压力与附加压力之和压力段的计算值。

2 当采用考虑应力历史的固结沉降计算时，应采用Ⅰ级土样进行试验。试验的最大压力应满足绘制完整的 $e-\log p$ 曲线的需要，以求得先期固结压力 p_c 、压缩指数 C_c 和回弹再压缩指数

C_r ，回弹压力宜模拟现场卸荷条件。

3 当需进行群桩基础变形验算时，对桩端平面以下压缩层范围内的土，应测求土的压缩性指标。试验压力不应小于实际土的有效自重压力与附加压力之和。

4 当需要考虑基坑开挖卸荷引起的回弹量，应进行测求回弹模量和回弹再压缩模量的试验，以模拟实际加荷卸荷情况，其压力的施加宜与实际加、卸荷状况一致。回弹模量和回弹再压缩模量的试验方法、稳定标准等应符合现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T 50123 标准固结试验的要求，试验前应做试验设计。

6.0.4 基坑开挖需要采用明沟、井点或管井抽水降低地下水位时，宜根据土性情况进行有关土层的常水头或变水头渗透试验。

6.0.5 为验算边坡稳定性和基坑工程等支挡设计所进行的抗剪强度试验，对黏性土宜采用三轴压缩试验。当按总应力法计算时，验算地基整体稳定性宜采用不固结不排水试验（UU），提供 c_{uu} 、 φ_{uu} 参数，对饱和软土应对试样在有效自重压力预固结后再进行试验；计算土压力可采用固结不排水试验（CU），提供 c_{cu} 、 φ_{cu} 参数。当按有效应力法计算时，宜采用测孔隙水压力的固结不排水试验（ \overline{CU} ），提供有效强度 c' 、 φ' 参数。

6.0.6 当需根据室内试验结果确定嵌岩桩单桩竖向极限承载力时，应进行饱和单轴抗压强度试验。对于在地下水位以下、多韵律薄层状的黏土质沉积岩或变质岩，可采用天然湿度试样，不进行饱和处理；对较为破碎的中等风化带岩石，取样确有困难时，可取样进行点荷载强度试验，其试验标准及与岩石单轴抗压强度的换算关系应分别按现行国家标准《工程岩体试验方法标准》GB/T 50266 及《工程岩体分级标准》GB 50218 中有关规定执行。

6.0.7 当进行地震反应分析和地基液化判别时，可采用动三轴试验、动单剪试验和共振柱试验，测定地基土的动剪变（切）模量和阻尼比等参数。动应变适用范围：对动三轴和动单剪为 $10^{-4} \sim 10^{-2}$ ，对共振柱为 $10^{-6} \sim 10^{-4}$ 。

7 原位测试

7.0.1 在高层建筑岩土工程勘察中原位测试方法应根据岩土条件、设计对参数的需要、地区经验和测试方法的适用性等因素综合确定。

7.0.2 原位测试成果应结合地区工程经验综合分析后使用。

7.0.3 原位测试的试验项目、测定参数、主要试验目的可参照表 7.0.3 的规定。

表 7.0.3 高层建筑岩土工程勘察中的原位测试项目

试验项目	测定参数	主要试验目的
载荷试验	比例界限压力 p_0 (kPa)、极限压力 p_u (kPa) 和压力与变形关系	<ol style="list-style-type: none"> 1 评定岩土承载力; 2 估算土的变形模量; 3 计算土的基床系数
静力触探试验	单桥比贯入阻力 p_s (MPa), 双桥锥尖阻力 q_c (MPa)、侧壁摩阻力 f_s (kPa)、摩阻比 R_f (%), 孔压静力触探的孔隙水压力 u (kPa)	<ol style="list-style-type: none"> 1 判别土层均匀性和划分土层; 2 选择桩基持力层、估算单桩承载力; 3 估算地基土承载力和压缩模量; 4 判断沉桩可能性; 5 判别地基土液化可能性及等级
标准贯入试验	标准贯入击数 N (击)	<ol style="list-style-type: none"> 1 判别土层均匀性和划分土层; 2 判别地基液化可能性及等级; 3 估算地基承载力和压缩模量; 4 估算砂土密实度及内摩擦角; 5 选择桩基持力层、估算单桩承载力; 6 判断沉桩的可能性
动力触探试验	动力触探击数 N_{10} 、 $N_{63.5}$ 、 N_{120} (击)	<ol style="list-style-type: none"> 1 判别土层均匀性和划分地层; 2 估算地基土承载力和压缩模量; 3 选择桩基持力层、估算单桩承载力

续表 7.0.3

试验项目	测定参数	主要试验目的
十字板剪切试验	不排水抗剪强度峰值 c_u (kPa) 和残余值 c'_u (kPa)	<ol style="list-style-type: none"> 1 测求饱和黏性土的不排水抗剪强度和灵敏度; 2 估算地基土承载力和单桩承载力; 3 计算边坡稳定性; 4 判断软黏性土的应力历史
现场渗透试验	岩土层渗透系数 k (cm/s), 必要时测定释水系数 μ^* 等	为重要工程或深基坑工程的设计提供土的渗透系数、影响半径、单井涌水量等
旁压试验	初始压力 p_0 (kPa)、临塑压力 p_f (kPa)、极限压力 p_L (kPa) 和旁压模量 E_m (kPa)	<ol style="list-style-type: none"> 1 测求地基土的临塑荷载和极限荷载强度, 从而估算地基土的承载力; 2 测求地基土的变形模量, 从而估算沉降量; 3 估算桩基承载力; 4 计算土的侧向基床系数; 5 自钻式旁压试验可确定土的原位水平应力和静止侧压力系数
扁铲侧胀试验	侧胀模量 E_D (kPa)、侧胀土性指数 I_D 、侧胀水平应力指数 K_D 和侧胀孔压指数 U_D	<ol style="list-style-type: none"> 1 划分土层和区分土类; 2 计算土的侧向基床系数; 3 判别地基土液化可能性
波速测试	压缩波速 v_p (m/s)、剪切波速 v_s (m/s)	<ol style="list-style-type: none"> 1 划分场地类别; 2 提供地震反应分析所需的场地土动力参数; 3 评价岩体完整性; 4 估算场地卓越周期
场地微振动测试	场地卓越周期 T (s) 和脉动幅值	确定场地卓越周期

8 岩土工程评价

8.1 场地稳定性评价

8.1.1 高层建筑岩土工程勘察应查明影响场地稳定性的不良地质作用，评价其对场地稳定性的影响程度。

8.1.2 对有直接危害的不良地质作用地段，不得选作高层建筑建设场地。对于有不良地质作用存在，但经技术经济论证可以治理的高层建筑场地，应提出防治方案建议，采取安全可靠的整治措施。

8.1.3 高层建筑场地稳定性评价应符合下列要求：

1 评价划分建筑场地属有利、不利或危险地段，提供建筑场地类别和岩土的地震稳定性评价，对需要采用时程分析法补充计算的建筑，尚应根据设计要求提供有代表性的地层结构剖面、场地覆盖层厚度和有关动力参数；

2 应避开浅埋的全新活动断裂和发震断裂，避让的最小距离应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定确定；

3 可不避开非全新活动断裂，但应查明破碎带发育程度，并采取相应的地基处理措施；

4 应避开正在活动的地裂缝，避开的距离和采取的措施应按有关地方标准的规定确定；

5 在地面沉降持续发展地区，应搜集地面沉降历史资料，预测地面沉降发展趋势，提出高层建筑应采取的措施。

8.1.4 位于斜坡地段的高层建筑，其场地稳定性评价应符合下列规定：

1 高层建筑场地不应选在滑坡体上，对选在滑坡体附近的建筑场地，应对滑坡进行专门勘察，验算滑坡稳定性，论证建筑

场地的适宜性，并提出治理措施；

2 位于坡顶或临近边坡下的高层建筑，应评价边坡整体稳定性、分析判断整体滑动的可能性；

3 当边坡整体稳定时，尚应验算基础外边缘至坡顶的安全距离；

4 位于边坡下的高层建筑，应根据边坡整体稳定性论证分析结果，确定离坡脚的安全距离。

8.1.5 抗震设防地区的高层建筑场地应选择在抗震有利地段，避开不利地段，当不能避开时，应采取有效的防护治理措施，并不应在危险地段建设高层建筑。

8.1.6 应根据土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度划分建筑场地类别，抗震设防烈度为7~9度地区，均应采用多种方法综合判定饱和砂土和粉土（不含黄土）地震液化的可能性，并提出处理措施的建议；6度地区一般不进行判别和处理，但对液化沉陷敏感的乙类建筑可按7度的要求进行判别和处理。

8.1.7 在溶洞和土洞强烈发育地段，应查明基础底面以下溶洞、土洞大小和顶板厚度，研究地基加固措施。经技术经济分析认为不可取时，应另选场地。

在地下采空区，应查明采空区上覆岩层的性质、地表变形特征、采空区的埋深和范围，根据高层建筑的基底压力，评价场地稳定性。对有塌陷可能的地下采空区，应另选场地。

8.2 天然地基评价

8.2.1 天然地基分析评价应包括以下基本内容：

1 场地、地基稳定性和处理措施的建议；

2 地基均匀性；

3 确定和提供各岩土层尤其是地基持力层承载力特征值的建议值和使用条件；

4 预测高层和高低层建筑地基的变形特征；

5 对地基基础方案提出建议；

6 抗震设防区应对场地地段划分、场地类别、覆盖层厚度、地震稳定性等作出评价；

7 对地下室防水和抗浮进行评价；

8 基坑工程评价。

8.2.2 天然地基方案应在拟建场地整体稳定性基础上进行分析论证，并应考虑附属建筑、相邻的既有或拟建建筑、地下设施和地基条件可能发生显著变化的影响。

8.2.3 在天然地基方案的工程分析中，地基承载力验算采用荷载效应标准组合，地基变形验算采用荷载效应准永久组合。

8.2.4 符合下列情况之一者，应判别为不均匀地基。对判定为不均匀的地基，应进行沉降、差异沉降、倾斜等特征分析评价，并提出相应建议。

1 地基持力层跨越不同地貌单元或工程地质单元，工程特性差异显著。

2 地基持力层虽属于同一地貌单元或工程地质单元，但遇下列情况之一：

1) 中—高压缩性地基，持力层底面或相邻基底标高的坡度大于 10%；

2) 中—高压缩性地基，持力层及其下卧层在基础宽度方向上的厚度差值大于 $0.05b$ (b 为基础宽度)。

3 同一高层建筑虽处于同一地貌单元或同一工程地质单元，但各处地基土的压缩性有较大差异时，可在计算各钻孔地基变形计算深度范围内当量模量的基础上，根据当量模量最大值 \bar{E}_{smax} 和当量模量最小值 \bar{E}_{smin} 的比值判定地基均匀性。当 $\frac{\bar{E}_{smax}}{\bar{E}_{smin}}$ 大于地基不均匀系数界限值 K 时，可按不均匀地基考虑。 K 见表 8.2.4。

8.2.5 在确定地基承载力时，应根据土质条件选择现场载荷试验、室内试验、静力触探试验、动力触探试验、标准贯入试验或旁压试验等原位测试方法，结合理论计算和设计需要进行综合评

价。特殊土的地基承载力评价应根据特殊土的相关规范和地区经验进行。岩石地基应根据现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021划分和评定岩石坚硬程度、岩体完整程度、风化程度和岩体基本质量等级，其承载力特征值应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 有关规定确定。

表 8.2.4 地基不均匀系数界限值 K

同一建筑物下各钻孔压缩模量当量值 \bar{E}_s 的平均值 (MPa)	≤ 4	7.5	15	> 20
不均匀系数界限值 K	1.3	1.5	1.8	2.5

注：在地基变形计算深度范围内，某一个钻孔的压缩模量当量值 \bar{E}_s 应根据平均附加应力系数在各层土的层位深度内积分值 A 和各土层压缩模量 E_{si} 按下式计算：

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

8.2.6 地基承载力的计算应符合下列要求：

- 1 持力层及软弱下卧层的地基承载力验算；
- 2 当高层建筑周边的附属建筑基础处于超补偿状态，且其与高层建筑不能形成刚性整体结构时，应考虑由此造成高层建筑基础侧限力的永久性削弱及其对地基承载力的影响；
- 3 拟提高附属建筑部分基底压力，以加大其地基沉降、减小高低层建筑之间的差异沉降时，应同时验算地基承载力特征值及地基极限承载力，保证建议的地基承载力满足强度控制要求。

8.2.7 除应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007的有关规定确定地基承载力特征值 f_{ak} 和修正后的地基承载力特征值 f_a 外，还可按附录 A 估算地基极限承载力 f_u ，除以安全系数 K 以确定实际基础下地基承载力特征值 f_a ， K 值应根据建筑安全等级和土性参数的可靠性在 2~3 之间选取。计算 f_a 时，应根据基底下的地层组合条件并结合地区经验综合确定

地基持力层的代表性内摩擦角标准值 φ_k 和代表性黏聚力标准值 c_k 。

8.2.8 采用旁压试验 (PMT) 成果验算岩性均一土层的竖向地基承载力时, 可按以下方法进行承载力计算分析, 对计算结果应结合其他评价方法进行合理判定。

1 通过旁压临塑压力计算地基承载力

$$f_{ak} = \lambda (p_f - p_0) \quad (8.2.8-1)$$

式中 f_{ak} ——岩性均一土层的地基承载力特征值 (kPa);

p_0 ——由旁压试验曲线和经验综合确定的土的初始压力 (kPa);

p_f ——由旁压试验曲线确定的临塑压力 (kPa);

λ ——临塑值修正系数, 可结合各地区工程经验取值, 但一般不应大于 1。

2 通过旁压极限压力可按式 (8.2.8-2) 计算地基极限承载力 f_u , f_u 除以旁压安全系数 K 后获得地基承载力特征值 f_{ak} 。旁压极限承载力安全系数 K 的取值应根据各地区经验总结分析后确定, 当计算分析地基承载力特征值 f_{ak} 时, K 值可取 2~4, 并不得低于 2。

$$f_u = p_L - p_0 \quad (8.2.8-2)$$

式中 p_L ——由旁压试验曲线确定的极限压力 (kPa)。

8.2.9 当场地、地基整体稳定且持力层为完整、较完整的中等风化、微风化岩体时, 可不进行地基变形验算。其余地基的最终沉降应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 规定的方法, 亦可按本规程规定的其他方法计算分析。在地基沉降预测中的地基应力计算宜考虑地基土层渗透性的影响, 沉降预测应考虑后期地面填方和相邻建设工程的影响。

8.2.10 对于不能准确取得压缩模量的地基土, 包括碎石土、砂土、粉土、花岗岩残积土、全风化岩、强风化岩等, 可采用变形

模量 E_0 ，按附录 B 计算箱形或筏形基础的高层建筑地基平均沉降。

8.2.11 当地基由饱和土层组成，次固结变形可以忽略不计时，根据 I 级土样的标准固结试验结果，可采用以下计算方法，分层预测超固结土、正常固结土和欠固结土的地基沉降，然后合计计算总沉降，并结合地区经验进行修正和判断。

1 利用标准固结试验测求土的回弹再压缩指数 (C_r)、压缩指数 (C_c)、初始孔隙比 (e_0) 和先期固结压力 (p_c)，根据先期固结压力 p_c 与土的有效自重压力 p_z 的比值超固结比 OCR ，确定土的固结状态。当超固结比 OCR 为 1.0~1.2 时，可视为正常固结土；当 $OCR > 1.2$ 时，按超固结土考虑；当 $OCR < 1.0$ 时，为欠固结土。

2 超固结土

1) 当超固结土层中的 $p_{0i} + p_{zi} \leq p_{ci}$ 时，该层土的固结沉降量可按下式计算：

$$s_i = \frac{h_i}{1 + e_{0i}} C_{ri} \log \left(\frac{p_{zi} + p_{0i}}{p_{zi}} \right) \quad (8.2.11-1)$$

式中 s_i ——第 i 层土的固结沉降量 (mm)；

h_i ——第 i 层土的平均厚度 (mm)；

e_{0i} ——第 i 层土的初始孔隙比平均值；

C_{ri} ——第 i 层土的回弹再压缩指数平均值；

p_{zi} ——第 i 层土的有效自重压力平均值 (kPa)；

p_{0i} ——对应于荷载效应准永久组合时，第 i 层土有效附加压力平均值 (kPa)；

p_{ci} ——第 i 层土的先期固结压力平均值 (kPa)。

2) 当超固结土层中的该土层的 $p_{0i} + p_{zi} > p_{ci}$ 时，该土层的固结沉降量可按下式计算：

$$s_i = \frac{h_i}{1 + e_{0i}} \left[C_{ri} \log \left(\frac{p_{ci}}{p_{zi}} \right) + C_{ci} \log \left(\frac{p_{zi} + p_{0i}}{p_{ci}} \right) \right] \quad (8.2.11-2)$$

式中 C_{ci} ——第 i 层土的压缩指数平均值。

3 正常固结土的固结沉降量可按下式计算：

$$s_i = \frac{h_i}{1 + e_{0i}} C_{ci} \log \left(\frac{p_{zi} + p_{0i}}{p_{zi}} \right) \quad (8.2.11-3)$$

4 欠固结土的沉降量可按下式计算：

$$s_i = \frac{h_i}{1 + e_{0i}} C_{ci} \log \left(\frac{p_{zi} + p_{0i}}{p_{ci}} \right) \quad (8.2.11-4)$$

5 整个沉降计算深度内的总沉降量为各土层沉降量之和。沉降计算深度对于非软土算至有效附加压力等于土有效自重压力 20% 处，对于软土算至有效附加压力等于有效自重压力 10% 处。当无相邻荷载影响时，亦可按附录 B 式 (B.0.2-2) 计算沉降计算深度。

8.2.12 应对高层建筑进行整体倾斜预测分析。分析时，可根据高层建筑角点钻孔的地层分布和土质参数统计结果，结合建筑物荷载分布情况进行估算和判断。

8.3 桩基评价

8.3.1 桩基工程分析评价宜具备下列条件：

- 1 充分了解工程结构的类型、特点、荷载情况和变形控制等要求；
- 2 掌握场地的工程地质和水文地质条件，考虑岩土体的非均质性、随时间延续的增减效应以及土性参数的不确定性；
- 3 充分考虑地区经验和类似工程的经验；
- 4 缺乏经验地区应通过设计参数检测和施工监测取得实测数据，调整和修改设计和施工方案。

8.3.2 桩基评价应包括以下基本内容：

- 1 推荐经济合理的桩端持力层；
- 2 对可能采用的桩型、规格及相应的桩端入土深度（或高

程) 提出建议;

3 提供所建议桩型的侧阻力、端阻力和桩基设计、施工所需的其他岩土参数;

4 对沉(成)桩可能性、桩基施工对环境的影响的评价和对策以及其他设计、施工应注意事项提出建议。

8.3.3 当工程需要(且条件具备)时,可对下列内容进一步评价或提出专门的工程咨询报告:

1 估算单桩、群桩承载力和桩基沉降量,提供与建议桩基方案相类似的工程实例或试桩及沉降观测等资料;

2 对各种可能的桩基方案进行技术经济分析比选,并提出建议;

3 对欠固结土和面积堆载的桩基,分析桩侧产生负摩阻力的可能性及其对桩基承载力的影响并提出相应防治措施的建议。

8.3.4 选择桩端持力层应符合下列规定:

1 持力层宜选择层位稳定、压缩性较低的可塑-坚硬状态黏性土、中密以上的粉土、砂土、碎石土和残积土及不同风化程度的基岩;不宜选择在可液化土层、湿陷性土层或软土层中;

2 当存在相对软弱下卧层时,持力层厚度宜超过6~10倍桩径;扩底桩的持力层厚度宜超过3倍扩底直径;且均不宜小于5m。

8.3.5 桩型选择应根据工程性质、地质条件、施工条件、场地周围环境及经济指标等综合考虑确定:

1 当持力层顶面起伏不大、坡度小于10%、周围环境允许且沉桩可能时,可采用钢筋混凝土预制桩;

2 当荷载较大,桩较长或需穿越一定厚度的坚硬土层,且选用较重的锤,锤击过程可能使桩身产生较大锤击应力时,宜采用预应力桩;或经方案比较,证明技术、经济合理可行时,也可采用钢桩;

3 当土层中有难以清除孤石或有硬质夹层、岩溶地区或基

岩面起伏大的地层，均不宜采用钢筋混凝土预制桩、预应力桩和钢桩，而可采用混凝土灌注桩；

4 在基岩埋藏相对较浅，单柱荷载较大时，宜采用以不同风化程度为持力层的冲孔、钻孔、挖孔、扩底或嵌岩钢筋混凝土灌注桩；

5 当场地周围环境保护要求较高、采用钢筋混凝土预制桩或预应力桩难以控制沉桩挤土影响时，可采用钻孔混凝土灌注桩或钢桩（指采用压入式 H 型钢桩）。

8.3.6 当打（压）入桩需贯穿的岩土层中夹有一定厚度的（或需进入一定深度的）坚硬状态黏性土、中密以上的粉土、砂土、碎石土和全风化、强风化基岩时，应根据各岩土组成的力学特性、类似工程经验、桩的结构、强度、形式和设备能力等综合考虑其沉桩的可能性；当无法准确判断时，宜在工程桩施工前进行沉桩试验，测定贯入阻力（指压入桩），总锤击数、最后一米锤击数及贯入度（指打入桩）或在沉桩过程中进行高应变动力法试验（指打入桩），测定打桩过程中桩身压应力和拉应力；根据试验结果评定沉桩可能性、桩进入持力层后单桩承载力的变化以及其他施工参数。

8.3.7 沉（成）桩对周围环境的主要影响的分析评价内容宜包括：

1 锤击沉桩产生的多次反复振动，对邻近既有建（构）筑物及公用设施等的损害；

2 对饱和黏性土地基宜考虑大量、密集的挤土桩或部分挤土桩对邻近既有建（构）筑物和地下管线等造成的影响；

3 大直径挖孔桩成孔时，宜充分考虑松软地层可能坍塌的影响、降水对周围环境影响、以及有毒害或可燃气体对人身安全的影响；

4 灌注桩施工中产生的泥浆对环境的污染。

8.3.8 根据工程和周围环境条件，挤土桩和部分挤土桩可选择下列一种或几种措施减少沉桩影响：

- 1 合理安排沉桩顺序；
- 2 控制沉桩速率；
- 3 设置竖向排水通道；
- 4 在桩位或桩区外预钻孔取土；
- 5 设置防挤沟等。

8.3.9 单桩承载力应通过现场静载荷试验确定。估算单桩承载力时应结合地区的经验，根据静力触探试验、标准贯入试验或旁压试验等原位测试结果进行计算，并参照地质条件类似的试桩资料综合确定。单桩竖向承载力特征值 R_a 可按下式确定：

$$R_a = Q_u / K \quad (8.3.9)$$

式中 R_a ——单桩竖向承载力特征值 (kN)；

Q_u ——单桩竖向极限承载力 (kN)；

K ——安全系数，按本规程所列计算式所估算的 Q_u 值，均可取 $K = 2$ 。

8.3.10 当以静力触探试验确定预制桩的单桩竖向极限承载力时，可按附录 C 估算。

8.3.11 当根据标准贯入试验结果，确定预制桩、预应力管桩、沉管灌注桩的单桩竖向极限承载力时，可按附录 D 估算。

8.3.12 嵌岩灌注桩可根据岩石风化程度、单轴极限抗压强度和岩体完整程度用下式估算单桩竖向极限承载力：

$$Q_u = u_s \sum_{i=1}^n q_{sis} l_i + u_r \sum_{i=1}^n q_{sir} h_{ri} + q_{pr} A_p \quad (8.3.12)$$

式中 Q_u ——嵌入中风化、微风化或未风化岩石中的灌注桩单桩竖向极限承载力 (kN)；

u_s 、 u_r ——分别为桩身在土层、岩层中的周长 (m)；

q_{sis} 、 q_{sir} ——分别为第 i 层土、岩的极限侧阻力 (kPa)；

q_{pr} ——岩石极限端阻力 (kPa)；

h_{ri} ——桩身全断面嵌入第 i 层中风化、微风化岩层内长度 (m)。

q_{sir} 、 q_{pr} 应根据极限侧阻力载荷试验和本规程附录 E 大直径桩端阻力载荷试验要点确定，当无条件试验时，可按照表 8.3.12 经地区经验验证后确定。

表 8.3.12 嵌岩灌注桩岩石极限侧阻力、极限端阻力

岩石风化程度	岩石饱和单轴极限抗压强度 f_{rk} (MPa)	岩体完整程度	岩石极限侧阻力 q_{sir} (kPa)	岩石极限端阻力 q_{pr} (kPa)
中等风化	$5 < f_{rk} \leq 15$ (软岩)	破碎	300 ~ 800	3000 ~ 9000
	$15 < f_{rk} \leq 30$ (较软岩)	较破碎	800 ~ 1200	9000 ~ 18000
微风化— 未风化	$30 < f_{rk} \leq 60$ (较硬岩)	较完整	1200 ~ 2000	18000 ~ 36000
	$60 < f_{rk} \leq 90$ (坚硬岩)	完整	2000 ~ 2800	36000 ~ 50000

注：1 表中极限侧阻力和极限端阻力适用于孔底残渣厚度为 50 ~ 100mm 的钻孔、冲孔灌注桩；对于残渣厚度小于 50mm 的钻孔、冲孔灌注桩和无残渣挖孔桩，其极限端阻力可按表中数值乘以 1.1 ~ 1.2 取值；
2 对于扩底桩，扩大头斜面及斜面以上直桩部分 1.0 ~ 2.0m 不计侧阻力（扩底直径大者取大值，反之取小值）；
3 风化程度愈弱、抗压强度愈高、完整程度愈好、嵌入深度愈大，其侧阻力、端阻力可取较高值，反之取较低值；
4 对于软质岩，单轴极限抗压强度可采用天然湿度试样进行，不经饱和处理。

8.3.13 如场地进行了旁压试验，预制桩的桩周土极限侧阻力 q_{sis} 可根据旁压试验曲线的极限压力 p_L 查表 8.3.13 确定；桩端土的极限端阻力 q_{ps} 可按下式估算：

$$\text{黏性土：} \quad q_{ps} = 2p_L \quad (8.3.13-1)$$

$$\text{粉土：} \quad q_{ps} = 2.5p_L \quad (8.3.13-2)$$

$$\text{砂土：} \quad q_{ps} = 3p_L \quad (8.3.13-3)$$

当为钻孔灌注桩时，其桩周土极限侧阻力 q_{sis} 为预制桩的 70% ~ 80%；桩的极限端阻力 q_{ps} 为打入式预制桩的 30% ~ 40%。

表 8.3.13 打入式预制桩的桩周极限侧阻力 q_{sis} (kPa)

q_{sis} (kPa)	旁压试验 p_L	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200	2400	≥ 2600
		土性												
黏性土		10	24	36	50	64	74	80	86	90				
粉土			24	40	52	66	76	84	92	96	98	100		
砂土			24	40	54	68	84	94	100	106	110	114	118	120

注：1 表中数值可内插；
2 表中数据对无经验的地区应先进行验证。

8.3.14 详细勘察阶段，根据工程性质及设计要求，对需要验算沉降的高层建筑桩基宜按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 计算最终沉降量，亦可在取得地区经验后用有关原位测试参数按本规程附录 F 规定的方法进行最终沉降量的估算。

8.3.15 当需估算桩基最终沉降量时，应提供土试样压缩曲线、地基土在有效自重压力至有效自重压力加附加压力之和时的压缩模量 E_s 。对无法或难以采取不扰动土样的土层，可在取得地区经验后根据原位测试参数按附录 F 表 F.0.2 换算土的压缩模量 E_s 值。

8.4 复合地基评价

8.4.1 复合地基主要适用于本规程第 3.0.1 条所规定的勘察等级为乙级的高层建筑，对勘察等级为甲级的高层建筑拟采用复合地基方案时，须进行专门研究，并经充分论证。

8.4.2 高层建筑勘察中复合地基评价应包括以下内容：

1 根据设计条件、工程地质和水文地质条件、环境及施工条件，对复合地基方案提出建议；

2 提供有关复合地基单桩承载力设计及变形分析所需的计算参数；

3 建议增强体的加固深度及其持力层，提供桩间土天然地基承载力特征值和增强体桩侧、桩端阻力特征值；

4 建议桩端进入持力层的深度；

5 提供地下水的埋藏条件和腐蚀性评价，对淤泥和泥炭土应提供有机质含量，分析对复合地基桩体的影响，并提出处理措施和建议；

6 对复合地基设计参数检测和设计、施工中应注意的问题提出建议；

7 对复合地基的检验、监测工作提出建议。

8.4.3 高层建筑复合地基增强体选型应符合下列要求：

1 对深厚软土地基，不宜采用散体材料桩；

2 当地基承载力或变形不能满足设计要求时，宜优先考虑采用刚性或半刚性桩；

3 当以消除建筑场地液化为主要目的时，宜优先选用砂石挤密桩；以消除地基土湿陷性为主要目的时，宜优先选用灰土挤密桩。

8.4.4 复合地基的承载力特征值应通过复合地基载荷试验确定。各种类型复合地基的承载力特征值估算及载荷试验应符合现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 的有关规定。

8.4.5 当复合地基加固体以下存在软弱下卧层时，软弱下卧层承载力验算应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定。

8.4.6 刚性桩复合地基变形计算应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 有关规定执行。其中复合土层的分层与天然地基相同，各复合土层的压缩模量等于该天然地基压缩模量的 ζ 倍， ζ 值可按式确定：

$$\zeta = f_{\text{spk}}/f_{\text{ak}} \quad (8.4.6)$$

式中 f_{ak} ——基础底面下天然地基承载力特征值 (kPa)。

其他增强体类型复合地基加固深度范围内，复合土层的压缩模量可按照现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 相应

章节的规定计算取值。

8.4.7 复合地基监测、检验除应符合本规程第9章有关规定外，尚应符合下列要求：

1 工程施工完成后的验收检测应进行现场单桩、单桩或多桩复合地基静载荷试验，确定复合地基承载力特征值，并检验由公式估算的结果。地基检验应在桩身强度满足试验荷载条件时，并宜在增强体的养护龄期结束后进行。试验数量宜为总桩数的0.5%~1.0%，且每个单体工程的试验数量不应少于3点。

2 对加固目的在于改善桩间土性状的复合地基，宜对加固后的桩间土层进行测试，测试方法可采用动力触探试验、标准贯入试验、静力触探试验、十字板剪切试验等原位测试方法或采取不扰动土样进行室内试验。

3 根据增强体的类型可采用低应变动测试验、标准贯入试验、动力触探试验、抽芯检测、开挖观测等方法检验增强体的质量。

4 应进行施工阶段和使用阶段的沉降观测，监控和验证建筑物的变形。

5 复合地基质量检测宜选择在地基最不利位置和工程关键部位进行。

8.5 高低层建筑差异沉降评价

8.5.1 下列情况之一应进行高低层建筑差异沉降分析评价：

- 1 主体与裙房或附属地下建筑结构之间不设永久沉降缝；
- 2 内部荷载差异显著，平面不规则或荷载分布不均造成建筑物显著偏心；
- 3 采用不同类型基础；
- 4 不均匀地基或压缩性较高的地基。

8.5.2 事前基本掌握地基条件时，宜在勘察前与设计单位共同研究可能采用的适宜地基方案，以提高勘察阶段基础工程问题分析的针对性。

8.5.3 在详细勘察阶段，差异沉降分析可根据各建筑物或建筑部分的基底平均竖向荷载分别估算建筑重心、角点的地基沉降量。沉降估算应包括相邻建筑和结构施工完成后地基剩余沉降的影响，结合基础整体刚度情况和实测资料类比，综合评估各建筑部分的沉降特性及其影响。处于超补偿状态的基础，应采用地基回弹再压缩模量和建筑基底总压力进行沉降估算。

8.5.4 在进行差异沉降分析时，必须取得分析所需的、充分可靠的地基数据和资料。当数据资料不能满足要求时，应由原勘察单位按要求进行补充勘测并提供所需成果。

8.5.5 对荷载差异显著的高低层建筑工程，在下列情况下，宜采用经过工程有效验证的模型，按照上部结构、基础与地基的共同作用进行分析，为确定地基方案提供依据：

- 1 采取可能的设计、施工调整措施后，相邻建筑或建筑部分估算的差异沉降临近现行规范限制或设计允许极限时；
- 2 按沉降控制设计的摩擦桩；
- 3 高层建筑主楼及其附属建筑采用联合基础时；
- 4 基坑开挖引起的地基回弹再压缩量占地基总沉降量的比例很大时。

8.5.6 在进行沉降估算和结构—地基共同作用分析时，应考虑以下基本因素的影响：

- 1 地下水位和土工试验参数的正确选择；
- 2 地基承载力验算分析；
- 3 地基回弹再压缩的影响；
- 4 桩间土对建筑基底荷载的分担；
- 5 施工顺序、施工阶段和施工后浇带的影响；
- 6 结构施工完成后至沉降稳定的地基剩余沉降。

8.5.7 当预测的差异沉降可能超过现行规范标准或设计的限制，应对结构设计或施工提出减少地基差异沉降不利影响的建议，包括：

- 1 调整地基持力层。高层建筑部分宜选择固结较快、后期

沉降小的土层和岩层；裙房部分宜选择压缩性相对较高的土层。

2 不同建筑物或建筑部分的建造顺序。

3 设置沉降缝或施工缝（后浇带）及其位置，施工后浇带的浇注时间。

4 适当扩大高层建筑部分基底面积。

5 低层裙房、地下建筑物采用条基或独立柱基（加防水板），增加结构自重、配重或覆土。

6 在不影响建筑使用功能的条件下，适当增加裙房墙体结构。

7 调整高层建筑与裙房之间的连接刚度，或进行桩长、桩径、桩间距的优化。

8 进行局部换土、加固处理或采用局部深基础方案。

9 减少地基差异沉降的措施，宜兼顾建筑基础结构抗浮问题等。

8.5.8 进行上部结构、基础与地基共同作用分析的工程，应进行基坑回弹与沉降监测，作为信息化施工决策和技术验证的依据。

8.6 地下室抗浮评价

8.6.1 地下室抗浮评价应包括以下基本内容：

1 当地下水位高于地下室基础底板时，根据场地所在地貌单元、地层结构、地下水类型和地下水位变化情况，结合地下室埋深、上部荷载等情况，对地下室抗浮有关问题提出建议；

2 根据地下水类型、各层地下水位及其变化幅度和地下水补给、排泄条件等因素，对抗浮设防水位进行评价；

3 对可能设置抗浮锚杆或抗浮桩的工程，提供相应的设计计算参数。

8.6.2 场地地下水抗浮设防水位的综合确定宜符合下列规定：

1 当有长期水位观测资料时，场地抗浮设防水位可采用实测最高水位；无长期水位观测资料或资料缺乏时，按勘察期间实

测最高稳定水位并结合场地地形地貌、地下水补给、排泄条件等因素综合确定；

2 场地有承压水且与潜水有水力联系时，应实测承压水水位并考虑其对抗浮设防水位的影响；

3 只考虑施工期间的抗浮设防时，抗浮设防水位可按一个水文年的最高水位确定。

8.6.3 地下水赋存条件复杂、变化幅度大、区域性补给和排泄条件可能有较大改变或工程需要时，应进行专门论证，提供抗浮设防水位的咨询报告。

8.6.4 对位于斜坡地段的地下室或其他可能产生明显水头差的场地上的地下室进行抗浮设计时，应考虑地下水渗流在地下室底板产生的非均布荷载对地下室结构的影响；对地下室施工期间各种最不利荷载组合情况下，应考虑地下室的临时抗浮措施。

8.6.5 地下室在稳定地下水位作用下所受的浮力应按静水压力计算，对临时高水位作用下所受的浮力，在黏性土地基中可以根据当地经验适当折减。

8.6.6 当地下室自重小于地下水浮力作用时，宜设置抗浮锚杆或抗浮桩。对高层建筑附属裙房或主楼以外、独立结构的地下室宜推荐选用抗浮锚杆；对地下水水位或使用荷载变化较大的地下室宜推荐选用抗浮桩。

8.6.7 抗浮桩和抗浮锚杆的抗拔承载力应通过现场抗拔静载荷试验确定。抗拔静载荷试验及抗拔承载力取值应符合附录 G 抗浮桩和抗浮锚杆抗拔载荷试验要点的规定。

8.6.8 抗浮桩的单桩抗拔极限承载力也可按下式估算：

$$Q_{ul} = \sum_{i=1}^n \lambda_i q_{si} u_i l_i \quad (8.6.8)$$

式中 Q_{ul} ——单桩抗拔极限承载力 (kN)；

u_i ——桩的破坏表面周长 (m)，对于等直径桩取

$u_i = \pi d$ ，对于扩底桩按表 8.6.8-1 取值；

q_{si} ——桩侧表面第 i 层土的抗压极限侧阻力 (kPa)；

- λ_i ——第 i 层土的抗拔系数，按表 8.6.8-2 取值；
 l_i ——第 i 层土的桩长 (m)；
 D ——桩的扩底直径 (m)；
 d ——桩身直径 (m)。

表 8.6.8-1 扩底桩破坏表面周长 u_i

自桩底起算的长度 l_i	$\leq 5d$	$> 5d$
u_i	πD	πd

表 8.6.8-2 抗拔系数 λ_i

土类	砂土	黏性土、粉土
λ_i	0.50 ~ 0.70	0.70 ~ 0.80
注：桩长 l 与桩径 d 之比小于 20 时， λ_i 取较小值，反之取较大值。		

8.6.9 群桩呈整体破坏时，单桩的抗拔极限承载力可按下式计算：

$$Q_{ul} = \frac{1}{n} u_1 \sum \lambda_i q_{si} l_i \quad (8.6.9)$$

式中 u_1 ——桩群外围周长；
 n ——桩数。

8.6.10 抗浮桩抗拔承载力特征值可按下式估算：

$$F_a = Q_{ul} / 2.0 \quad (8.6.10)$$

式中 F_a ——抗浮桩抗拔承载力特征值 (kN)。

8.6.11 抗浮锚杆承载力特征值可按下式估算：

$$F_a = \sum q_{si} u_i l_i \quad (8.6.11)$$

式中 F_a ——抗浮锚杆抗拔承载力特征值 (kN)；
 u_i ——锚固体周长 (m)，对于等直径锚杆取 $u_i = \pi d$ (d 为锚固体直径)；
 q_{si} ——第 i 层岩土体与锚固体粘结强度特征值 (kPa)，可按现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330 取值。

8.7 基坑工程评价

8.7.1 基坑工程岩土工程评价应包括以下内容：

- 1 对基坑工程安全等级提出建议；
- 2 对地下水控制方案提出建议，若建议采取降水措施，应提供水文地质计算有关参数和预测降水时对周边环境可能造成的影响；
- 3 对基坑的整体稳定性和可能的破坏模式作出评价；
- 4 对基坑工程支护方案和施工中应注意的问题提出建议；
- 5 对基坑工程的监测工作提出建议。

8.7.2 基坑工程安全等级应根据周边环境、破坏后果和严重程度、基坑深度、工程地质和地下水条件，按表 8.7.2 的规定划分为一、二、三级。

表 8.7.2 基坑工程安全等级划分表

基坑工程安全等级	环境、破坏后果、基坑深度、工程地质和地下水条件
一级	周边环境条件很复杂；破坏后果很严重；基坑深度 $h > 12\text{m}$ ；工程地质条件复杂；地下水水位很高、条件复杂、对施工影响严重
二级	周边环境条件较复杂；破坏后果严重；基坑深度 $6\text{m} < h \leq 12\text{m}$ ；工程地质条件较复杂；地下水位较高、条件较复杂，对施工影响较严重
三级	周边环境条件简单；破坏后果不严重；基坑 $h \leq 6\text{m}$ ；工程地质条件简单；地下水位低、条件简单，对施工影响轻微

注：从一级开始，有二项（含二项）以上，最先符合该等级标准者，即可定为该等级。

8.7.3 根据场地所在地貌单元、地层结构、地下水情况，宜提供基坑各侧壁安全、经济合理、有代表性的地质模型的建议。

8.7.4 所提供的各项计算参数，其试验方法应根据其用途和计算方法按表 8.7.4 的规定确定。

表 8.7.4 基坑工程计算参数的试验方法、用途和计算方法

计算参数	试验方法	用途和计算方法
土粒相对密度 (比重) G_s 孔隙比 e	室内土工试验	抗渗流稳定计算
砂土休止角	室内土工试验	估算砂土内摩擦角
内摩擦角 φ 黏聚力 c	1 总应力法, 三轴不固结不排水 (UU) 试验, 对饱和软黏土应在有效自重压力下固结后再剪	抗隆起验算和整体稳定性验算
	2 总应力法, 三轴固结不排水 (CU) 试验	饱和黏性土水土合算计算土压力
	3 有效应力法, 三轴固结不排水测孔隙水压力 ($\bar{C}U$) 试验, 求有效强度参数	饱和黏性土水土分算法计算土压力、计算静止土压力
十字板剪切强度 c_u	原位十字板剪切试验	用于抗隆起验算、整体稳定性验算
标准贯入试验 击数 N	现场标准贯入试验	判断砂土密实度或按经验公式估计 φ 值
渗透系数 k	室内渗透试验, 现场抽水试验	用于降水和截水设计
基床系数 K_v 、 K_H	附录 H 基床系数载荷试验要点, 旁压试验、扁铲侧胀试验	用于支护结构按弹性地基梁计算

8.7.5 根据实测地下水位、长期观测资料和地区经验, 宜提供基坑支护截水设计和抗管涌设计的设防水位; 当场地地下水位较高时, 宜分析场地地下水与邻近地面水体的补给、排泄条件, 判明地面水与地下水的联通关系, 和对场地地下水水位、基坑涌水量的影响; 在详细分析周边环境 and 场地水文地质条件的基础上, 应对基坑支护采取降水或截水措施提出明确结论和建议, 若建议采取降水措施, 应提供水文地质计算有关参数, 估算基坑涌水量, 并建议降水井、回灌井的位置和深度。

8.7.6 当基坑底部为饱和软土或基坑深度内有软弱夹层时, 应

建议设计进行抗隆起、突涌和整体稳定性验算；当基坑底部为砂土，尤其是粉细砂地层和存在承压水时，应建议设计进行抗渗流稳定性验算；提供有关参数和防治措施的建议；当土的有机质含量超过 10% 时，应建议设计考虑水泥土的可凝固性或增加水泥含量。

9 设计参数检测、现场检验和监测

9.1 设计参数检测

9.1.1 设计参数检测是指施工图设计期间、正式施工前，对地基基础和基坑工程设计中的重要设计参数，进行检验校核、对施工工艺和控制施工的重要参数进行核定的各种现场测试。主要包括大直径桩单桩极限端阻力载荷试验、单桩竖向抗压（抗拔）静载荷试验、单桩水平静载荷试验、复合地基的载荷试验和锚杆抗拔试验、最终确定天然地基承载力的载荷试验、判定沉桩可能性的沉桩试验等。

9.1.2 对于勘察等级为甲级的高层建筑，其单桩极限承载力应采用现场单桩竖向抗压（抗拔）静载荷试验确定，在同一地质条件下不应少于 3 根。试验应按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 有关规定执行。

9.1.3 当桩基础承受的水平荷载较大时，应进行单桩水平静载荷试验，以确定单桩水平极限承载力和桩侧土的水平抗力系数，其数量不应少于 2 根。试验应按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 有关规定执行。

9.1.4 对于大直径桩的极限端阻力宜采用大直径桩单桩极限端阻力载荷试验确定，其数量不宜少于 3 根。试验应按本规程附录 E 有关规定执行。

9.1.5 对于采用复合地基的高层建筑，为确定复合地基承载力，应进行增强体（桩体）竖向静载荷试验、单桩或多桩复合地基载荷试验，试验点的数量不应少于 3 点。试验应按现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 有关规定执行。

9.1.6 对于重要工程的抗浮桩和抗浮锚杆，为确定其抗拔极限承载力，应进行现场抗拔静载荷试验，考虑其实际受荷特征，宜

采用循环加、卸载法，试验数量不应少于 3 根。试验应按本规程附录 G 有关规定执行。

9.1.7 对于用于基坑支护的锚杆（土钉），如工程需要，为确定其抗拔极限承载力，应进行现场抗拔试验，试验数量每一主要土层不宜少于 3 根。试验应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 有关规定执行。

9.2 现场检验

9.2.1 现场检验是指在施工期间对工程勘察成果和施工质量应进行的检查、复核，对出现的问题应提出处理意见，主要包括基槽检验、桩基持力层检验和桩基检测等。

9.2.2 基槽检验应在天然地基开挖或基坑开挖时进行，应检查其揭露的地基条件与勘察成果的相符性，包括暗浜的位置、土层的分布、持力层的埋深和岩土性状等。

9.2.3 桩基工程应通过试钻或试打检验岩土条件与勘察成果的相符性。对大直径挖孔桩，应核查桩基持力层的岩土性质、埋深和起伏变化情况。检验桩身质量可采用高、低应变动测法或其他有效方法。检验单桩承载力应采用静载荷试验，用高应变动测确定单桩承载力应有充分的桩静载荷试验对比资料。

9.2.4 当现场检验发现地质情况有异常时，应对出现的问题进行分析并提出解决意见，必要时可进行施工阶段补充勘察。

9.2.5 现场检验结束后应写出检验报告，且应在有关文件上签署意见。

9.3 现场监测

9.3.1 现场监测是指在工程施工及使用过程中对岩土体性状、周边环境、相邻建筑、地下管线设施所引起的变化应进行的现场观测工作，并视其变化规律和发展趋势，提出相应的防治措施，主要包括基坑工程监测、沉桩施工监测、地下水长期观测和建筑物沉降观测。

9.3.2 现场监测应根据委托方要求、工程性质、施工场地条件与周围环境受影响程度有针对性地进行，高层建筑施工遇下列情况时应布置现场监测：

1 基坑开挖施工引起周边土体位移、坑底土隆起危及支挡结构、相邻建筑和地下管线设施的安全时；

2 地基加固或打入桩施工时，可能危及相邻建筑和地下管线，并对周围环境有影响时；

3 当地下水位的升降影响岩土的稳定时；当地下水上升对构筑物产生浮托力或对地下室和地下构筑物的防潮、防水产生较大影响时；

4 需监测建筑施工和使用过程中的沉降变化情况时。

9.3.3 现场监测前应进行踏勘、编制工作纲要、设置监测点和基准点、测定初始值、确定报警值。

9.3.4 基坑施工前应对周围建筑物和有关设施的现状、裂缝开展情况等进行调查，并做详细记录，或拍照、摄像作为施工前档案资料。

9.3.5 各类仪器设备在埋设安装前均应进行重复标定。各种测量仪器除精度需满足设计要求外，应定期由法定计量单位进行检验、校正，并出具合格证。

9.3.6 现场监测的结果应认真分析整理、仔细校核，及时提交当日报表。当监测值达到报警指标时，应及时签发报警通知。必要时，应根据监测结果提出施工建议和预防措施。

9.3.7 基坑工程监测一般包括下列内容，应根据工程情况、有关规范和设计要求选择部分或全部进行：

1 支挡结构的内力、变形和整体稳定性。

2 基坑内外土体和邻近地下管线的水平、竖向位移、邻近建筑物的沉降和裂缝。当基坑开挖较深，面积较大时，宜进行基坑卸荷回弹观测。

3 基坑开挖影响范围内的地下水位、孔隙水压力的变化。

4 有无渗漏、冒水、管涌、冲刷等现象发生。

9.3.8 沉桩施工监测一般包括下列内容，应根据工程情况、有关规范和设计要求选择部分或全部进行：

- 1 在挤土桩和部分挤土桩沉桩施工影响范围内地表土和深层土体的水平、竖向位移和孔隙水压力的变化情况；
- 2 邻近建筑物的沉降及邻近地下管线水平、竖向位移；
- 3 当为锤击法沉桩时，还应根据需要监测振动和噪声。

9.3.9 地下水长期观测应符合下列要求：

- 1 每个场地的观测孔宜按三角形布置，孔数不宜少于3个；
- 2 地下水位变化较大的地段或上层滞水或裂隙水赋存地段，均应布置观测孔；
- 3 在临近地表水体的地段，应观测地下水与地表水的水力联系；
- 4 地下水受污染地段，应定期进行水质变化的观测；
- 5 观测期限至少应有一个水文年。

9.3.10 建筑物沉降观测应符合下列要求：

- 1 在被观测建筑物周边的适当位置，应布置2~3个沉降观测水准基点。水准基点标石应埋设在基岩层或其他稳定地层中。埋设位置以不受周边建（构）筑物基础压力的影响为准，在建筑区内，水准基点与邻近建筑物的距离应大于建筑物基础最大宽度的2倍。

- 2 沉降观测点的布设应根据建筑物体形、结构形式、工程地质条件等综合考虑，一般可沿建筑物外墙周边、角点、中点每隔10~15m或每隔2~3根柱基上设一观测点。对高低层连接处、不同地基基础类型、沉降缝连接处以及荷载有明显差异处，均应布置沉降观测点。

- 3 沉降观测可分为二等和三等水准测量，应根据建筑物的重要性、使用要求、基础类型、工程地质条件及预估沉降量等因素综合确定。

- 4 为取得建筑物完整的沉降资料，宜在浇筑基础时开始测量，施工期间宜每增加一层观测一次，竣工后，第一年每隔2~

3个月观测一次，以后每隔4~6个月观测一次，直至沉降相对稳定为止。

5 沉降相对稳定标准可根据观测目的、要求并结合地区地基土压缩性确定，一般可采用日平均沉降速率 $0.01 \sim 0.02\text{mm/d}$ 。对软土地基沉降观测时间宜持续5~8年。

6 埋设在基础底板上的初始沉降观测点应随施工逐层向上引测至地面以上。

10 岩土工程勘察报告

10.1 一般规定

10.1.1 高层建筑岩土工程勘察报告应结合高层建筑的特点和主要岩土工程问题进行编写，做到资料完整、真实准确、数据无误、图表清晰、结论有据、建议合理、便于使用，并应因地制宜，重点突出，有明确的工程针对性。文字报告与图表部分应相互配合、相辅相成、前后呼应。

10.1.2 若工程需要时，根据任务要求，可进行有关的专门岩土工程勘察与评价，并提交专题咨询报告。

10.1.3 勘察报告、术语、符号、计量单位等均应符合国家有关标准的规定。

10.2 勘察报告主要内容和要求

10.2.1 初步勘察报告应满足高层建筑初步设计的要求，对拟建场地的稳定性和建筑适宜性作出明确结论，为合理确定高层建筑总平面布置，选择地基基础结构类型，防治不良地质作用提供依据。

10.2.2 详细勘察报告应满足施工图设计要求，为高层建筑地基基础设计、地基处理、基坑工程、基础施工方案及降水截水方案的确定等提供岩土工程资料，并应作出相应的分析和评价。

10.2.3 高层建筑岩土工程勘察详细勘察阶段报告，除应满足一般建筑详细勘察报告的基本要求外，尚应包括下列主要内容：

1 高层建筑的建筑、结构及荷载特点，地下室层数、基础埋深及形式等情况；

2 场地和地基的稳定性，不良地质作用、特殊性岩土和地震效应评价；

- 3 采用天然地基的可能性，地基均匀性评价；
- 4 复合地基和桩基的桩型和桩端持力层选择的建议；
- 5 地基变形特征预测；
- 6 地下水和地下室抗浮评价；
- 7 基坑开挖和支护的评价。

10.2.4 详勘报告应阐明影响高层建筑的各种稳定性及不良地质作用的分布及发育情况，评价其对工程的影响。场地地震效应的分析与评价应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的有关规定；建筑边坡稳定性的分析与评价应符合现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330的有关规定。

10.2.5 详勘报告应对地基岩土层的空间分布规律、均匀性、强度和变形状态及与工程有关的主要地层特性进行定性和定量评价。岩土参数的分析和选用应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007和《岩土工程勘察规范》GB 50021的有关规定。

10.2.6 详勘报告应阐明场地地下水的类型、埋藏条件、水位、渗流状态及有关水文地质参数，应评价地下水的腐蚀性及对深基坑、边坡等的不良影响。必要时应分析地下水对成桩工艺及复合地基施工的影响。

10.2.7 天然地基方案应对地基持力层及下卧层进行分析，提出地基承载力和沉降计算的参数，必要时应结合工程条件对地基变形进行分析评价。当采用岩石地基作地基持力层时，应根据地层、岩性及风化破碎程度划分不同的岩体质量单元，并提出各单元的地基承载力。

10.2.8 桩基方案应分析提出桩型、桩端持力层的建议，提供桩基承载力和桩基沉降计算的参数，必要时应进行不同情况下桩基承载力和桩基沉降量的分析与评价，对各种可能选用的桩基方案宜进行必要的分析比较，提出建议。

10.2.9 复合地基方案应根据高层建筑特征及场地条件建议一种或几种复合地基加固方案，并分析确定加固深度或桩端持力层。

应提供复合地基承载力及变形分析计算所需的岩土参数，条件具备时，应分析评价复合地基承载力及复合地基的变形特征。

10.2.10 高层建筑基坑工程应根据基坑的规模及场地条件，提出基坑工程安全等级和支护方案的建议，宜对基坑各侧壁的地质模型提出建议。应根据场地水文地质条件，对地下水控制方案提出建议。

10.2.11 应根据可能采用的地基基础方案、基坑支护方案及场地的工程地质、水文地质环境条件，对地基基础及基坑支护等施工中应注意的岩土工程问题及设计参数检测、现场检验、监测工作提出建议。

10.2.12 对高层建筑建设中遇到的下列特殊岩土工程问题，应根据专门岩土工程工作或分析研究，提出专题咨询报告：

1 场地范围内或附近存在性质或规模尚不明的活动断裂及地裂缝、滑坡、高边坡、地下采空区等不良地质作用的工程；

2 水文地质条件复杂或环境特殊，需现场进行专门水文地质试验，以确定水文地质参数的工程；或需进行专门的施工降水、截水设计，并需分析研究降水、截水对建筑本身及邻近建筑和设施影响的工程；

3 对地下水防护有特殊要求，需进行专门的地下水动态分析研究，并需进行地下室抗浮设计的工程；

4 建筑结构特殊或对差异沉降有特殊要求，需进行专门的上部结构、地基与基础共同作用分析计算与评价的工程；

5 根据工程要求，需对地基基础方案进行优化、比选分析论证的工程；

6 抗震设计所需的时程分析评价；

7 有关工程设计重要参数的最终检测、核定等。

10.3 图表及附件

10.3.1 高层建筑岩土工程勘察报告所附图件应体现勘察工作的主要内容，全面反映地层结构与性质的变化，紧密结合工程特点

及岩土工程性质，并应与报告书文字相互呼应。主要图件及附件应包括下列几种：

- 1 岩土工程勘察任务书（含建筑物基本情况及勘察技术要求）；
- 2 拟建建筑平面位置及勘探点平面布置图；
- 3 工程地质钻孔柱状图或综合工程地质柱状图；
- 4 工程地质剖面图。

当工程地质条件复杂或地基基础分析评价需要时，宜绘制下列图件：

- 1 关键地层层面等高线图和等厚度线图；
- 2 工程地质立体图；
- 3 工程地质分区图；
- 4 特殊土或特殊地质问题的专门性图件。

10.3.2 高层建筑岩土工程勘察报告所附表格和曲线应全面反映勘察过程中所进行的各项室内试验和原位测试工作，为高层建筑岩土工程分析评价和地基基础方案的计算分析与设计提供系统完整的参数和分析论证的数据。主要图表宜包括下列几类：

- 1 土工试验及水质分析成果表，需要时应提供压缩曲线、三轴压缩试验的摩尔圆及强度包线；
- 2 各种地基土原位测试试验曲线及数据表；
- 3 岩土层的强度和变形试验曲线；
- 4 岩土工程设计分析的有关图表。

附录 A 天然地基极限承载力估算

A.0.1 天然地基极限承载力可按下式估算：

$$f_u = \frac{1}{2} N_\gamma \zeta_\gamma b \gamma + N_q \zeta_q \gamma_0 d + N_c \zeta_c c_k \quad (\text{A.0.1})$$

式中 f_u ——地基极限承载力 (kPa)；

N_γ 、 N_q 、 N_c ——地基承载力系数，根据地基持力层代表性内摩擦角标准值 φ_k ($^\circ$)，按表 A.0.1-1 确定；

ζ_γ 、 ζ_q 、 ζ_c ——基础形状修正系数，按表 A.0.1-2 确定；

b 、 l ——分别为基础（包括箱形基础和筏形基础）底面的宽度与长度，当基础宽度大于 6m 时，取 $b = 6\text{m}$ ；

γ_0 、 γ ——分别为基底以上和基底组合持力层的土体平均重力密度 (kN/m^3)；位于地下水位以下且不属于隔水层的土层取浮重力密度；当基底土层位于地下水位以下但属于隔水层时， γ 可取天然重力密度；如基底以上的地下水与基底高程处的地下水之间有隔水层，基底以上土层在计算 γ_0 时可取天然重力密度；

d ——基础埋置深度 (m)，应根据不同情况按下列规定选取：(1) 一般自室外地面高程算起；对于地下室采用箱形或筏形基础时，自室外天然地面起算，采用独立柱基或条形基础时，从室内地面起算；(2) 在填方整平地区，可自填土地面起算；但若填方在上部结构施工后完成时，自填方前的天然地面起算；(3) 当高层建筑周边附属建筑为超补偿基础时，宜分析和考虑周

边附属建筑基底压力低于土层自重压力的影响；

c_k ——地基持力层代表性黏聚力标准值 (kPa)。

表 A.0.1-1 极限承载力系数表

φ_k (°)	N_c	N_q	N_γ	φ_k (°)	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45				
6	6.81	1.72	0.57	31	32.67	20.63	25.99
7	7.16	1.88	0.71	32	35.49	23.18	30.22
8	7.53	2.06	0.86	33	38.64	26.09	35.19
9	7.92	2.25	1.03	34	42.16	29.44	41.06
10	8.35	2.47	1.22	35	46.12	33.30	48.03
11	8.80	2.71	1.44	36	50.59	37.75	56.31
12	9.28	2.97	1.69	37	55.63	42.92	66.19
13	9.81	3.26	1.97	38	61.35	48.93	78.03
14	10.37	3.59	2.29	39	67.87	55.96	92.25
15	10.98	3.94	2.65	40	75.31	64.20	109.41
16	11.63	4.34	3.06	41	83.86	73.90	130.22
17	12.34	4.77	3.53	42	93.71	85.38	155.55
18	13.10	5.26	4.07	43	105.11	99.02	186.54
19	13.93	5.80	4.68	44	118.37	115.31	224.64
20	14.83	6.40	5.39	45	133.88	134.88	271.76
21	15.82	7.07	6.20	46	152.10	158.51	330.35
22	16.88	7.82	7.13	47	173.64	187.21	403.67
23	18.05	8.66	8.20	48	199.26	222.31	496.01
24	19.32	9.60	9.44	49	229.93	265.51	613.16
25	20.72	10.66	10.88	50	266.89	319.07	762.86

注: $N_q = e^{\tan\varphi_k} \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_k}{2}\right)$ $N_c = (N_q - 1) \cot\varphi_k$ $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan\varphi_k$

表 A.0.1-2 基础形状系数

基础形状	ζ_γ	ζ_q	ζ_c
条形	1.00	1.00	1.00
矩形	$1 - 0.4 \frac{b}{l}$	$1 + \frac{b}{l} \tan \varphi_k$	$1 + \frac{b}{l} \frac{N_d}{N_c}$
圆形或方形	0.60	$1 + \tan \varphi_k$	$1 + \frac{N_d}{N_c}$

附录 B 用变形模量 E_0 估算天然地基平均沉降量

B.0.1 天然地基平均沉降可按下式估算：

$$s = \Psi_s p b \eta \sum_{i=1}^n \left(\frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{E_{0i}} \right) \quad (\text{B.0.1})$$

式中 s ——地基最终平均沉降量 (mm)；

Ψ_s ——沉降经验系数，根据地区经验确定，对花岗岩残积土 Ψ_s 可取 1；

p ——对应于荷载效应准永久组合时的基底平均压力 (kPa)，地下水水位以下扣除水浮力；

b ——基础底面宽度 (m)；

δ_i 、 δ_{i-1} ——沉降应力系数，与基础长宽比 (l/b) 和基底至第 i 层和第 $i-1$ 层 (岩) 土底面的距离 Z 有关，可按表 B.0.1-1 确定；

E_{0i} ——基底下第 i 层土的变形模量 (MPa)，可通过载荷试验或地区经验确定；

η ——考虑刚性下卧层影响的修正系数，可按表 B.0.1-2 确定。

表 B.0.1-1 按 E_0 估算地基沉降应力系数 δ_i

$m = \frac{2z}{b}$	圆形基础 $b = 2r$	矩形基础 $n = l/b$						条形基础 $n \geq 10$
		1.0	1.4	1.8	2.4	3.2	5.0	
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.4	0.067	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.104
0.8	0.163	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.208
1.2	0.262	0.299	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.311
1.6	0.346	0.380	0.394	0.397	0.397	0.397	0.397	0.412
2.0	0.411	0.446	0.472	0.482	0.486	0.486	0.486	0.511

续表 B.0.1-1

$m = \frac{2z}{b}$	圆形基础 $b = 2r$	矩形基础 $n = l/b$						条形基础 $n \geq 10$
		1.0	1.4	1.8	2.4	3.2	5.0	
2.4	0.461	0.499	0.538	0.556	0.565	0.567	0.567	0.605
2.8	0.501	0.542	0.592	0.618	0.635	0.640	0.640	0.687
3.2	0.532	0.577	0.637	0.671	0.696	0.707	0.709	0.763
3.6	0.558	0.606	0.676	0.717	0.750	0.768	0.772	0.831
4.0	0.579	0.630	0.708	0.756	0.796	0.820	0.830	0.892
4.4	0.596	0.650	0.735	0.789	0.837	0.867	0.883	0.949
4.8	0.611	0.668	0.759	0.819	0.873	0.908	0.932	1.001
5.2	0.624	0.683	0.780	0.884	0.904	0.948	0.977	1.050
5.6	0.635	0.697	0.798	0.867	0.933	0.981	1.018	1.095
6.0	0.645	0.708	0.814	0.887	0.958	1.011	1.056	1.138
6.4	0.653	0.719	0.828	0.904	0.980	1.031	1.092	1.178
6.8	0.661	0.728	0.841	0.920	1.000	1.065	1.122	1.215
7.2	0.668	0.736	0.852	0.935	1.019	1.088	1.152	1.251
7.6	0.674	0.744	0.863	0.948	1.036	1.109	1.180	1.285
8.0	0.679	0.751	0.872	0.960	1.051	1.128	1.205	1.316
8.4	0.684	0.757	0.881	0.970	1.065	1.146	1.229	1.347
8.8	0.689	0.762	0.888	0.980	1.078	1.162	1.251	1.376
9.2	0.693	0.768	0.896	0.989	1.089	1.178	1.272	1.404
9.6	0.697	0.772	0.902	0.998	1.100	1.192	1.291	1.431
10.0	0.700	0.777	0.908	1.005	1.110	1.205	1.309	1.456
11.0	0.705	0.786	0.912	1.022	1.132	1.230	1.349	1.506
12.0	0.710	0.794	0.933	1.037	1.151	1.257	1.384	1.550

注：1 l 与 b ——分别为矩形基础的长度与宽度 (m)；

2 z ——为基础底面至该层土底面的距离 (m)；

3 r ——圆形基础的半径 (m)。

表 B.0.1-2 修正系数 η

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

B.0.2 按变形模量 E_0 预测沉降时, 沉降计算深度 z_n 可按下式确定:

$$z_n = (z_m + \xi b)\beta \quad (\text{B.0.2-1})$$

式中 z_n ——沉降计算深度 (m);

z_m ——与基础长宽比有关的经验值, 按表 B.0.2-1 确定;

ξ ——折减系数, 按表 B.0.2-1 确定;

β ——调整系数, 按表 B.0.2-2 确定。

表 B.0.2-1 z_m 值和折减系数 ξ

l/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	1.00

表 B.0.2-2 调整系数 β

土类	碎石土	砂土	粉土	黏性土、花岗岩残积土	软土
β	0.30	0.50	0.60	0.75	1.00

当无相邻荷载影响, 基础宽度在 30m 范围内时, 基础中点的地基沉降计算深度也可按下式计算:

$$z_n = b(2.5 - 0.4 \ln b) \quad (\text{B.0.2-2})$$

附录 C 用静力触探试验成果 估算单桩竖向极限承载力

C.0.1 采用静力触探试验单桥 p_s 值可按下式估算预制桩单桩竖向极限承载力:

$$Q_u = u \sum q_{sik} l_i + \alpha_b p_{sb} A_p \quad (\text{C.0.1})$$

式中 Q_u ——单桩竖向极限承载力 (kN);

u ——桩身周长 (m);

q_{sik} ——用静力触探比贯入阻力 p_s 估算的第 i 层土的桩周极限侧阻力 (kPa), 可按以下规定取值:

(1) 地表以下 6m 范围内的浅层土, 一般取 $q_{sik} = 15\text{kPa}$;

(2) 黏性土:

当 $p_s \leq 1000\text{kPa}$ 时, $q_{sik} = \frac{p_s}{20}$;

当 $p_s > 1000\text{kPa}$ 时, $q_{sik} = 0.025 p_s + 25$;

(3) 粉性土及砂性土: $q_{sik} = \frac{p_s}{50}$;

l_i ——第 i 层土桩长 (m);

α_b ——桩端阻力修正系数, 按表 C.0.1-1 取用;

p_{sb} ——桩端附近的静力触探比贯入阻力平均值 (kPa), 按下式计算:

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

当 $p_{sb1} > p_{sb2}$ 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 C.0.1-2 中取用;

A_p ——桩端面积 (m^2)。

表 C.0.1-1 桩端阻力修正系数 α_b 值

桩长 l (m)	$l \leq 7$	$7 < l \leq 30$	$l > 30$
α_b	2/3	5/6	1

表 C.0.1-2 折减系数 β 值

p_{sb2}/p_{sb1}	< 5	5 ~ 10	10 ~ 15	> 15
β	1	5/6	2/3	1/2

对于比贯入阻力值为 2500 ~ 6500kPa 的浅层粉性土及稍密的砂性土, 计算桩端阻力和桩周侧阻力时应结合经验, 考虑数值可能偏大的因素。用 p_s 估算的桩的极限端阻力不宜超过 8000kPa, 桩周极限侧阻力不宜超过 100kPa。

C.0.2 采用静力触探试验双桥 q_c 、 f_{si} 值可按下式估算预制桩单桩竖向极限承载力, 适用于一般黏性土和砂土。

$$Q_u = u \sum_{i=1}^n f_{si} l_i \beta_i + \alpha \bar{q}_c A_p \quad (C.0.2-1)$$

式中 f_{si} ——第 i 层土的探头侧摩阻力 (kPa);

β_i ——第 i 层土桩身侧摩阻力修正系数, 按下式计算:

$$\text{黏性土:} \quad \beta_i = 10.043 f_{si}^{-0.55} \quad (C.0.2-2)$$

$$\text{砂性土:} \quad \beta_i = 5.045 f_{si}^{-0.45} \quad (C.0.2-3)$$

α ——桩端阻力修正系数, 对黏性土取 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 $4d$ 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)。

附录 D 用标准贯入试验成果 估算单桩竖向极限承载力

D.0.1 采用标准贯入试验成果可按下式估算预制桩、预应力管桩和沉管灌注桩单桩竖向极限承载力：

$$Q_u = \beta_s u \sum q_{sis} l_i + q_{ps} A_p \quad (\text{D.0.1})$$

式中 q_{sis} ——第 i 层土的极限侧阻力 (kPa)，可按表 D.0.1-1 采用；

q_{ps} ——桩端土极限端阻力 (kPa)，可按表 D.0.1-2 采用；

β_s ——桩侧阻力修正系数，土层埋深 h (m)，当 $10 \leq h \leq 30$ 时取 1.0；土层埋深 $h > 30\text{m}$ 时取 1.1 ~ 1.2。

表 D.0.1-1 极限侧阻力 q_{sis}

土的类别	土 (岩) 层平均标准贯入实测击数 (击)	极限侧阻力 q_{sis} (kPa)
淤泥	< 1 ~ 3	10 ~ 16
淤泥质土	3 ~ 5	18 ~ 26
黏性土	5 ~ 10	20 ~ 30
	10 ~ 15	30 ~ 50
	15 ~ 30	50 ~ 80
	30 ~ 50	80 ~ 100
粉土	5 ~ 10	20 ~ 40
	10 ~ 15	40 ~ 60
	15 ~ 30	60 ~ 80
	30 ~ 50	80 ~ 100
粉细砂	5 ~ 10	20 ~ 40
	10 ~ 15	40 ~ 60
	15 ~ 30	60 ~ 90
	30 ~ 50	90 ~ 110
中砂	10 ~ 15	40 ~ 60
	15 ~ 30	60 ~ 90
	30 ~ 50	90 ~ 110

续表 D.0.1-1

土的类型	土(岩)层平均标准贯入实测击数(击)	极限侧阻力 q_{ais} (kPa)
粗砂	15 ~ 30	70 ~ 90
	30 ~ 50	90 ~ 120
砾砂(含卵石)	> 30	110 ~ 140
全风化岩	40 ~ 70	100 ~ 160
强风化软质岩	> 70	160 ~ 200
强风化硬质岩	> 70	200 ~ 240

注：表中数据对无经验的地区应先用试桩资料进行验证。

表 D.0.1-2 极限端阻力 q_{ps}

q_{ps} (kPa) 标准贯入实测 击数(击)	70	50	40	30	20	10
15	9000	8200	7800	6000	4000	1800
20	11000	8600	8200	6600	4400	2000
25		9000	8600	7000	4800	2200
30		9400	9000	7400	5000	2400
> 30		10000	9400	7800	6000	2600

注：1 表中数据可以内插；
2 表中数据对无经验的地区应先用试桩资料进行验证。

附录 E 大直径桩端阻力载荷试验要点

E.0.1 本试验要点适用于测求大直径桩（含扩底桩）端阻力。

E.0.2 大直径桩极限端阻力载荷试验应采用圆形刚性承压板，其直径为 0.8m。

E.0.3 承压板应置于桩端持力层上，亦可在试井完成后，直接在外径为 0.8m 的钢环内浇灌混凝土而成，当试井直径大于承压板直径时，紧靠承压板周围外侧的土层高度应不小于 0.8m；承压板上用小于试井直径的钢管联结，延伸至地面进行加荷；亦可利用井壁护圈作反力加荷，沉降观测宜直接在底板上进行。

E.0.4 加荷等级可按预估极限端阻力的 1/15 ~ 1/10 分级施加，最大荷载应达到破坏，且不应小于设计端阻力的两倍。

E.0.5 在加每级荷载后的第一小时内，每隔 10、10、10、15、15min 观测一次，以后每隔 30min 观测一次。

E.0.6 在每级荷载作用下，当连续 2h，每小时的沉降量小于 0.1mm 时，则认为已经稳定，可以施加下一级荷载。

E.0.7 终止加载条件应符合下列规定：

1 当荷载-沉降曲线上，有可判定极限端阻力的陡降段，且沉降量超过 $(0.04 \sim 0.06) d$ (d 为承压板直径)，沉降量小的岩土取小值，反之取大值；

2 本级沉降量大于前一级沉降量的 5 倍；

3 某级荷载作用下经 24h 沉降量尚不能达到稳定标准；

4 当持力层岩土层坚硬，沉降量很小时，最大加载量已不小于设计端阻力 2 倍。

E.0.8 卸载观测应符合下列规定：

1 卸载的每级荷载为加载的 2 倍；

2 每级卸载后隔 15min 观测一次，读两次后，隔 0.5h 再读。

一次，即可卸下一级荷载；

3 全部卸载后隔 3 ~ 4h 再测读一次。

E.0.9 端阻力特征值的确定应符合下列规定：

1 满足终止加载条件前三条之一时，其对应的前一级压力定为极限端阻力，当该值小于对应比例界限压力值的 2 倍时，取极限端阻力值的一半为端阻力特征值；

2 当 $p-s$ 曲线有明显的比例界限时，取比例界限所对应压力为端阻力特征值；

3 当 $p-s$ 曲线无明显的拐点时，可取 $s = (0.008 \sim 0.015)d$ （对全风化、强风化、中等风化岩取较小值，对黏性土取较大值，砂类土取中间值）所对应的 p 值，作为端阻力特征值，但其值不应大于最大加载量的一半。

E.0.10 同一岩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平均值的 30% 时，取此平均值作为极限端阻力或端阻力特征值。

附录 F 用原位测试参数 估算群桩基础最终沉降量

F.0.1 用原位测试参数换算土压缩模量 E_s ，或直接用原位测试参数估算群桩基础沉降量的方法应符合下列要求：

- 1 适用于一般黏性土、粉土和砂土地基；
- 2 桩中心距小于 $6d$ 、排列密集的预制桩群桩基础；
- 3 桩基承台、桩群和桩间土视为实体基础，不考虑沿桩身的应力扩散；
- 4 计算沉降深度自桩端全断面平面算起，算至有效附加压力等于土有效自重压力的 20% 处，有效附加压力应考虑相邻基础影响；
- 5 各地区应根据当地的工程实测资料统计对比、验证，确定相应的桩基沉降计算经验系数。

F.0.2 对无法或难以采取不扰动土试样的填土、粉土、砂土和深部土层，可根据静力触探试验、标准贯入试验和旁压试验测试参数按表 F.0.2 的经验关系换算土的压缩模量 E_s 值。

表 F.0.2 土的压缩模量 E_s 与原位测试参数的经验关系

原位测试方法	土性	E_s (Mpa)	适用深度	适用范围
静力触探试验	一般黏性土	$E_s = 3.3 p_s + 3.2$ $E_s = 3.7 q_c + 3.4$	15 ~ 70m	$0.8 \leq p_s \leq 5.0$ (MPa) $0.7 \leq q_c \leq 4.0$ (MPa)
	粉土及粉细砂	$E_s = (3 \sim 4) p_s$ $E_s = (3.4 \sim 4.4) q_c$	20 ~ 80m	$3.0 \leq p_s \leq 25.0$ (MPa) $2.6 \leq q_c \leq 22.0$ (MPa)
标准贯入试验	粉土及粉细砂	$E_s = (1 \sim 1.2) N$	< 120m	$10 \leq N \leq 50$ (击)
	中、粗砂	$E_s = (1.5 \sim 2) N$		$10 \leq N \leq 50$ (击)

续表 F.0.2

原位测试方法	土性	E_s (Mpa)	适用深度	适用范围
旁压试验	一般黏性土	$E_s = (0.7 \sim 1) E_m$	> 10m	
	粉土	$E_s = (1.2 \sim 1.5) E_m$		
	粉细砂	$E_s = (2 \sim 2.5) E_m$		
	中、粗砂	$E_s = (3 \sim 4) E_m$		

注：表中经验公式仅适用于桩基，使用前应根据地区资料进行验证。

F.0.3 群桩基础最终沉降量尚可用压缩模量 E_s 按下式估算：

$$s = \eta \Psi_{s1} \Psi_{s2} \sum_{i=1}^n \frac{p_{0i} h_i}{E_{si}} \quad (\text{F.0.3})$$

式中 s ——桩基最终沉降量 (mm)；

η ——桩端入土深度修正系数，当无地区经验时，可按 $\eta = 1 - 0.5 p_{cz} / p_0$ 计算， $\eta < 0.3$ 时，取 0.3；

p_{cz} ——桩端处土的有效自重压力 (kPa)；

p_0 ——对应于荷载效应准永久组合时的桩端处的有效附加压力 (kPa)；

Ψ_{s1} ——桩侧土性修正系数，当桩侧土有层厚不小于 $0.3B$ (B 为等效基础宽度) 的硬塑状的黏性土或中密—密实砂土时， $\Psi_{s1} = 0.7 \sim 0.8$ ；可塑状黏性土或稍密砂土时， $\Psi_{s1} = 1$ ；流塑状淤泥质土时， $\Psi_{s1} = 1.2$ ；

Ψ_{s2} ——桩端土性修正系数，当桩端下有层厚 $\geq 0.5B$ 的硬塑状的黏性土或中密—密实砂土时， $\Psi_{s2} = 0.8$ ；可塑状黏性土或稍密砂土时， $\Psi_{s2} = 1$ ；流塑状淤泥质土时， $\Psi_{s2} = 1.1$ ；

p_{0i} ——桩端下第 i 土层中的平均有效附加压力 (采用 Bousinesq 应力分布解) (kPa)；

E_{si} ——桩端下第 i 土层中的平均压缩模量 (MPa)，可按表 F.0.2 确定；

h_i ——桩端下第 i 土层的厚度 (m)。

F.0.4 采用静力触探试验或标准贯入试验方法估算桩基础最终沉降量:

$$s = \Psi_s \frac{P_0}{2} B \eta / (3.3 \bar{p}_s) \quad (\text{F.0.4-1})$$

$$s = \Psi_s \frac{P_0}{2} B \eta / (4 \bar{q}_c) \quad (\text{F.0.4-2})$$

$$s = \Psi_s \frac{P_0}{2} B \eta / \bar{N} \quad (\text{F.0.4-3})$$

式中 s ——桩基最终沉降量 (mm);

Ψ_s ——桩基沉降估算经验系数, 应根据类似工程条件下沉降观测资料和经验确定;

B ——等效基础宽度 (m), $B = \sqrt{A}$;

A ——等效基础面积 (m^2);

\bar{p}_s 或 \bar{q}_c ——取 1 倍 B 范围内静探比贯入阻力或锥尖阻力按厚度修正平均值 (MPa), 其计算方法如图 F.0.4;

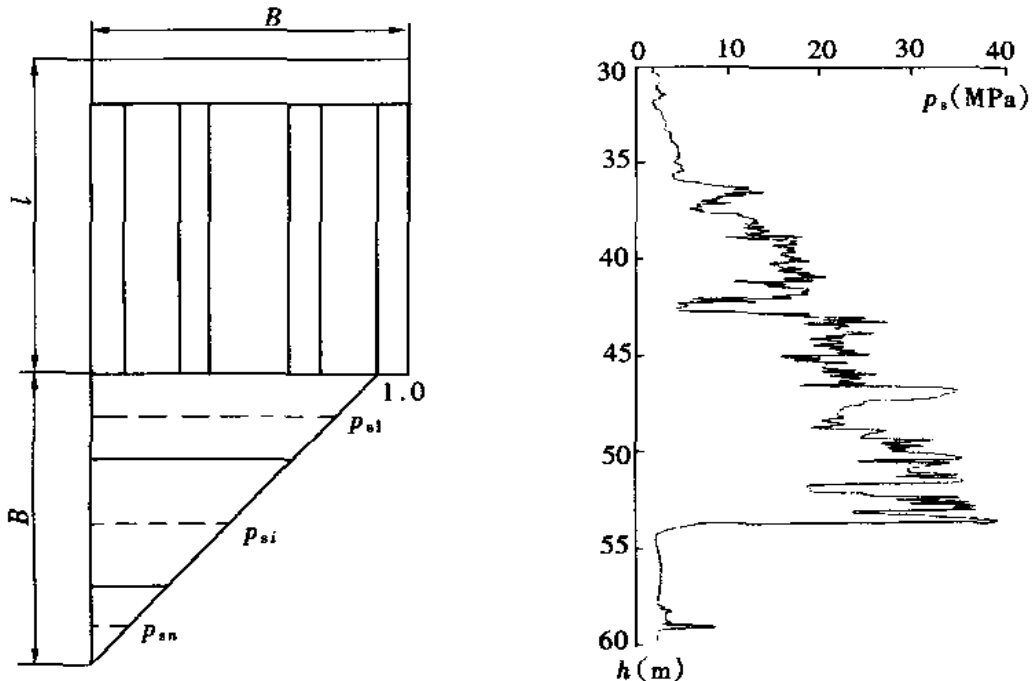


图 F.0.4 \bar{p}_s 计算方法

$$\bar{p}_s = \sum_{i=1}^n p_{si} I_{si} h_i / \left(\frac{1}{2} B \right) \quad (\text{F.0.4-4})$$

p_{si} ——桩端以下第 i 层土的比贯入阻力 (MPa);

I_{si} ——第 i 层土应力衰减系数, 取该层土深度中点处与桩端处为 1.0, 一倍等效基础宽度深度处为 0 的应力三角形交点值;

h_i ——桩端下第 i 层土厚度 (m);

\bar{N} ——取 1 倍 B 范围内标准贯入试验击数按厚度修正平均值, 计算方法与静探相同。

附录 G 抗浮桩和抗浮锚杆 抗拔静载荷试验要点

G.0.1 试验应采用接近于抗浮桩和抗浮锚杆的实际工作条件的试验方法，以确定单桩（或单根锚杆）的抗拔极限承载力。

G.0.2 加载装置：抗浮桩一般采用液压千斤顶加载，抗浮锚杆一般采用穿孔液压千斤顶加载，千斤顶和油泵的额定压力必须大于试验压力，且试验前应进行标定。加载反力装置的承载力和刚度应满足最大试验荷载的要求。

G.0.3 计量仪表（测力计、位移计和计时表等）应满足测试要求的精度。位移量一般采用百分表或电子位移计测量，对大直径桩应在其两个正交直径方向对称安置 4 个位移测试仪表，中、小直径桩可安置 2 个或 3 个位移测试仪表。

G.0.4 从成桩或锚杆注浆后到开始试验的间歇时间：在确定桩身强度或锚杆锚固段浆体强度达到设计要求的前提下，对于砂类土，不应少于 10d；对于粉土和黏性土，不应少于 15d；对于淤泥或淤泥质土，不应少于 25d。

G.0.5 对于重要工程或缺乏经验的地层，试验桩（或锚杆）数应不少于 3 根。

G.0.6 进行工程设计检测时，预计最大试验荷载应加至破坏或预估抗拔设计承载力的两倍。试验桩或试验锚杆的配筋应满足最大试验荷载的要求。

G.0.7 加载方式：考虑到抗浮桩和抗浮锚杆的实际受荷特征，宜采用循环加、卸载法，加荷等级与位移测读间隔时间应按表 G.0.7 确定。

表 G.0.7 循环加、卸荷等级与位移观测间隔时间表

加荷标准 循环数	加荷量 预计最大试验荷载 (%)								
	第一循环	10	—	—	—	30	—	—	—
第二循环	10	30	—	—	50	—	—	30	10
第三循环	10	30	30	50	70	—	50	30	10
第四循环	10	30	30	50	80	70	50	30	10
第五循环	10	30	30	50	90	80	50	30	10
第六循环	10	30	30	50	100	90	50	30	10
观测时间 (min)	5	5	5	5	10	5	5	5	5

注：在每级加荷等级观测时间内，测读桩锚头位移不应少于 3 次。

G.0.8 终止加载条件：当出现下列情况之一时，即可终止加载，此时的荷载为破坏荷载：

- 1 锚头或桩头位移不收敛；
- 2 某级荷载作用下，锚头或桩头变形量达到前一级荷载作用下的 5 倍；
- 3 抗拔桩累计拔出量超过 100mm 或抗浮锚杆累计拔出量超过设计允许值。

G.0.9 锚杆弹性变形不应小于自由段长度变形计算值的 80%，且不应大于自由段长度与 1/2 锚固段长度之和的弹性变形计算值。

G.0.10 变形相对稳定标准：在每级加荷等级观测时间内，位移增量不超过 0.1mm，并连续出现两次，方可加下一级荷载，否则应延长观测时间，直到位移增量在 2h 内小于 2.0mm，方可施加下一级荷载。

G.0.11 抗浮桩和抗浮锚杆抗拔试验结果应进行详细记录，并绘制有关图表，编写详细的分析报告。

G.0.12 抗浮桩或抗浮锚杆抗拔极限承载力的确定：

- 1 破坏荷载的前一级荷载；

2 在最大试验荷载下未达到 G.0.8 规定的破坏标准时，取最大试验荷载；

3 荷载-变形 ($Q-s$) 曲线陡升起始点所对应的荷载或 $s-lgt$ 曲线尾部显著弯曲点所对应的前一级荷载。

附录 H 基床系数载荷试验要点

H.0.1 本试验要点适用于测求弹性地基文克尔基床系数。

H.0.2 平板载荷试验应布置在有代表性的地点进行，每个场地不宜少于 3 组试验，且应布置于基础底面标高处。

H.0.3 载荷试验的试坑直径不应小于承压板直径的 3 倍。

H.0.4 用于基床系数载荷试验的标准承压板应为圆形，其直径应为 0.30m。

H.0.5 最大加载量应达到破坏。承压板的安装、加载分级、观测时间、稳定标准和终止加载条件等，应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 浅层平板载荷试验要点的要求。

H.0.6 根据载荷试验成果分析要求，应绘制荷载 (p) 与沉降 (s) 曲线，必要时绘制各级荷载下沉降 (s) 与时间 (t) 或时间对数 ($\lg t$) 曲线；根据 $p-s$ 曲线拐点，结合 $s-\lg t$ 曲线特征，确定比例界限压力。

H.0.7 确定地基土基床系数 K_s 应符合下列要求：

1 根据标准承压板载荷试验 $p-s$ 曲线，按式 (H.0.7-1) 计算基准基床系数 K_v (kN/m^3)：

$$K_v = \frac{p}{s} \quad (\text{H.0.7-1})$$

式中 p ——实测 $p-s$ 关系曲线比例界限压力，如 $p-s$ 关系曲线无明显直线段， p 可取极限压力之半 (kPa)；

s ——为相应于该 p 值的沉降量 (m)。

2 根据实际基础尺寸，修正后的地基土基床系数 K_{v1} (kN/m^3) 按下式计算：

黏性土：
$$K_{v1} = \frac{0.30}{b} K_v \quad (\text{H.0.7-2})$$

$$\text{砂 土:} \quad K_{v1} = \left(\frac{b + 0.30}{2b} \right)^2 K_v \quad (\text{H.0.7-3})$$

式中 b ——基础底面宽度 (m)。

3 根据实际基础形状, 修正后的地基基床系数 K_s (kN/m^3) 按下式计算:

$$\text{黏性土:} \quad K_s = K_{v1} \left(\frac{2l + b}{3l} \right) \quad (\text{H.0.7-4})$$

$$\text{砂 土:} \quad K_s = K_{v1} \quad (\text{H.0.7-5})$$

式中 l ——基础底面的长度 (m)。

本规程用词说明

1 为便于在执行本规程条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的：

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：

正面词采用“应”；反面词采用“不应”或“不得”。

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时，首先应这样做的：

正面词采用“宜”；反面词采用“不宜”。

表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为：“应按……执行”或“应符合……的规定（或要求）”。

中华人民共和国行业标准

高层建筑岩土工程勘察规程

JGJ 72—2004

条文说明

前 言

《高层建筑岩土工程勘察规程》(JGJ 72—2004), 经建设部 2004 年 6 月 25 日以建标 [2004] 251 号文批准, 业已发布。

本规程第一版的主编单位是机械电子工业部勘察研究院。

为便于广大设计、施工、科研、学校等单位的有关人员在使用本规程时能正确理解和执行条文规定, 《高层建筑岩土工程勘察规程》编制组按章、节、条顺序编制了本规程的条文说明, 供使用者参考。在使用中如发现本条文说明有不妥之处, 请将意见函寄机械工业勘察设计研究院。

目 次

1	总则	83
2	术语和符号	85
2.1	术语	85
3	基本规定	86
4	勘察方案布设	91
4.1	天然地基勘察方案布设	91
4.2	桩基勘察方案布设	94
4.3	复合地基勘察方案布设	97
4.4	基坑工程勘察方案布设	99
5	地下水	101
6	室内试验	103
7	原位测试	110
8	岩土工程评价	116
8.1	场地稳定性评价	116
8.2	天然地基评价	117
8.3	桩基评价	136
8.4	复合地基评价	150
8.5	高低层建筑差异沉降评价	153
8.6	地下室抗浮评价	155
8.7	基坑工程评价	157
9	设计参数检测、现场检验和监测	161
9.1	设计参数检测	161
9.2	现场检验	162
9.3	现场监测	162
10	岩土工程勘察报告	164
10.1	一般规定	164

10.2	勘察报告主要内容和要求	164
10.3	图表及附件	166
附录 E	大直径桩端阻力载荷试验要点	167
附录 F	用原位测试参数估算群桩基础最终沉降量	169
附录 H	基床系数载荷试验要点	177
	为本规程提供意见和资料的单位	179
	参与审阅本规程的专家	181

1 总 则

1.0.1 本条主要明确了制定本规程的目的和指导思想。制定本规程的目的在于在高层建筑岩土工程勘察中贯彻执行国家技术经济政策，合理统一技术标准，促进岩土工程技术进步；为高层建筑而进行的岩土工程勘察，在指导思想上应起好四个方面的桥梁作用：即“承上启下”的桥梁作用及地质体与结构体之间、工程地质与土木工程之间、勘察与设计之间的桥梁作用，且应在它们之间保证有足够的“搭接长度”。岩土工程勘察不仅是客观地反映工程地质条件，而是要为高层建筑的设计、施工和建设的全过程服务。在制定勘察方案、选择勘察手段和方法、进行岩土工程分析评价、提出勘察报告以及在建设期间的全过程都应做到技术先进、经济合理、安全适用、确保质量和保护环境。为达到上述目的，本次修订中加强了分析评价内容，并注意吸收了近十年来高层建筑岩土工程勘察中的新技术和新经验，尤其是原位测试技术的应用。

1.0.2 本条规定了本规程的适用范围。本规程中所指高层、超高层建筑系根据行业标准《民用建筑设计通则》JGJ 37 划分确定，该通则规定：1. 住宅建筑按层数划分为：1~3层为低层；4~6层为多层；7~9层为中高层；10层以上为高层；2. 公共建筑及综合性建筑高度超过24m为高层（不包括高度超过24m的单层主体建筑）；3. 建筑高度超过100m时，不论住宅或公共建筑均为超高层。本规程中的高耸构筑物系指烟囱、水塔、电视塔，双曲线冷却塔、石油化工塔、贮仓等民用与工业高耸结构物。

考虑到在勘察阶段划分、勘察手段、勘察方法和勘察评价方面，本规程可以满足所有高层建筑、高耸构筑物勘察的要求，因

而本次修订时取消了原规程适用范围为 50 层以下高层建筑、100m 以下重要构筑物和 300m 以下高耸构筑物的限制。

1.0.3 本条提出了高层建筑岩土工程勘察的共性和原则性要求。高层建筑的特点是竖向和水平荷载均很大，基础埋置深，地基基础通常按变形控制设计，制定勘察方案和分析评价时应充分考虑这些特点。考虑到我国幅员宽广，地基条件差异性很大，故进行勘察时要重视地区经验，因地制宜布置勘察方案和分析评价；实践证明，只有在详细了解和摸清建设和设计要求情况下才能使勘察工作有较强的针对性，解决好设计和施工所关心的岩土工程问题，做到勘察评价有的放矢，勘察结论与建议切合工程实际，故本条强调了详细了解和研究建设、设计要求。原始资料的真实性是保证工程质量的基础，在 2000 年 1 月 30 日由国务院颁发的《建筑工程质量管理条例》中，就提出了“勘察成果必须真实准确”，故本规程的总则中规定“提出资料真实准确、评价确切合理的岩土工程勘察报告和工程咨询报告”。

1.0.4 在执行本规程时，尚应符合的现行国家标准主要包括：《岩土工程勘察规范》GB 50021、《建筑地基基础设计规范》GB 50007、《建筑抗震设计规范》GB 50011、《建筑边坡工程技术规范》GB 50330、《工程岩体分级标准》GB 50218、《土工试验方法标准》GB/T 50123 等，尤其是其中的强制性条文。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 “岩土工程勘察”在国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021术语中及《岩土工程基本术语标准》GB/T 50279中均有解释，本条文针对高层建筑特点强调两点：一是采用多种勘察手段和方法；二是勘察工作为解决高层建筑（含超高层建筑、高耸构筑物）建设中有关岩土工程问题而进行。

2.1.2 一般性勘探点是以查明地基主要受力层性质，满足评价地基（桩基）承载力等一般性问题为目的的勘探点。

2.1.3 控制性勘探点是以控制场地的地层结构，满足场地、地基、基坑稳定性评价及地基变形计算为目的的勘探点。

2.1.6 近年来随着高层建筑地下室的不断加深，地下室在地下水作用下的抗浮评价显得越来越重要，而抗浮评价中的重要内容之一就是确定抗浮设防水位，抗浮设防地下水位的评价要以地下室抗浮评价计算的安全性、科学性和经济合理性为前提。

3 基本规定

3.0.1 根据国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021 的规定，岩土工程勘察等级系根据工程重要性等级、场地复杂程度等级和地基复杂程度等级来划分。对于所有高层建筑、超高层建筑和高耸构筑物（以下简称高层建筑）而言，按工程重要性等级划分，均应属一、二级工程，不存在三级工程，故高层建筑的岩土工程勘察等级只划分为甲、乙两级。因当工程重要性等级为一级时，即便是场地或地基复杂程度等级为三级（简单），按《岩土工程勘察规范》GB 50021 勘察等级的划分标准，亦应属于甲级；当工程重要性等级为二级时，即便是场地或地基复杂程度等级为三级（简单）时，其勘察等级亦应划分为乙级。有关场地和地基复杂程度的划分标准，均应按国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021 执行，本规程不再作规定。

3.0.2 本次修订对高层建筑勘察阶段的合理划分更予重视，划分的条件更为明确。考虑到对位于城市中少数重点的、勘察等级为甲级的高层建筑，往往是城市中有历史意义和深远影响的标志性建筑，对这些建筑的勘察工作，应留有足够的时间，投入必要的经费，充分论证场地和地基的安全性、稳定性和经济合理性，预测和解决有关岩土工程问题，为后续建设工程打好基础。为此，本条第 1 款规定了对这些工程宜分为可行性研究、初步勘察、详细勘察三阶段进行；第 2 款明确了分初步勘察、详细勘察两阶段进行的条件；第 3 款明确了可按一阶段进行勘察的条件。本次修订还进一步明确了应进行施工勘察的条件，对复杂场地和复杂地基，在施工中可能出现一些岩土工程问题，例如岩溶地区，施工中发现地质情况有异常；岩质基坑开挖后，各主要结构面才全面暴露，需进一步做工程地质测绘等施工地质工作，以便

于处理；地基处理需进一步提供参数；复合地基需进行设计参数检测；建筑物平面位置有移动需要补充勘察等，为解决这些问题，都应重新委托进行施工勘察。此外还规定了勘察单位宜参与施工验槽，这在现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007和《岩土工程勘察规范》GB 50021中均提出了这方面要求。

3.0.3 本条分别规定了在进行初步勘察或详细勘察前，详细了解建设方和设计方要求（任务委托书、合同等）基础上，应取得和搜集的资料，这些资料中有些是由委托方提供，有些是需通过委托方主动去搜集方能获得。详勘应取得的资料中包括荷载及荷载效应组合，这对荷载很大的高层建筑勘察的分析评价非常重要，国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007的强制性条文中特别提出地基基础设计时，所采用的荷载效应的最不利组合与相应的抗力限值的规定，岩土工程勘察人员在分析评价时应当了解设计人员所提出的下列荷载效应不利组合荷载的用途：

1 当计算分析地基承载力或单桩承载力特征值时，传至基础或承台底面上的荷载效应按正常使用极限状态下荷载效应的标准组合的荷载。相应的抗力采用地基承载力特征值或单桩承载力特征值。

2 计算分析地基变形时，传至基础底面上的荷载效应应按正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合的荷载，不应计入风荷载和地震作用。相应的限值应为地基变形允许值。

3 当计算挡土墙土压力、地基稳定、斜坡稳定或滑坡推力时，荷载效应应按承载能力极限状态下荷载效应的基本组合，但其分项系数均为1.0。

3.0.4 此条系本次修订时提出。鉴于勘探点布设和勘察方案的经济合理性，很大程度上决定于场地、地基的复杂程度和对其了解及掌握程度，而岩土工程勘察人员对其最为了解，故应当由勘察或设计单位的注册岩土工程师在充分了解建筑设计要求，详细消化委托方所提供资料基础上结合场地工程地质条件按本规程规

定布设。若设计或委托方提供了布孔图，可以作为布设主要依据。目前国内大多数地区的岩土工程勘察都是如此，但也有少数地区和境外工程项目并非这样，而是由委托方或设计方布孔并确定勘探深度，勘察单位只能“照打不误”，若因有障碍物稍有移动（2~3m），必须征得委托方同意并签证，且在报告中写明，否则作为不合格，此做法显然不合理，应当改变。

3.0.5 本条规定了高层建筑初步勘察阶段的目的和任务，对其中几个主要问题说明如下：

1 本条第1款提出要查明场地所在地貌单元，是因地貌形态是地质历史长期演变的结果，它是岩土时代、成因、地层结构、岩土特性的综合反映，对宏观判定场地稳定性、承载力、岩土变形特性等至关重要。

2 第2款中的抗震设防区是指抗震设防烈度等于大于6度的地区；抗震设防区应评价的内容和提供的参数是根据国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011强制性条文的要求而提出，其中“设计需要时”系指当设计需要采用时程分析法补充计算的建筑。

3 高层建筑基础埋置深，很多情况下都要考虑地下室的抗浮和防水问题，勘察单位需要提供水位季节变化幅度和抗浮设防水位。在没有长期观测资料情况下，提供这些资料甚为困难，因而提出在初勘时，应设置地下水长期观测孔，初勘到地下室正式施工还有一段较长时间，取得一段时期的观测资料，对判定最高水位和变化幅度是有帮助的。

3.0.6 本条原则性地规定了高层建筑详细勘察阶段的目的与任务，应采取的勘察方法和应提供的资料和建议。多种手段系针对所需解决的岩土工程问题，而布设的钻探、物探、原位测试、室内试验和设计参数检测等手段，但应避免盲目求全。

3.0.7 本条较详细地规定了高层建筑详细勘察阶段应解决的主要岩土工程问题：

1 本条第1款提出，为岩质的地基和基坑工程设计应查明岩石坚硬程度、岩体完整程度、基本质量等级和风化程度，这是

很有必要的，这些参数应根据国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021 的分类标准划分提出。

2 基础埋置深是高层建筑主要特点之一，由此往往会遇到地下水和与其相关的问题。地下室抗浮问题在高层建筑设计中比较突出，为此第 2 款中要求提供季节变化幅度、工程需要时提供抗浮设防水位。对基坑工程，要求提供控制地下水的降水或截水措施，当建议采用降水措施时，应充分估计到降水对周边已有建筑、道路、管线的影响。

3 高层建筑地基主要是按变形控制设计的原则，这是高层建筑的另一点，为此第 4 款要求预测变形特征，考虑到高层建筑的特殊性，和本规程提出的要起好“桥梁作用”的指导思想，且在计算机应用比较普及的今天和有地区经验的情况下，是有可能做到的。国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021 强制性条文也提出了这一要求，故本规程对此作出了规定。

4 本条第 5 款规定提供桩的极限侧阻力和极限端阻力，这是因为桩的侧阻力和端阻力多是以基桩载荷试验的极限承载力为基础，且由于桩长和桩端进入持力层的深度不同，其桩侧阻力和桩端阻力发挥程度是不同的，亦即桩侧阻力特征值和桩端阻力特征值并非定值。因而勘察期间，在桩长和进入持力层深度未能最后确定情况下，只提供极限侧阻力和极限端阻力，或估算单桩极限承载力是合适的。

5 本条第 6 款规定要求提供“地质模型”的建议。所指“地质模型”是将场地勘察中所获得的各种地质信息资料，包括地貌、成因、地层结构和各种测试、试验数据通过分析研究、抽象、概化后提出一个有代表性的地层结构模型和相关的参数供设计计算使用。“地质模型 Geological model”这一概念早在 1983 年我国的工程地质学家孙玉科先生就提出“地质模式”的概念，1996 年明确为“工程地质模型（简称地质模型）”。香港的准规范《Pile Design and Construction》GEO publication No.1/96 中亦提出桩基工程设计前应首先由有经验的岩土工程师建立地质模型。本

规程在第二次征求意见过程中，对要求在报告中为浅基础、桩基础变形计算、水文地质降水设计计算、基坑工程设计计算提供地质模型，有不同看法，考虑到目前岩土工程发展的现实情况，本规程只保留为基坑工程提供“地质模型”的要求。这是由于基坑工程设计中，地层结构、岩土性质将直接决定土压力大小，它就是施加于支护结构上的荷载，直接影响基坑工程的安全和工程的经济合理性，近年来在一些地区，由于地质模型和其配套的参数选择不当，造成事故和抢险加固的事例时有发生。为此在基坑工程中保留了这一要求。

3.0.8 推行岩土工程咨询设计是岩土工程勘察单位的发展方向，高层建筑设计施工过程中有许多岩土工程问题，在勘察期间不能完全提出，随着建设过程的推移，将会陆续提出。具有咨询设计资质的岩土工程勘察单位受委托方的要求，可以有偿承担和提供为解决本条所提出的各项岩土工程问题进行专门工程咨询和提出专题咨询报告。

3.0.9 本条是对各种观测工作提出建议。由于高层建筑基础埋置深，浅基础设计时，需要考虑基坑开挖卸荷后的回弹量，此时可在开挖施工前，埋设标点，以观测开挖后的回弹量；当需要了解地基的回弹再压缩量时，应在基础底板浇筑时设置标点，从基础底面起即进行观测，以测得回弹再压缩的全过程。

4 勘察方案布设

4.1 天然地基勘察方案布设

4.1.1 高层建筑采用天然地基时，控制横向倾斜至关重要，因而在宽度方向上地层的均匀性必须查清，本条1款规定，勘察方案布设应满足纵横方向对地层结构和地基均匀性的评价要求。

建筑场地整体稳定性，尤其是斜坡地带建筑场地整体稳定性更加重要，勘察方案布设应满足稳定性分析的要求。

2款强调查清地基持力层和下卧层的起伏情况，这是高层建筑采用天然地基的关键，也是主楼和裙楼差异沉降分析的要求。现场工作时绘制地层剖面草图，发现地基持力层和下卧层变化较大时，应及时查清。

5款水文地质勘察是指布设专门查明地下水流速、流向、渗透系数、单井出水量等水文地质参数的勘探点，并进行现场试验工作，满足施工降水截水的设计要求。

4.1.2 提出了勘探点平面布设应考虑的原则和布设的数量，布设原则就是根据建筑物平面形状和荷载的分布情况，对如何布设作了一些具体规定：

1 是适应建筑体形做出的规定，当建筑平面为矩形时，应按双排布设，当为不规则形状时，应在突出部位的角点和凹进的阴角布设；

2 是针对建筑荷载差异做出的规定，即在层数、荷载和建筑体型变异较大位置处，应布设勘探点；

3 规定了对勘察等级为甲级的高层建筑要在中心点或电梯井、核心筒部位布设勘探点，因这些部位一般荷载最大，为计算建筑物这些部位的最大沉降，需查清这些部位的地层结构；

4 是对勘探点数量做了规定，对勘察等级为甲级的单幢高

层建筑不少于 5 个，乙级不少于 4 个，同时规定了控制性勘探点的数量不应少于勘探点总数的 1/3。该款规定比原《高层建筑岩土工程勘察规程》JGJ 72—90（以下简称原规程 JGJ 72—90）适当放宽，主要是根据这些年高层建筑勘察经验做出的，有利于充分发挥岩土工程师的作用；

5 是针对高层建筑群做出的规定，目前，我国经济建设持续发展，高层建筑勘察往往不是一幢二幢，而是一个小区或数幢同时进行。该款规定比较灵活，既可按单幢高层建筑布设，亦可结合方格网布设，相邻建筑的勘探点可互相共用。

4.1.3 规定了勘探点间距和加密原则。根据多年来高层建筑勘察经验，勘探点间距 15~35m，是适当的，合理的。既适用于单幢建筑，也适用于高层建筑群。对于勘探点间距取值和加密作了一些具体规定。

4.1.4 对高层建筑勘探孔的深度作了具体规定：

1 款控制性勘探孔是为变形计算服务的，其深度应超过变形计算深度。有关变形计算深度可按应力比法亦可按应变比法进行计算。

2~3 款规定了控制性勘探孔的深度应适当大于地基变形计算深度，一般性勘探孔的深度应适当大于主要受力层的深度。在不具备变形计算深度条件时，可按式 $d_c = d + \alpha_c \beta b$ 、 $d_g = d + \alpha_g \beta b$ 来计算；对于表 4.1.4 经验系数 α_c 、 α_g 值，根据多年的工程经验，并以实测数据为依据，是实用有效的，继续沿用。虽然，对深厚软土做天然地基可能性不大，但勘察时，控制性孔仍应穿过软土，故表 4.1.4 中仍保留软土一栏的 α_c 、 α_g 值。

上式中增加了 β 值：定义为与高层建筑层数或基底压力有关的经验系数，对勘察等级为甲级的高层建筑可取 1.1，乙级可取 1.0，因甲级与乙级高层建筑在地层结构和基础宽度一致的情况下，基底压力不同，其变形计算深度应有所不同，勘探孔的深度若一样显然是不合理的。因此，适当加大勘察等级为甲级的高层建筑的勘探孔深度。

关于控制性勘探孔的深度能否满足变形设计深度的要求，原规程 JGJ 72—90 的条文说明已作的论证是可以满足的。现再参考，张诚厚等编著的《高速公路软基处理》（中国建筑工业出版社 1997 年 3 月出版）中“沪宁高速公路昆山试验段软基加固试验研究总结报告”一文，压缩层厚度计算与实测深度对比见下表：

表 1 压缩层厚度计算与实测深度对比表（单位 m）

断 面	1号	2号	3号	4号	5号	6号	7号	8号	9号	10号
实测深度	10	15	12	11	13	10.4	≥10	≥15	≥20	≥14
$\Delta s \leq 0.025 \Sigma \Delta s_i$ 法计算深度	9.8	10.8	15	15.8	8.0	18.0	10.3	13.0	23.0	15.5
$\Delta p_i / \Delta p_{0i} \leq 0.1$ 法计算深度	31	36	30	32	31	32	51	47	57	44
$\Delta p_i / \Delta p_{0i} \leq 0.2$ 法计算深度	24	30	23	23	24	24	36	35	43	33
本规程计算深度	$\alpha_c \beta b = (1.0 \sim 1.5) \times 1 \times 20 = 20 \sim 30$									

该试验路段全长 1.6km，按双向六车道、路堤宽 b 取 20m，地面下地层结构为：① 亚黏土硬壳层，厚约 2m；② 淤泥质黏性土层，东侧（沪）3号、4号、5号、6号断面厚约 5~6m，西侧（宁）7号、8号、9号断面，最大厚度可达 25m，中部 1号、2号、10号断面，其厚度介于东西侧之间；③ 亚黏土层；④ 深层淤泥质黏性土；⑤ 亚砂土及粉砂。从上表可再次证明控制孔深度完全满足变形计算深度（即压缩层深度）的要求。

4.1.5 对采取不扰动土试样和原位测试勘探点的数量作了规定，即不宜少于勘探点总数的 2/3，这里的原位测试是指静力触探、动力触探、旁压试验、扁铲侧胀试验和标准贯入试验等。考虑到软土地区取样困难，原位测试能较准确地反映土性指标，因此可将原位测试点作为取土测试勘探点。

4.1.6 规定了采取不扰动土试样和进行原位测试的竖向间距，为了保证不扰动土试样和原位测试指标有一定数量，规定基础底面下 1.0 倍基础宽度内采样及试验点间距按 1~2m，以下根据土层变化情况适当加大距离，且在同一钻孔中或同一勘探点采取土

试样和原位测试宜结合进行。这里的原位测试主要是指标准贯入试验、旁压试验、扁铲侧胀试验等。

4.1.7 对每幢高层建筑各主要土层内采取不扰动土试样和原位测试的数量作了规定。需要指出的是不扰动土试样和原位测试的数量要同时满足，另外静力触探和动力触探是连续贯入，不能用次数来统计。

4.1.8 由于新修订的国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021，《建筑地基基础设计规范》GB 50007 均取消了承载力表，而载荷试验对确定地基承载力是比较可靠的方法，因此规定了对勘察等级为甲级的高层建筑或工程经验缺乏或研究程度较差的地区，宜布设载荷试验确定天然地基持力层的承载力特征值和变形参数。

4.2 桩基勘察方案布设

4.2.1 本条是对端承型桩基勘探点平面布设做出的规定：

1 勘探点间距 12 ~ 24m，是考虑柱距通常为 6m 的倍数而提出。

2 本款主要是规定勘探点的加密原则。原规程 JGJ 72—90 和《建筑桩基技术规范》JGJ 94 均规定，当相邻勘探点所揭露桩端持力层面坡度超过 10% 时，宜加密勘探点；国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021 规定，相邻勘探点揭露持力层面高差宜控制为 1 ~ 2m。当勘探点间距为 12 ~ 24m 时，按 10% 控制即为高差 1.2 ~ 2.4m，因而两者规定是一致的。对于复杂地基的一柱一桩工程，宜每柱设置勘探点，这里的复杂地基是指端承型桩端持力层岩土种类多，很不均匀，性质变化大的地基，且一柱一桩多为荷载很大，一旦出现差错或事故，将影响大局，难以弥补和处理，故规定按柱位布孔。

3 岩溶发育场地，溶沟、溶槽、溶洞很发育，显然属复杂场地，此时若以基岩作为桩端持力层，应按柱位布孔。但单纯钻探工作往往还难以查明其发育程度和发育规律，故应辅以有效地球物理勘探方法，近年来地球物理勘探技术发展很快，有效的方

法有电法、地震法（浅层折射法或浅层反射法）及钻孔电磁波透视法等。连通性系指土洞与溶洞的连通性、溶洞本身的连通性和岩溶水的连通性。

4.2.2 本条是对摩擦型桩勘探点平面布设作出的规定：

1 摩擦型桩勘探点间距 20 ~ 35m，系根据各勘察单位多年来积累的勘察经验，实践证明是经济合理的。

2 对于基础宽度大于 35m 的高层建筑不仅沿建筑物周边布孔，其中心宜布设勘探点，这主要是参照摩擦型桩用得很多的《上海地基基础设计规范》DBJ 08—11 而规定的。

4.2.3 本条是对端承型桩勘探孔深度作出的规定：

1 本条 1 款所指作为桩端持力层的可压缩地层，包括硬塑、坚硬状态的黏性土；中密、密实的砂土和碎石土，还包括全风化和强风化岩。这些岩土按《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的规定，全断面进入持力层的深度不宜小于：黏性土、粉土 $2d$ （ d 为桩径），砂土 $1.5d$ ，碎石土 $1d$ ，当存在软弱下卧层时，桩基以下硬持力层厚度不宜小于 $4d$ ；当硬持力层较厚且施工条件允许时，桩端全断面进入持力层的深度宜达到桩端阻力的临界深度，临界深度的经验值，砂与碎石土为 $3d \sim 10d$ ，粉土、黏性土为 $2d \sim 6d$ ，愈密实、愈坚硬临界深度愈大，反之愈小。因而，勘探孔进入持力层深度的原则是：应超过预计桩端全断面进入持力层的一定深度，当持力层较厚时，宜达到临界深度。为此，本条规定，控制性勘探孔应深入预计桩端下 5 ~ 10m 或 $6d \sim 10d$ ，《欧洲地基基础规范》（建设部综合勘察研究院印，1988 年 3 月）规定，不小于 10 倍桩身宽度；一般性勘探孔应达到预计桩端下 3 ~ 5m，或 $3d \sim 5d$ ，原规程 JGJ 72—90 规定勘探孔进入持力层的深度，控制孔为 3 ~ 5m，一般孔为 1 ~ 2m 偏浅，本次修订作了上述调整。

2 本条 2 ~ 5 款是对嵌岩桩的勘探深度作出规定，由于嵌岩桩是指嵌入中等风化或微风化岩石的钢筋混凝土灌注桩，且系大直径桩，这种桩型一般不需考虑沉降问题，尤其是以微风化岩

作为持力层，往往是以桩身强度控制单桩承载力。嵌岩桩的勘探深度与岩石成因类型和岩性有关。一般岩质地基系指岩浆岩、正变质岩及厚层状的沉积岩，这些岩体多系整体状结构和块状结构，岩石风化带明确，层位稳定，进入微风化带一定深度后，其下一般不会再出现软弱夹层，故规定一般性勘探孔进入预计嵌岩面以下 $1d \sim 3d$ ，控制性勘探孔进入预计嵌岩面以下 $3d \sim 5d$ 。花岗岩地区，在残积土和全、强风化带中常出现球状风化体，直径一般为 $1 \sim 3\text{m}$ ，最大可达 5m ，岩性呈微风化状，钻探过程中容易造成误判，为此，第 3 款中对此特予强调，一般性和控制性勘探孔均要求进入微风化一定深度，目的是杜绝误判。

3 在具多韵律薄层状沉积岩或变质岩地区，常有强风化、中等风化、微风化呈互层或重复出现的情况，此时若要以微风化岩层作为嵌岩桩的持力层时，必须保证微风化岩层具有足够厚度，为此本条第 5 款规定，勘探孔应进入微风化岩厚度不小于 5m 方能终孔。

4.2.4 对于摩擦型桩虽然是以侧阻力为主，但在勘察时，还是应寻求相对较坚硬、较密实的地层作为桩端持力层，故规定一般性勘探孔的深度应进入预计桩端持力层或最大桩端入土深度以下不小于 3m ，此 3m 值是按以可压缩地层作为桩端持力层和中等直径桩考虑确定的；对高层建筑采用的摩擦型桩，多为筏基或箱基下的群桩，此类桩筏或桩箱基础除考虑承载力满足要求外，还要验算沉降，为满足验算沉降需要，提出了控制性勘探孔深度的要求。

4.2.5 以基岩作桩端持力层时，桩端阻力特征值取决于岩石的坚硬程度、岩体的完整程度和岩石的风化程度。岩石坚硬程度的定量指标为岩石单轴饱和抗压强度；岩体的完整程度定量指标为岩体完整性指数，它为岩体与岩块压缩波速度比值的平方；岩石风化程度的定量指标为波速比，它为风化岩石与新鲜岩石压缩波波速之比。因此在勘察等级为甲级的高层建筑勘察时宜进行岩体的压缩波波速测试，按完整性指数判定岩体的完整程度，按波速

比判定岩石风化程度，这对决定桩端阻力和桩侧阻力的大小有关键性作用。

4.3 复合地基勘察方案布设

4.3.1 复合地基的类型很多，针对高层建筑特点，本规程所指复合地基，是在不良地基中设置竖向增强体（桩体），通过置换、挤密作用对土体进行加固，形成地基土与竖向增强体共同承担建筑荷载的人工地基。

表 2 竖向增强体（桩）复合地基分类

按桩体刚度分类	按成桩材料分类	举 例
柔性桩	散体土类桩	砂（石）桩、碎石桩、灰土桩
半刚性桩	水泥土类桩	水泥搅拌桩、旋喷桩
刚性桩	混凝土类桩	CFG（水泥、粉煤灰、砾石）桩、素混凝土桩

利用竖向增强体的高强度、低变形特性，可以改善天然地基土体在强度、变形方面的不足，也可以解决地基土液化、湿陷等工程问题，从而满足高层建筑对地基的要求。

目前，复合地基在许多地区得到了广泛的应用，取得了丰富的地区经验，采用复合地基方案的建筑物也由十几层、二十几层，发展到三十层左右，在此基础上，本次《高层建筑岩土工程勘察规程》修订增加了复合地基勘察方案布设（第 4.3 节）和评价（第 8.4 节）内容。

勘察前除了搜集一般工程勘察所需要的基础资料外，强调应注意收集地区经验。由于我国地域辽阔，工程地质与水文地质条件、建筑材料及施工机械与方法不尽相同，区域性很强，由此引发的工程问题复杂，应对措施也十分丰富，因此要强调依据规范和地区经验来编制复合地基勘察方案。需要解决的主要岩土工程问题包括建筑地基的强度、变形、湿陷性、液化等。

4.3.2 复合地基勘察方案布设有其特点，其勘探点平面布设和勘探点间距应按天然地基（4.1 节）规定执行，勘探孔深度则应

符合 4.2 节桩基勘察要求，重点是查明桩端持力层的地层分布和性状，当需要按变形控制设计时，还需查明下卧岩土层的性状。对某些桩端持力层起伏大的部位宜加密勘探点，查明桩端持力层顶板起伏及其厚度的变化。

4.3.3 本条对高层建筑常用复合地基类型的勘察方案布设提出相应的要求：

1 涉及土或灰土桩挤密法的规范有《灰土桩和土桩挤密地基设计施工及验收规程》DBJ 24—2、《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025、《建筑地基处理技术规范》JGJ 79。

经验表明，土的含水量及干密度对采用土或灰土桩挤密法消除黄土湿陷性效果影响很大，成孔的好坏在于土的含水量，桩距大小在于土的干密度，当土的含水量大于 23% 及饱和度超过 0.65 时往往难以成孔，而且挤密效果差，为了达到消除黄土湿陷性效果，要求灰土的干密度 $\rho_d \geq 15\text{kN/m}^3$ 或者其压实系数 $\lambda \geq 0.9$ 。

2 采用砂石桩挤密法的复合地基，由于在成桩过程中桩间土受到多次预振作用、砂石桩的排水通道作用、成桩对桩间土的挤密、振密作用，有效地消散了由振动引起的超孔隙水压力，同时土的结构强度得以提高，从而使得地基土的抗液化能力得到提高，表现在标贯击数的增加、静力触探比贯入阻力的提高等方面。在地基勘察时应进行相关的试验，提供相应的测试结果，以对比和检验加固后的效果。

3 不同的地基加固方法，分别对地下水水位及流动状态、腐蚀性、pH 值、硫酸盐含量、土质及土中含水量、有机质含量等因素有着不同的要求和限制；有些加固方法只适用于地下水位以上的地层；水泥土的抗压强度随土层含水量的增加而迅速降低；土中有机质含量越高，水泥的加固效果就越差，甚至单用水泥无法对有机质含量高的土进行加固；地下水 pH 值高、硫酸盐含量高时，用水泥加固效果差等等。因此，应根据不同的地基加固方法结合地区性经验布设相应的勘察工作，提供设计所需的参数。

4.3.4 由于复合地基增强体类型多，受施工因素影响大，很难有较准确和符合实际的承载力计算表达式，且根据国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 强制性条文，强调要进行复合地基载荷试验的要求，为此作出了本条的规定。另规定在缺乏复合地基设计、施工经验的地区，尚应进行包括不同类型、不同桩长、不同桩距甚至各种桩型组合的复合地基原型试验，主要是使设计参数更为准确可靠和经济合理，同时也为积累地区经验。

复合地基的各种试验，应根据设计要求，首先做好合理的试验设计。

4.4 基坑工程勘察方案布设

4.4.1 近十年来基坑失稳出现的事故不少，为此各方都给予了高度重视，“基坑工程”已成为岩土工程领域中的一门专门学科。高层建筑基础埋置深，必然遇到基坑工程这一重要问题，本次修订时，从岩土工程勘察的角度将“基坑工程勘察方案布设”和“基坑工程评价”独立成节，对有关问题作出规定。

为基坑工程而进行的勘察工作是高层建筑岩土工程勘察的一个重要部分，故本条规定应与高层建筑勘察同步进行，并分别提出了初步勘察和详细勘察中应解决的重点问题。

4.4.2 周边环境是基坑工程的勘察、设计、施工中必须首先考虑的问题，在进行这些工作时应“先人后己”的概念。周边环境的复杂程度是决定基坑工程设计等级、支护结构方案选型等最重要的因素之一，勘察最后的结论和建议亦必须充分考虑对周边环境的影响而提出。为此，本条规定了勘察时，委托方应提供的周边环境的资料，当不能取得时，勘察人员应通过委托方主动向有关单位搜集有关资料，必要时，业主应专项委托勘察单位采用开挖、物探、专用仪器等进行探测。

4.4.3 勘察平面范围应适当扩大到基坑边界以外，主要是因为基坑支护设置锚杆，降水、截水等都必须了解和掌握基坑边线外一定距离内的地质情况，但扩展外出的具体距离，各规范规定不尽

完全一致，高层建筑多在城市中心位置，而业主一般都要将征地面积用足，地下室外墙边线往往靠近红线甚至压在红线上，要扩展到红线以外很远进行勘探工作有困难，通常只有依靠调查，搜集资料来解决，考虑这些因素，本规程定为“勘察范围宜达到基坑边线以外两倍以上基坑深度”，并规定“为查明某些专门问题可以在边线以外布设勘探点”。某些专门问题系指跨越不同地貌单元、斜坡边缘、填土分布复杂等。

4.4.4 关于勘探孔深度，两本国家标准均规定“宜为基坑深度的2~3倍”，本规程规定“勘探孔的深度不宜小于基坑深度2倍”，并规定控制性勘探孔应穿过软土层、穿过主要含水层进入隔水层一定深度等；在基坑深度内遇微风基岩时，一般性勘探孔应钻入微风化岩1~3m，是因为有的地区强风化、中等风化、微风化岩呈互层出现，为避免微风化岩面误判，需进入一定深度。

4.4.5 现行的各基坑工程技术规范标准中，均没有岩质基坑工程勘察设计的规定，本条提出了为岩质基坑勘察时，应查明的主要内容。

4.4.6 本条是针对为基坑设计提供有关参数而应进行的原位测试项目提出的要求。其中在地下连续墙和排桩支护设计中，要按弹性地基梁计算，有时需要提供基床系数，故提出设计需要时，应进行基床系数试验，载荷试验测求基床系数的试验要点见附录H。

4.4.7 本条是对室内试验的要求，其中要求对砂、砾、卵石层进行水上、水下休止角试验，主要是根据测得的天然休止角来预估这类土的内摩擦角。

4.4.8 地下水是影响基坑工程安全的重要因素，本条规定了基坑工程设计应查明场地水文地质条件的有关问题。当含水层为卵石层或含卵石颗粒的砂层时，强调要详细描述卵石颗粒的粒径和颗粒组成（级配），这是因为卵石粒径的大小，对设计施工时选择截水方案和选用机具设备有密切的关系，例如，当卵石粒径大，含量多，采用深层搅拌桩形成帷幕截水会有很大困难，甚至不可能。

5 地 下 水

5.0.1 本章为新增内容。本条规定了高层建筑勘察中对地下水的基本要求。在高层建筑勘察中地下水对基础工程和环境的影响问题越来越突出，如基础设计中的抗浮、基坑支护设计中侧向水压力、基坑开挖过程中管涌、突涌以及工程降水引起地面沉降等环境问题，大量工程经验表明，地下水作用对工程建设的安全与造价产生极大影响。因此，勘察中要求查明与工程有关的水文地质条件，评价地下水对工程的作用和影响，预测可能产生的岩土工程危害，为设计和施工提供必要的水文地质资料。

5.0.2 ~ 5.0.3 主要依据地区经验的丰富程度、场地的水文地质条件的复杂程度、地区有无地下水长期观测资料以及对工程影响程度，有针对性地区分地下水调查和现场勘察的两部分内容。在调查和专门的水文地质勘察中，从高层建筑工程勘察角度出发，侧重查明地下水类型、与工程有关的含水层分布、承压水水头、渗透性以及地下水与地表水的水力联系，尤其是地下水与江、河、湖、海水体的水力联系。

5.0.4 对工程有重大影响的多层含水层，在分层测水位时，应采取止水措施将被测含水层与其他含水层隔离。如较难实施时，可采用埋设孔隙水压力计进行量测，或采用孔压静力触探试验进行量测。搞清多层地下水水位，这对基础设计和基坑设计十分重要，并涉及到基坑施工的安全性问题，但目前不少勘察人员往往测量其混合水位，这可能造成严重不良后果。故本条文作了明确规定。

5.0.5 含水层的渗透系数等水文地质参数测定，有现场试验和室内试验两种方法，一般室内试验由于边界条件与实际相差太大（如在上海地区的黏性土中往往夹有薄层粉砂），室内与现场试验

结果会差几个数量级，如选择参数不当，可能造成不安全的降水设计，故本条提出宜采用现场试验。

5.0.6 根据高层建筑基础埋深较大的特点，以及在工程建设中由于降水而引起的环境问题，本条文规定评价地下水对工程的作用和影响的内容。如地下水对结构的上浮作用，经济合理地确定抗浮设防水位将涉及工程造价、施工难度和周期等一些十分关键的问题；施工中降排水引起的潜水位或承压水头的下降，虽能减少水的浮托力，但增加了土体的有效压力，使土体产生附加沉降，在黏性土地层中也可能出现“流泥”现象，引起地面塌陷，造成不均匀沉降而对周围环境（邻近建筑物、地下管线等）产生不良影响等环境问题；当基坑下有承压含水层时，由于基坑开挖减少了基坑底部隔水土层的厚度，在承压水头压力作用下，基坑底部土体将会产生隆起或突涌等危险现象。

5.0.7 本条文规定采取降低地下水位的措施所要满足的要求。如施工中地下水位应保持在基坑底面下 0.5 ~ 1.5m，目的是为降低挖出土体的含水量、减少对坑底土扰动、增加坑底土被动压力并减少坑底土体回弹，也是为满足基础底板做防水施工时对岩土含水量的要求。

6 室内试验

6.0.1 本章仅包括高层建筑岩土工程勘察中特殊性室内试验要求。

6.0.2 为准确计算地基承载力， c 、 φ 值数据的选用非常重要，而抗剪强度试验的方法对 c 、 φ 值影响很大。高层建筑勘察比一般工程勘察更重要，故本规程只强调三轴压缩试验，未提直剪试验。

对饱和黏性土和深部的土样，为消除取土时应力释放和结构扰动的影响，在自重压力下固结后再进行剪切试验。

关于抗剪强度试验的方法，总的原则是应该与建筑物的实际受力状况以及施工工况相符合。对于施工加荷速率较快，地基土的排水条件较差的黏土、粉质黏土等，固结排水时间较长，如加荷速率较快，来不及达到完全固结，土已剪损，这种情况下宜采用不固结不排水剪（UU）。对于施工加荷速率较慢，地基土的排水条件较好，如经过预压固结的地基，实际工程中有充分时间固结，这种情况下可根据其固结程度采用固结不排水剪（CU）。原状砂土取样困难时可考虑采用冷冻法等取土技术。

对于软土地区，按 c 、 φ 的试验峰值强度计算地基承载力与工程经验相比偏大较多，应适当折减。

6.0.3 压缩试验方法应与所选用计算沉降方法相适应，试验选用合适与否直接影响到计算沉降量的正确性。

1 本款是针对分层总和法进行的压缩试验而定。对高层建筑地基来说，不应按固定的 100 ~ 200kPa 压力段所求得的压缩模量。而应按土的自重压力至土自重压力与附加压力之和的压力段，取其相应压缩模量。这样的试验方法和取值与工程实际受力情况较符合，显然是合理的。

2 本款是针对考虑应力历史的固结沉降计算所需参数的试验方法，这种沉降计算需用先期固结压力 p_c 、压缩指数 C_c 和回弹再压缩指数 C_r 等三个参数。为准确求得 p_c 值，最大压力应加至出现较长的直线段，必要时可加至 3000 ~ 5000kPa，否则难以在 e - $\log p$ 曲线上准确求得 p_c 和 C_c 值。 p_c 值可按卡式图解法确定。 C_r 值宜在预计的 p_c 值之后进行卸载回弹试验确定。卸荷回弹压力从何处开始过去不明确，本规程规定从所取土样处的上覆自重压力处开始，这是考虑取土后应力释放，在室内重新恢复其原始应力状态。对于超固结土应超过预估的先期固结压力，以不影响 p_c 值的选取。至于卸至何处？本应根据基坑开挖深度确定，但恐开挖深度浅，卸荷压力小，即回弹点太少难以正确确定 C_r 值，而且还不能卸荷至零点以超过仪器本身的标定压力。为试验方便，在确定自重压力时可分深度取整。开挖深度 10m 以内，土自重压力一般不会超过 200kPa，取最大压力为 200kPa 处分级卸荷，卸至 12.5kPa；当深度为 11 ~ 20m 时，一般考虑有地下水，取最大有效自重压力为 300kPa 处分级卸荷，卸至 25kPa；21 ~ 30m 时取 400kPa 处分级卸荷至 50kPa。

3 群桩深基础变形验算时，取对应实际不同压力段的压缩模量、压缩指数 C_c 、回弹再压缩指数 C_r 等进行计算。

4 回弹模量和回弹再压缩模量的测求，可按照上述第 2 款说明的方法。对有效自重压力分段取整，获得回弹和回弹再压缩曲线，利用回弹曲线的割线斜率计算回弹模量，利用回弹再压缩割线斜率计算回弹再压缩模量。在实际工程中，若两者相差不大，也可以前者代替后者。

6.0.4 基坑开挖需降低地下水位时，可根据土性进行原位测试和室内渗透试验确定相应参数，必要时尚应进行现场抽水试验，以满足降水设计需要。为了估算砂土的内摩擦角，对于砂土应进行水上、水下的休止角试验。

6.0.5 在验算边坡稳定性以及基坑工程中的支挡结构设计时，土的抗剪强度参数应慎重选取。三轴压缩试验受力明确，又可控

制排水条件，因此本规程规定宜采用三轴压缩试验方法。现对其中主要问题说明如下：

1 不同规范计算土压力时 c 、 φ 的取值规定为，行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120： c 、 φ 应按照三轴固结不排水试验确定，当有可靠经验时，可采用直剪固快试验确定。上海市工程建设规范《上海地基基础设计规范》DBJ 08—11：水土分算时， c 、 φ 取固结不排水（CU）或直剪固快的峰值；水土合算时， c 、 φ 取直剪固快的峰值。其他部分行业规范和地方规范关于土压力计算时， c 、 φ 值的确定可参见《岩土工程勘察规范》GB 500021 相应条文说明。

2 对于饱和黏性土，本规程推荐采用三轴固结不排水（CU）强度参数计算土压力，其主要依据：一是饱和黏性土渗透性弱、渗透系数较小，宜采用三轴压缩试验总应力法（CU）试验；二是根据试算证明是安全和合适的。为了合理选取土的抗剪强度指标，本次修订时，进行了试算和对比。试算依据上海地铁工程三组软土场地同时完成的直剪固快试验、三轴不固结不排水（UU）试验、三轴固结不排水（CU）试验（由上海岩土工程勘察设计研究院提供），所得强度参数标准值按总应力法水土合算进行了土压力试算，对比详见表 3～表 5。

图 1、图 2 为场地 3 不同试验参数主动土压力和被动土压力比较。从图表可以看出，用直剪固快和固结不排水（CU）强度参数计算所得的主动与被动土压力强度较为接近。二者与不固结不排水（UU）强度参数计算所得的土压力强度比较，在较浅的深度，UU 计算的主动土压力强度偏小；在较深处，UU 计算的主动土压力强度偏大；在计算深度范围内，UU 所得的被动土压力强度均较 CU 小；从相同计算深度的合力相比，按 UU 计算的主动土压力合力虽较按 CU 计算者大 1.16～1.63，但按 UU 计算的被动土压力合力则仅相当于按 CU 计算的 0.35～0.65；被动土压力与主动土压力合力的比值，按 UU 计算为 3.66～4.15，而按 CU 计算为 6.51～11.99。因而总体说来，按 CU 参数计算是偏于安全

表3 场地1主动土压力和被动土压力计算表

土层号	土层名	层厚 (m)	γ_i (kN/m ³)	$\Sigma\gamma_i h_i$ (kN/m ²)	固结不排水						不固结不排水						直剪固快					
					c_{cu} (kPa)	φ_{cu} (°)	K_{acu}	P_{acu} (kPa)	K_{pcu}	P_{pcu} (kPa)	c_{un} (kPa)	φ_{un} (°)	K_{anu}	P_{anu} (kPa)	K_{pnu}	P_{pnu} (kPa)	c (kPa)	φ (°)	K_a	P_a (kPa)	K_p	P_p (kPa)
③	淤泥质粉质黏土	3	17.4	52.2	10	18.5	0.518	0 12.65			22	0	1	0 8.20			12	20.5	0.481	0 8.44		
④ ₁	淤泥质黏土	7	16.7	169.1	11	13.8	0.615	14.85 86.74			25	0	1	2.20 119.10			14	12.0	0.656	11.56 88.25		
④ ₁	淤泥质黏土	11	16.7	183.7	11	13.8			1.98	35.02 399.66	25	0			1	50.00 233.70	14	12.0			1.80	41.80 372.18
基坑10m深处主动土压力和坑底下11m处被动土压力合力(kN)								366.95		2390.74				426.48		1560.35				353.56		2276.89

表4 场地2主动土压力和被动土压力计算表

土层号	土层名	层厚 (m)	γ_i (kN/m ³)	$\Sigma\gamma_i h_i$ (kN/m ²)	固结不排水						不固结不排水						直剪固快					
					c_{cu} (kPa)	φ_{cu} (°)	K_{acu}	P_{acu} (kPa)	K_{pcu}	P_{pcu} (kPa)	c_{un} (kPa)	φ_{un} (°)	K_{anu}	P_{anu} (kPa)	K_{pnu}	P_{pnu} (kPa)	c (kPa)	φ (°)	K_a	P_a (kPa)	K_p	P_p (kPa)
②	黏土	2	18.3	36.6	18	21.7	0.460	0 0			54	0	1	0 0			24	19.0	0.42	0 0		
③	淤泥质粉质黏土	3	17.6	89.4	10	17.0	0.548	0 34.19			33	0	1	0 23.40			12	21.5	0.66	0 25.10		
④ ₁	淤泥质黏土	10	16.6	255.4	10	14.0	0.610	38.91 140.17			19	0	1	51.40 217.40			14	12.5	0.61	35.11 142.03		
⑤ ₁₋₁	黏土	8	17.6	140.8	14	19.8			2.82	57.45 454.94	40	0			1	80.00 220.80	17	15.5			2183	57.94 365.36
⑤ ₁₋₂	粉质黏土	12	17.8	354.4	14	26.3			4.41	701.23 1643.20	61	0			1	262.80 476.40	16	22.0			3.25	530.46 1224.70
基坑15m深处主动土压力和坑底下20m处被动土压力合力(kN)								946.70		16116.00				1358.63		5638.00				923.35		12224.00

表5 场地3主动土压力和被动土压力计算表

土层号	土层名	层厚 (m)	γ_i (kN/m ³)	$\Sigma\gamma h_i$ (kN/m ²)	固结不排水						不固结不排水						直剪固快						
					c_{cu} (kPa)	φ_{cu} (°)	K_{acu}	P_{acu} (kPa)	K_{pcu}	P_{pcu} (kPa)	c_{un} (kPa)	φ_{un} (°)	K_{anu}	P_{anu} (kPa)	K_{pnu}	P_{pnu} (kPa)	c (kPa)	φ (°)	K_a	P_a (kPa)	K_p	P_p (kPa)	
②	黏土	2	17.8	35.6	18	16.8	0.552	0			47	0	1	0			20	15	0.589	0			
								0						0						0			
③ ₂	砂质粉土	3	18.6	91.4	4	31.0	0.320	0			37	0	1	0			4	31	0.32	0			
								24.72						17.40						24.72			
③ ₃	淤泥质粉质黏土	2	17.4	126.2	12	16.0	0.568	33.83			19	0	1	53.40			13	27.5	0.538	30			
								53.59						88.20						48.86			
④	淤泥质黏土	3	16.6	176.0	11	15.3	0.582	56.67			20	0	1	86.20			14	11.5	0.668	61.42			
								85.65						136.00						94.68			
⑤ ₁₋₁	淤泥质粉质黏土	3	17.5	228.5	9	19.0	0.509	76.74			22	0	1	132.00			12	19.5	0.499	70.87			
								103.46						184.50						97.07			
⑤ ₁₋₂	黏土夹粉质黏土	2	17.7	263.9	17	19.5	0.499	90.00			37	0	1	160.50			16	15.0	0.589	110.03			
								107.67						195.90						130.88			
⑤ ₁₋₂	黏土夹粉质黏土	12	17.7	212.4	17	19.5			2.77	68.82	37	0			1	74.00	16	15.0			2.12	53.38	
										656.63						286.40						503.66	
⑥	粉质黏土	6	19.4	328.8	42	18.6			2.62	719.45	121	0			1	454.40	45	17			2.38	668.29	
										1024.4						570.80						945.21	
基坑 15m 深处主动土压力和坑底下 18m 处被动土压力合力(kN)								805.95			9660.90									842.91			8182.70

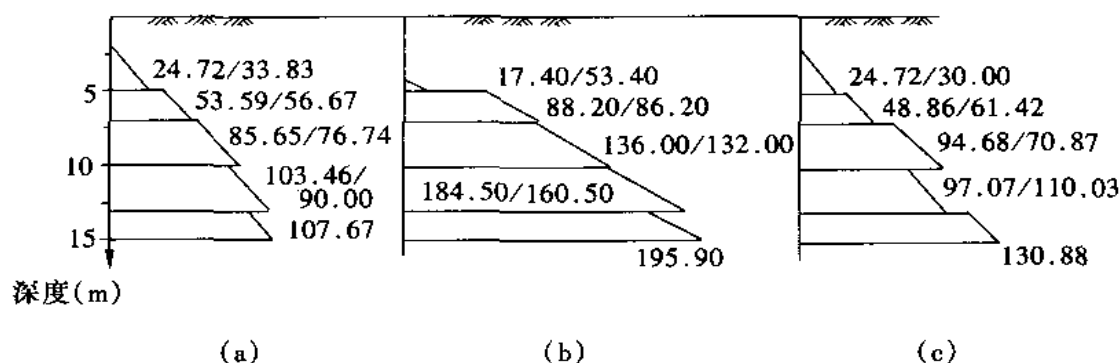


图1 场地3主动土压力强度比较(单位: kPa)

(a) 固结不排水; (b) 不固结不排水; (c) 直剪固快

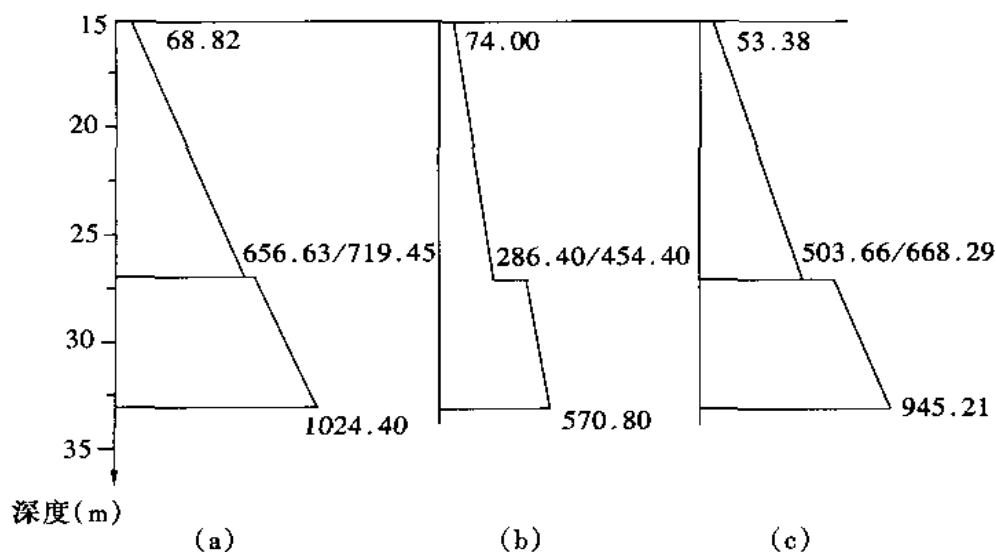


图2 场地3被动土压力强度比较(单位: kPa)

(a) 固结不排水; (b) 不固结不排水; (c) 直剪固快

和合适的。参考我国其他行业标准和地方标准,本规程规定,计算土压力可采用固结不排水(CU)试验,提供 c_{cu} 、 φ_{cu} 参数。当有可靠经验时,也可采用直剪固快试验指标。由于饱和黏性土,尤其是软黏土,原始固结度不高,且受到取土扰动的影响,为了不使试验结果过低,故规定了应在有效自重压力下进行预固结后再剪的试验要求。

3 国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007、建设部

行业标准及湖北省、深圳市、广东省等基坑工程地方标准均规定对黏性土宜采用土水合算，对砂土宜采用土水分算；冶金部行业标准，上海市和广州市基坑工程标准则规定以土水分算为主，有经验时，对黏性土可采用土水合算，根据上述试算对比，其强度参数宜用总应力法的 CU 试验参数；当用土水分算时，其强度参数宜用三轴有效应力法、固结不排水孔隙压力 (\overline{CU}) 试验。

4 对于砂、砾、卵石土由于渗透性强，渗透系数大，可以很快排水固结，且这类土均应采用土水分算法，计算时其重度是采用有效重度，故其强度参数从理论上讲，均应采用有效强度参数，即 c' 、 φ' ，其试验方法应是有效应力法，三轴固结不排水测孔隙水压力 (\overline{CU}) 试验，测求有效强度。但实际工程中，很难取得砂、砾、卵石的原状试样而进行室内试验，采用砂土天然休止角试验和现场标准贯入试验可估算砂土的有效内摩擦角 φ' ，一般情况下按 $\varphi' = \sqrt{20N} + 15^\circ$ 估算，式中 N 为标准贯入实测击数。

5 对于抗隆起验算，一般都是基坑底部或支护结构底部有软黏土时才验算，因而应当采用饱和软黏土的 UU 试验方法所得强度参数，或采用原位十字板剪切试验测得的不固结不排水强度参数。对于整体稳定性验算亦应采用不固结不排水强度参数。

6.0.7 动三轴、动单剪和共振柱是土的动力性质试验中目前比较常用的三种方法。其他试验方法或还不成熟，或仅作专门研究之用，故本规程未作规定。

地基土动力参数不仅随动应变而变化，而且不同仪器或试验方法对试验结果也有影响。这主要是其应变范围不同所致，故本规程提出了各种试验方法的应变适用范围。

7 原位测试

7.0.1 原位测试基本上是在原位应力条件下对岩土体进行试验，因其测试结果有较高的可靠性和代表性，是高层建筑岩土工程勘察中十分重要的手段，尤其在难以取得原状土样的地层更能发挥出它的优势，能解决高层建筑的承载力、沉降等问题，提供基坑工程设计等参数。但由于原位测试成果运用一般是建立在统计公式基础上的，有很强的地区性和土类的局限性，因此，在选择原位测试方法时应综合考虑岩土条件、设计对参数的要求、地区经验和测试方法的适用性等因素。

7.0.2 正是由于原位测试成果应用一般建立在统计经验公式上的，因此尤其需要积累经验，进行工程实测对比，综合分析，完善经验公式，将有助于缩短勘察工期，提高勘察质量。

7.0.3 各种原位测试均应遵照相应的试验规程进行，下表列出了可供参考的相关标准。

表 6 原位测试的相关试验标准

试验项目	相关试验标准
载荷试验	国标《建筑地基基础设计规范》GB 50007
静力触探试验	协标《静力触探技术标准》CECS 04 行业标准《静力触探试验规程》YS 5223 行业标准《铁路工程地质原位测试规程》TB 10018
标准贯入试验	行业标准《标准贯入试验规程》YS 5213 行业标准《铁路工程地质原位测试规程》TB 10018
动力触探试验	行业标准《圆锥动力触探试验规程》YS 5219 行业标准《铁路工程地质原位测试规程》TB 10018
十字板剪切试验	行业标准《电测十字板剪切试验规程》YS 5220 行业标准《铁路工程地质原位测试规程》TB 10018

续表 6

试验项目	相关试验标准
现场渗透试验	行业标准《注水试验规程》YS 5214 行业标准《抽水试验规程》YS 5215
旁压试验	行业标准《旁压试验规程》YS 5224 行业标准《PY型预钻式旁压试验规程》JGJ 69 行业标准《铁路工程地质原位测试规程》TB 10018
扁铲侧胀试验	行业标准《铁路工程地质原位测试规程》TB 10018
波速测试	国标《地基动力特性测试规范》GB/T 50269
场地微振动测试	协标《场地微振动测试技术规程》CECS 74

1 平板载荷试验

1) 对于勘察等级为甲级的高层建筑，为比较准确地确定持力层或主要受力层地基承载力和变形模量，可进行平板载荷试验。平板载荷试验适用于基础影响范围内均一的土层，对非均质土或多层土，载荷试验反映的承压板影响范围内地基土的性状与实际基础下地基土的性状将有很大的差异，应充分考虑尺寸效应，并进行具体分析。

2) 载荷试验成果计算土的变形模量，浅层平板载荷试验是假设荷载作用在弹性半无限体的表面，而深层平板载荷试验是假设荷载作用在弹性半无限体的内部，其计算方法可参照国标《岩土工程勘察规范》GB 50021。

3) 对于饱和软黏性土，根据快速法载荷试验的极限压力 p_u ，可按式估算土的不排水抗剪强度：

$$c_u = (p_u - p_0) / N_c \quad (1)$$

式中 c_u ——土的不排水抗剪强度 (kPa)；

p_u ——极限压力 (kPa)；

p_0 ——承压板周边外的超载或土的自重压力 (kPa)；

N_c ——承载系数，见表 7。

表 7 N_c 值表

z/d	0	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	5	6
N_c	6.14	8.07	8.56	8.86	9.07	9.21	9.32	9.40	9.52	9.60

注： z 为承压板埋深 (m)， d 为承压板直径 (m)。

4) 根据平板载荷试验可按本规程附录 H 计算基准基床系数和条形、矩形基础修正后地基土的基床系数。

2 静力触探试验

1) 适用于不含碎石的砂土、粉土和黏性土。

2) 静探资料的应用一般建立在经验关系基础上的，有地区局限性，应用时应充分考虑地方经验。

3 标准贯入试验

1) 适用于砂土、粉土、一般黏性土及岩体基本质量等级为 V 级的岩体。

2) 由于 N 值离散性大，在利用 N 值解决工程问题时，应与其他试验综合分析后提出。

4 动力触探试验

1) 重型或超重型动力触探试验主要适用于砂土、碎石土及软岩；轻型动力触探试验主要适用于浅层黏性土和素填土。

2) 采用动力触探资料评价土的工程性能时，应建立在地区经验基础上。

5 十字板剪切试验

1) 适用于均质饱和黏性土，对夹粉砂或粉土薄层、或有植物根茎的饱和黏性土不宜采用。

2) 根据原状土的抗剪强度 c_u 和重塑土的抗剪强度 c'_u ，按下式计算土的灵敏度 S_t ：

$$S_t = c_u / c'_u \quad (2)$$

黏性土灵敏度分类见表 8。

表 8 黏性土灵敏度分类表

低灵敏度	中灵敏度	高灵敏度
$S_t < 2$	$2 \leq S_t < 4$	$4 \leq S_t < 8$

6 现场渗透试验

是针对施工降水设计所需水文地质参数而进行的原位测试，现场渗透试验包括单孔或多孔（井）的抽（注）水试验和分层抽（注）水试验。

7 旁压试验

1) 适用于黏性土、粉土、砂土、碎石土、残积土、极软岩和软岩。

2) 分别按下式计算旁压模量 E_m 和剪变（切）模量 G_m ：

$$E_m = 2(1 + \nu) \left(V_c + \frac{V_0 + V_f}{2} \right) \frac{\Delta p}{\Delta V} \quad (3)$$

$$G_m = \left(V_c + \frac{V_0 + V_f}{2} \right) \frac{\Delta p}{\Delta V} \quad (4)$$

式中 ν ——土的泊松比；

V_c ——旁压器固有的原始体积 (cm^3)；

V_0 ——相应于旁压器接触孔壁所扩张的体积 (cm^3)；

V_f ——临塑压力 p_f 所对应的扩张体积 (cm^3)；

p_0 ——旁压试验初始压力 (kPa)；

P_f ——旁压试验临塑压力 (kPa)；

$\frac{\Delta p}{\Delta V}$ ——旁压曲线似弹性直线斜率；

E_m ——旁压模量 (kPa)；

G_m ——旁压剪变（切）模量 (kPa)。

3) 按下式计算土的侧向基床系数 K_m ：

$$K_m = \Delta p / \Delta r \quad (5)$$

式中 Δp ——压力差；

Δr —— Δp 对应的半径差。

4) 按 R.J.Mair (1987) 公式计算软黏性土不排水抗剪强度:

$$c_u = (p_L - p_0) / N_p \quad (6)$$

式中 p_L ——旁压试验极限压力 (kPa);

N_p ——系数, 可取 6.18。

5) 按 Me'nard (1970) 公式计算砂性土的有效内摩擦角 φ'

$$\varphi' = 5.77 \ln \frac{p_L - p_0}{250} + 24 \quad (7)$$

8 扁铲侧胀试验

1) 适用于黏性土、粉性土、松散—稍密的砂土和黄土等。

2) 按下列公式计算钢膜片中心外移 0.05mm 时初始压力 p_0 、外移 1.10mm 时压力 p_1 和钢膜片中心回复到初始外移 0.05mm 时的剩余压力 p_2 :

$$p_0 = 1.05(A - Z_m + \Delta A) - 0.05(B - Z_m - \Delta B) \quad (8)$$

$$p_1 = B - Z_m - \Delta B \quad (9)$$

$$p_2 = C - Z_m + \Delta A \quad (10)$$

式中 Z_m ——未加压时仪表的压力初读数 (kPa);

A ——钢膜片中心外扩 0.05mm 时的压力 (kPa);

B ——钢膜片中心外扩 1.10mm 时的压力 (kPa);

C ——钢膜片中心外扩后回复到 0.05mm 时的压力 (kPa);

ΔA ——率定时 (无侧限), 钢膜片中心膨胀至 0.05mm 时的气压实测值 (kPa);

ΔB ——率定时 (无侧限), 钢膜片中心膨胀至 1.10mm 时的气压实测值 (kPa)。

根据 p_0 、 p_1 、 p_2 计算下列扁铲指数:

$$I_D = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0) \quad (11)$$

$$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{vo} \quad (12)$$

$$E_D = 34.7(p_1 - p_0) \quad (13)$$

$$U_D = (p_2 - u_0) / (p_0 - u_0) \quad (14)$$

式中 I_D ——侧胀土性指数；
 K_D ——侧胀水平应力指数；
 E_D ——侧胀模量 (kPa)；
 U_D ——侧胀孔压指数；
 u_0 ——静水压力 (kPa)；
 σ'_{vo} ——试验点有效上覆压力 (kPa)。

3) 扁铲侧胀试验的应用尚不广泛，目前各地正处于试验阶段，应与其他测试方法配套使用，逐步形成成熟的地区经验。

9 波速测试

1) 波速测试包括单孔法、跨孔法和面波法。

2) 可按下式计算土层的动剪变（切）模量 G_d 和动弹性模量 E_d ：

$$G_d = \rho v_s^2 \quad (15)$$

$$E_d = 2(1 + \nu)\rho v_s^2 \quad (16)$$

式中 ν ——土的泊松比；

ρ ——土的质量密度， $\rho = \frac{\gamma}{g}$ （ γ 为土的天然重力密度， g 为重力加速度）（ g/cm^3 ）；

v_s ——剪切波速 (m/s)。

3) 可按下式计算场地地基土的卓越周期：

$$T = \sum_{i=1}^n \frac{4H_i}{v_{si}} \quad (17)$$

式中 T ——场地地基土的卓越周期 (s)；

H_i ——第 i 层土的厚度 (m)；

v_{si} ——第 i 层土的剪切波速 (m/s)；

n ——准基岩面以上土层数。

8 岩土工程评价

8.1 场地稳定性评价

8.1.1 高层建筑其破坏后果是很严重的，因而应充分查明影响场地稳定性的不良地质作用，评价其对场地稳定性的影响程度，不良地质作用主要是指岩溶、滑坡、崩塌、活动断裂、采空区、地面沉降和地震效应等。

8.1.2 规定了对具有直接危害的不良地质作用地段，不应选作高层建筑建设场地。对具有不良地质作用，但危害较微，经技术经济论证可以治理且别无选择的地段，可以选做高层建筑场地，但应提出防治方案，采取安全可靠的治理措施。

8.1.3 本条提出了高层建筑场地稳定性评价应符合的要求：

1 参照了现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 第 4.1.9 条内容。

2 规定了抗震设防烈度为 8 度和 9 度、场地内存在全新活动断裂和发震断裂，其土层覆盖厚度分别小于 60m 和 90m 时为浅埋断裂，高层建筑应避免，避让的最小距离应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定确定。

3 是对非全新活动断裂而言，可忽略发震断裂错动对高层建筑的影响，高层建筑场地可不用避开。但断裂破碎带情况，应查明并采取相应的地基处理措施。

4 高层建筑应避免活动地裂缝，在我国西安和大同等地区地裂缝活动强烈，地裂缝的安全距离和应采取的措施有地方专门性的勘察和设计规程，可供参照执行。

5 是关于地面沉降的，强调在地面沉降持续发展地区，应搜集已有资料，预测地面沉降发展趋势，提出应采取的措施。

8.1.4 是针对位于斜坡地段的高层建筑场地的稳定性评价；滑

坡对工程安全具有严重威胁，滑坡能造成重大人身伤亡和经济损失，因此，明确规定高层建筑场地不应选在滑坡体上。拟建场地附近存在滑坡或有滑坡可能时，应进行专门滑坡勘察。

位于斜坡坡顶和坡脚附近的高层建筑，应考虑边坡滑动和崩塌的可能性，评价场地整体稳定性。确定安全距离，确保高层建筑安全。

8.1.5 本条所指的有利地段、不利地段或危险地段按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定确定，高层建筑场地应选择在地震有利地段，不应选择在地震危险地段，避开不利地段，当不能避开时，应采取有效措施。

8.1.6 本条明确抗震设防地区应确定建筑场地类别，抗震设防烈度为 7~9 度地区，均应进行饱和砂土和粉土的液化判别和地基处理，6 度地区一般不进行判别和处理。

8.2 天然地基评价

8.2.1 本条明确了天然地基分析评价应包括的基本内容：

1 场地稳定性评价主要是指对各种不良地质作用，包括：断裂、地裂缝、滑坡、崩塌、岩溶、土洞塌陷、建筑边坡等影响场地整体稳定性的岩土工程问题进行评价，并作出明确结论；地基稳定性主要是指因地形、地貌或设计方案造成建筑地基侧限削弱或不均衡，而可能导致基础整体失稳；或软弱地基、局部软弱地基如暗浜、暗塘等，超过承载能力极限状态的地基失稳，此时应进行稳定性验算、或提请设计进行整体稳定性验算，并提供预防措施建议。

2 地基均匀性判断，是地基按变形控制设计的基础，故应根据本规程 8.2.4 条的规定，对地基均匀性作出定性和定量的评价。

3 根据地基条件、地下水条件、高层建筑的设计方案和可能采取的基础类型，采用载荷试验、理论计算、原位测试（静力触探、动力触探、旁压试验）等多种方法，结合地区经验提供各

土层的地基承载力特征值，并明确其使用条件，如所提供承载力是否满足变形要求、软弱下卧层要求等。

4 预测建筑地基的变形特征，是因高层建筑地基设计主要是按变形控制的设计原则和国标《岩土工程勘察规范》GB 50021 强制性条文的要求提出，变形特征包括高层、低层建筑地基的总沉降量、差异沉降、倾斜等。通过变形特征的分析、预测，方可验证所提地基基础方案建议是否真正可行、所提各种变形参数是否切合实际。提供计算沉降的有关参数，具体的评价要求见本规程 8.5 节。

5 建议高层建筑地基基础方案主要包括地基基础类型、持力层和基础埋深等内容。在进行地基基础方案分析时，应当考虑满足承载力、变形和稳定性、包括抗震稳定性的允许值的要求，位于岩石地基上的高层建筑，其基础埋深应满足抗滑要求。

6 本款是根据国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的强制性条文对岩土工程勘察提出的要求。要求中的地震稳定性包括断裂、滑坡、崩塌、液化和震陷等。

7、8 两款的分析评价要求分别见本规程 8.6、8.7 两节。

8.2.2 在近十年的工程勘察实践中，只着眼于地基，忽略宏观的场区环境、地基整体稳定性分析评价的情况还不时出现，因此必须引起重视。

我国在八十年代以前的“高层建筑”多数为 20 层以下的单体建筑，基础埋深往往不超过 10m，故地基分析的工况相对简单，我国 1990 年前后颁布的国家或地方标准基本以该时期的资料为依据。九十年代以来，现代城市建设中的高层建筑除高度显著增大，致使基础影响深度加大外，还常包括多层、低层附属建筑，以及纯地下建筑（如地下车库），由此造成建筑地基周围的应力边界条件发生变化；其次，基础埋深的显著增加，在某些地区有可能遇到多层地下水等以前未曾遇到的问题。因此，现代高层建筑的岩土工程分析必须有针对性地进行分析相关各种条件的变化，在工程分析中考虑其影响，才有可能正确地进行工程判断并

提供有效的专业建议。应特别注意的一些明显问题在第 8.2.3 ~ 8.2.6 条中加以指明。

8.2.4 虽然地基均匀性判断不是精确的定量分析，而且随着计算机应用和分析软件的普及，差异沉降变形的分析都可方便快捷地进行，但地基均匀性评价仍有其积极的指导作用，尤其是地貌、工程地质单元和地基岩土层结构等条件具有重要的控制性影响，往往会被忽视或轻视。

地基明显不均匀将直接导致建筑的倾斜、影响电梯正常运行，即使采用桩基也发生过明显倾斜问题。根据编制前征求的使用意见，本次修订取消了部分使用效果不理想的内容（如根据 \bar{E}_{s1} 、 \bar{E}_{s2} 的判断方法），并结合工程实践进行了适当补充。另根据征求意见，保留原规程 JGJ 72—90 的部分内容，如“直接持力层底面或相邻基底标高的坡度大于 10%”、“直接持力层及其下卧层在基础宽度方向上的厚度差值大于 $0.05b$ （ b 为基础宽度）”，强调中—高压缩性地基，因为将该标准用于低压缩性地基意义不大。

表 8.2.4 列出的“地基不均匀系数界限值 K ”借鉴了北京地区的一种定性评价地基不均匀性的定量方法，可作为初判地基是否均匀、是否需要进一步做分析沉降变形的依据。在制定北京地区技术标准过程中，曾统计了 27 项在相同地貌和工程地质单元内建造的工程，最早是按照最大、最小沉降比值（ S_{\max}/S_{\min} ）评价地基的不均匀性，并确定了工程判断的临界值。因其获得的是经过建筑结构刚度调整后的数值，需要事先知道荷载分布和基础尺寸，还要进行协同计算，这在勘察阶段不能实现，故修订时改用压缩模量当量，并选择了 11 项工程进行了检验（包括多层—高层建筑和构筑物）。该不均匀系数 K 指地基土本身满足规定的勘察精度条件下的土的压缩性不均匀，不包括结构调整、设计计算和施工误差的影响。《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》DBJ—01—501 中各钻孔压缩模量当量值 \bar{E}_s 平均值的最高档原定为大于 15MPa，在应用中不够合理，故经对验算资料的情况分

析，调整为大于 20MPa，偏于保守（严格）一侧。

8.2.5 因地基破坏模式的问题，目前高层建筑天然地基承载力的确定尚没有固定的模式或方法，因此本规程强调采用多种手段方法进行综合判断。当高层建筑设有多层、低层附属建筑和地下车库时，为减小差异沉降可能采用条形基础或独立基础，此时通过现场试验和对其地基极限承载力进行验证是很有必要的。

8.2.6 高层建筑周边的多层—低层附属建筑或纯地下车库的基底平均压力可能显著小于基底标高处的土体自重应力，使地基处于超补偿应力状态，从而造成高层建筑地基侧限（应力边界条件）的永久性削弱。因此，在地基承载力分析（深宽修正）、建筑地基整体稳定性分析时应注意考虑其影响。

如果高层建筑周边的低层裙房跨度不大、且与高层建筑有刚性连接，则高层建筑的荷载可以传递到裙房部分，使裙房基底压力接近或大于基底标高处的土体自重压力，计算裙房地基承载力时，应考虑其影响。

地基变形控制是绝大多数高层建筑确定地基承载力的首要原则。通过减小基础尺寸来加大附属建筑物基底压力，从而减小附属建筑与高层建筑之间的差异沉降是工程实践中的一种常规办法，但必须仔细核算其地基的极限承载力，确保地基不会发生强度破坏。

8.2.7 本条继续保留了评价计算地基极限承载力的方法（原规程 JGJ 72—90 式 6.2.3-1），这是因为：

1 它符合国际上通行的极限状态设计原则，例如《欧洲地基基础规范》EUROCODE7 就规定了承载力系数与本规程完全相同的极限承载力公式；但换算为设计承载能力时，不是除以总安全系数，而是根据材料特性除以分项安全系数 γ_m ，对 $\tan\varphi$ ， $\gamma_m = 1.2 \sim 1.25$ ；对 c' 、 c_u ， $\gamma_m = 1.5 \sim 1.8$ ，但计算是采用有效强度 c' 、 φ' 。

2 对于高层建筑附属裙房或低层建筑的地下室，当采用条形基础或独立基础时，由于其埋深从室内地面高程算起埋深小，

此时应验算其极限承载力能否满足要求。

3 验算地基稳定性和基坑工程抗隆起稳定性，实质上就是验算地基极限承载力能否满足要求。

4 本次修订对原规程 JGJ 72—90 极限承载力计算方法（列入附录 A）提出了以下补充和要求：

1) 式 (A.0.1) 主要是计算实际基宽和埋深下的地基极限承载力。当需用地基极限承载力除以安全系数计算某土层的地基承载力、要与按浅层平板载荷试验所得地基承载力进行对比、以综合判定该土层的承载力特征值 f_{ak} 时，则宜按基础埋深 $d = 0\text{m}$ ，基础宽度按承压板宽度，以模拟基底压力作用于半无限体表面的载荷试验，安全系数 K 可取 2。

2) 对地基中有多层地下水时的土层重度计算问题。通过工程实际观测结果和经验判断，如果一律按表层地下水考虑，计算的地基承载力可能偏小、地基沉降偏大，造成结论不合理，导致不必要的投资浪费。

3) 在进行深宽修正时，须结合具体的基础结构形式、侧限条件、土方工程施工顺序等考虑有关参数的确定。

4) 由于高层建筑箱基和筏基平面尺度大，基础影响深度大，地基持力层往往并非单一土层，而可能是多层土的组合。在选取抗剪强度 c_k 、 φ_k 时，应从安全角度出发，综合考虑剪切面所经过各土层及“上硬下软”或“上软下硬”等情况后，取能代表组合持力层的、合理的代表值进行计算。

5) 考虑到勘察等级为甲级的高层建筑的重要性，且根据国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007，规定抗剪强度的试验方法应采用三轴压缩试验，并应考虑试验土层的排水条件，详见本规程 6.0.2 条，但用于计算的取值，不仅根据试验结果，还应考虑实际工况和地区经验。

基础形状修正系数 ζ_γ 、 ζ_q 、 ζ_c 沿用原规程 JGJ 72—90 的系数，即 De Beer (1976) 在试验基础上得出的结果。

8.2.8 西方国家采用旁压试验进行基础工程评价有较长的时

间，不同国家的专家学者也提出过多种方法。但在天然地基承载力和地基沉降计算方面，国外的评价公式主要基于小尺寸的建筑基础，计算方式也较复杂。本次修订中经过比较，参照上海地区经验，选择了对极限压力和临塑压力的统计分析方法，与通过国内地基规范确定的地基承载力或已有经验进行对比，提出利用旁压试验结果分析确定单一岩性地层地基承载力特征值的建议。

旁压试验目前在国内使用得还不广泛，但更多地采用原位测试是勘察行业的一个发展方向。本次的统计资料源于上海、西安和北京地区 12 个在地基条件方面具有一定代表性的工程，尽管在统计规律上具有相似规律性，但尚缺少西南、华南、东北等地区的代表性试验数据。因此，作为全国性的规程，本次修订时的分析结果的覆盖面还不是十分充分。有鉴于此，同时考虑地区经验亟待进一步积累和行业发展方向，一是提出具体承载力表的时机还不成熟，二是应鼓励岩土工程师的实践总结、发挥创造性，各地一方面应进一步积累旁压试验资料及工程使用中的经验，另一方面在使用旁压试验时应结合其他测试评价方法，综合验证工程判断。

在根据旁压试验成果的分析应用中，临塑压力法和极限压力法是目前国内常用的确定地基承载力的方法，不同地区在应用中不同程度地积累了一定的经验，如上海已纳入到新修编的上海地方标准《上海市岩土工程勘察规范》DBJ 08—37（以下简称上海规范）当中。一些行业规程中也有相应的规定或建议。本规程修订过程中，采用了临塑压力法和极限压力法，按照不同岩性、不同地区进行了综合统计分析和比较，也同已有的承载力标准值进行了对比。

条文中的旁压试验曲线上的初始压力 p_0 ，临塑压力 p_f 和极限压力 p_L 其物理意义见图 3。

1 本次修订过程中共搜集到上海地区、西安地区、北京地区 12 项工程的旁压试验资料，全部采用预钻式旁压仪。经筛选分析，纳入计算、统计、比较的旁压数据共 278 组，涉及的钻孔

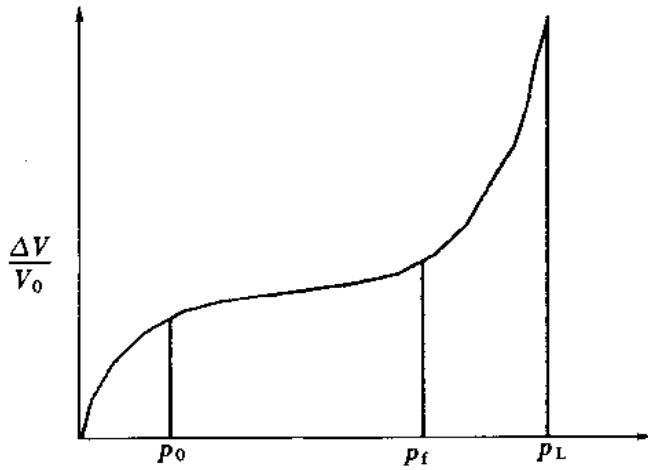


图3 旁压试验典型应力与应变关系曲线

深度在1~100m。上述工程的地理位置和测试地层的地貌条件见表9和表10，旁压试验压力随深度变化散点图参见图4~图6。

表9 工程名称和地貌、地层条件

序号	工程名称	测试地貌地层条件	地区
1	中日友好医院	北京平原 永定河冲洪积扇 中一中下部	北京
2	外交部住宅楼		
3	昆仑饭店		
4	外交公寓楼		
5	浦东廿一世纪大厦	滨海河湖相	上海
6	上海龙腾广场		
7	上海地铁3号线		
8	上海国际金融大厦		
9	环球金融中心		
10	西安电缆厂高层住宅楼	渭河冲积阶地相	西安
11	西安大雁塔		
12	陕西省旅游学校校址		

表10 各工程旁压试验数量和深度

地点	工程项目数量	旁压数据量 (组)	测试深度范围 (m)
上海	5	112	2~100
西安	3	52	1~24
北京	4	114	2.5~46

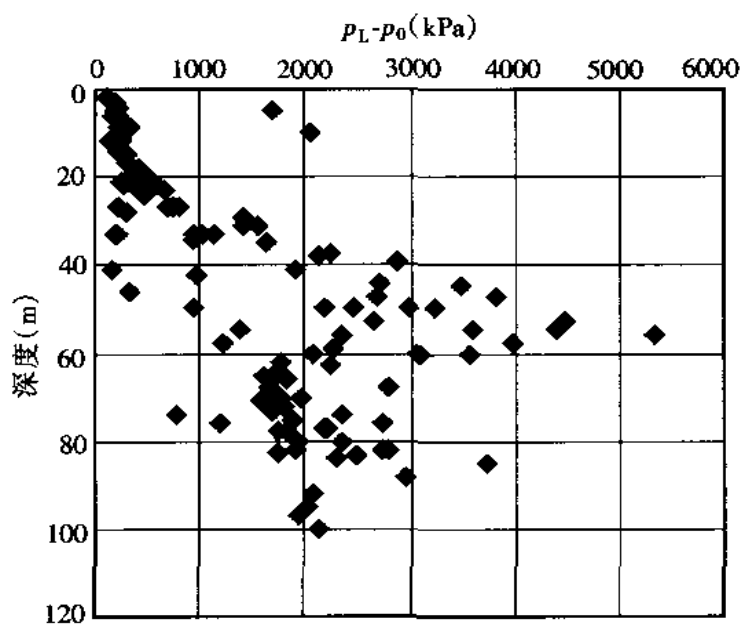


图4 上海地区 (PMT可求出 p_L)

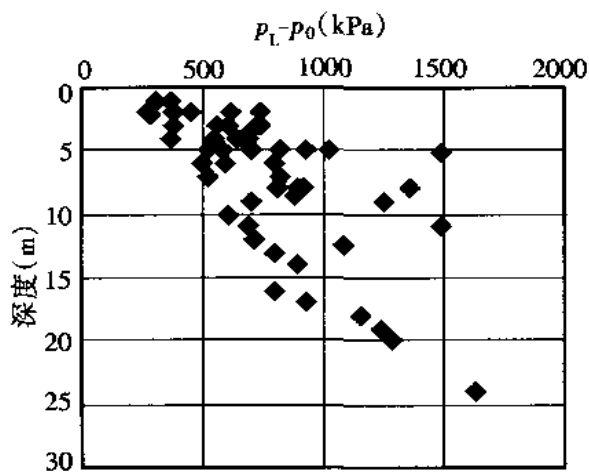


图5 西安地区 (PMT未全部求出 p_L)

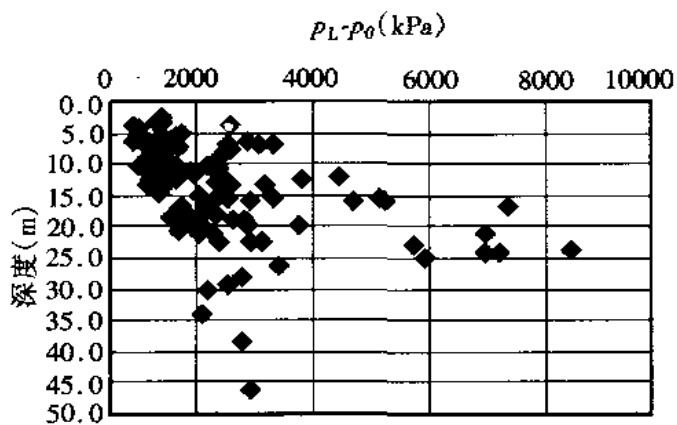


图6 北京地区 (PMT可求出 p_L)

2 为求得临塑压力计算地基承载力特征值时的修正系数 λ 和通过旁压极限承载力分析地基承载力特征值时的安全系数 K ，对三个地区的数据进行统计分析，主要结果如下：

1) 上海地区

上海数据分析情况：

①上海规范对旁压试验确定地基承载力已有规定，即对于黏性土、粉土和砂土， λ 取值 0.7~0.9， K 取值 2.2~2.7。本次统计结果与上述规定基本吻合。

②图 7~9 为针对不同土类，采用旁压临塑压力和旁压极限压力计算结果的对比图。根据对比图，黏性土 K 在 2.2~2.7，粉土和砂土的 K 值在 2.4~3.3。

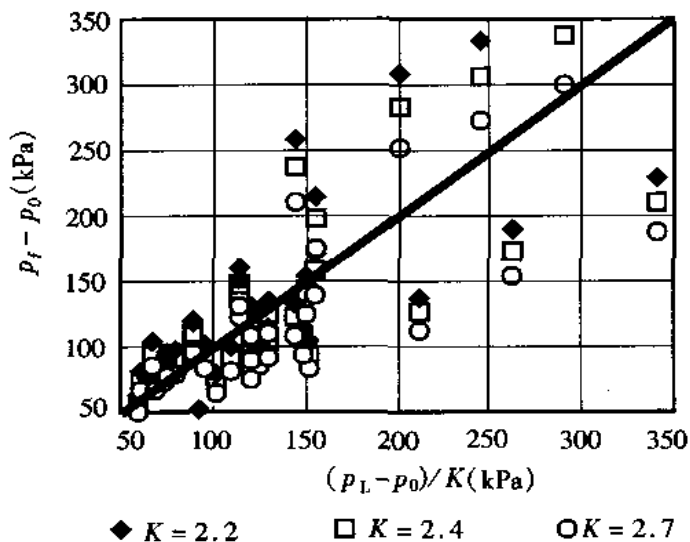


图 7 上海地区黏性土

③从本次统计结果看，根据旁压测试结果确定的上海地区砂土层的承载力较高，主要是由于本次所统计的测试数据相应的地层深度较大。所有统计样本中，小于 30m 的仅有 2 组，其余都超过了 30m，其中 30m 至 50m 的数据为 8 组，50m 以上的数据有 33 组。由于深层砂土的旁压试验结果值一般均很高，由此计算得出的承载力值也很高，因此除根据旁压测试外，尚应结合其他方法和地区经验综合确定承载力。

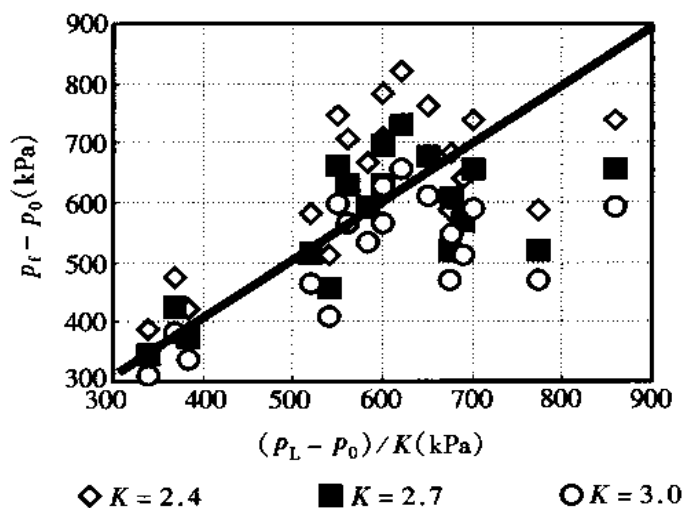


图8 上海地区粉土

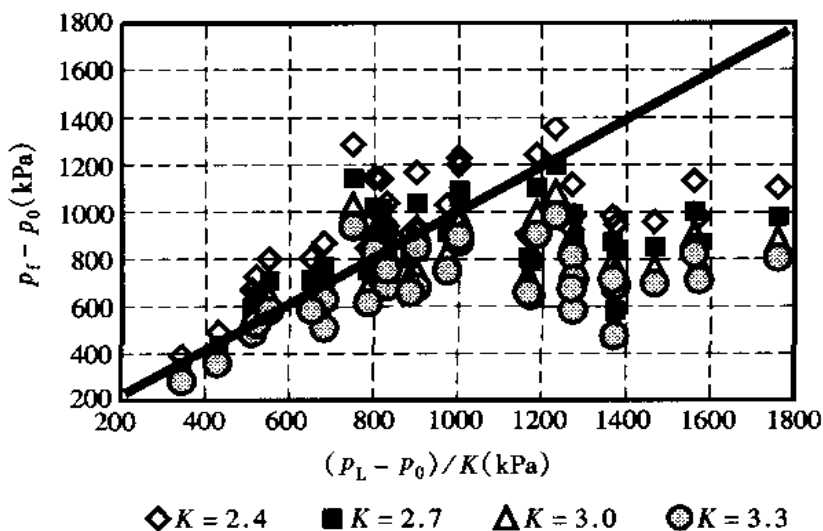


图9 上海地区砂土

2) 西安地区

西安地区资料中的粉土测试数据较少且不够完整，故仅选取黏性土和砂土进行分析。

西安数据分析情况：

①从西安地区3个工程52组试验结果看，采用旁压试验确定地基承载力的规律性较好，黏性土承载力特征值在100~500kPa，与《地基基础设计规范》GBJ 7给出的黏性土承载力基本值的范围值基本一致。因此根据旁压临塑压力（取 $\lambda = 1$ ）直

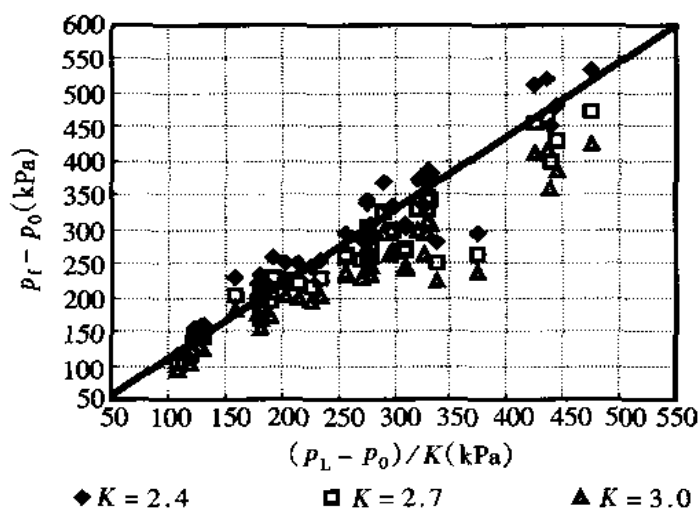


图 10 西安地区黏性土

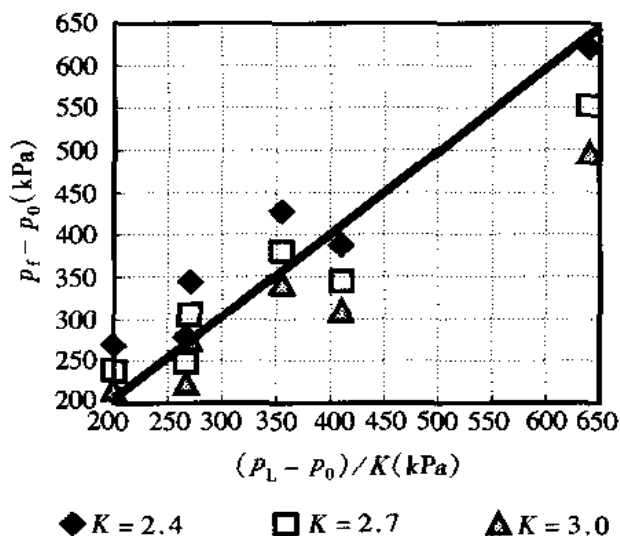


图 11 西安地区砂土

接确定承载力特征值是可行的，根据旁压极限压力确定承载力特征值时， K 可取值为2.7左右。

②西安地区的砂土样本较少，并且与北京和上海地区相比较，测试深度浅，在4~5m以内，由此得出的承载力也低得多。

3) 北京地区

① 黏性土

② 粉土

表 11 北京地区黏性土统计分析表

统计指标	$p_f - p_0$		$p_L - p_0$		$(p_L - p_0) / (p_f - p_0)$	$(p_L - p_0) < 1400$ 时的 $f_{ak} = (p_L - p_0) / K$		
	深度 < 30m	深度 ≥ 30 m	< 1400	≥ 1400		K = 2.4	K = 2.7	K = 3.0
平均值	310	779	842	1863	2.2	356	316	285
最大值	423	642	1370	2347	2.7	615	547	492
最小值	217	947	360	1477	1.9	150	133	120
标准差	59.3	—	257	291	0.26	112	99.6	89.6
变异系数	0.19	—	0.31	0.16	0.12	0.31	0.32	0.31
样本数	12	4	54	19	16	54	54	54

表 12 北京地区粉土统计分析表

统计指标	$p_f - p_0$		$p_L - p_0$		$(p_L - p_0) / (p_f - p_0)$	$(p_L - p_0) < 1900$ 时的 $f_{ak} = (p_L - p_0) / K$		
	< 1900	≥ 1900	< 1900	≥ 1900		K = 2.7	K = 3.0	K = 3.3
平均值	414	1173	1335	2349	2.12	495	445	405
最大值	—	1319	1830	2800	2.75	678	610	555
最小值	—	1039	665	1900	1.76	246	222	205
标准差	—	—	384	310	0.47	142	128	116
变异系数	—	—	0.29	0.13	0.22	0.29	0.29	0.29
样本数	1	3	14	5	4	14	14	14

③ 砂土

表 13 北京地区砂土统计分析表

统计指标	$p_f - p_0$		$p_L - p_0$		$(p_L - p_0) / (p_f - p_0)$	$(p_L - p_0) < 4000$ 时的 $f_{ak} = (p_L - p_0) / K$		
	< 4000	≥ 4000	< 4000	≥ 4000		K = 3.0	K = 3.3	K = 3.6
平均值	1155	2912	2563	5665	2.06	854	777	712
最大值	1267	3888	3811	7645	2.60	1270	1155	1059
最小值	934	1944	1854	4060	1.71	618	562	515

续表 13

统计指标	$p_f - p_0$		$p_L - p_0$		$(p_L - p_0) / (p_f - p_0)$	$(p_L - p_0) < 4000$ 时的 $f_{sk} = (p_L - p_0) / K$		
	< 4000	≥ 4000	< 4000	≥ 4000		$K = 3.0$	$K = 3.3$	$K = 3.6$
标准差	—	—	630	1156	0.29	210	191	175
变异系数	—	—	0.25	0.20	0.14	0.25	0.25	0.25
样本数	3	4	11	10	7	11	11	11

北京数据分析情况：

①所搜集整理北京地区旁压试验资料的成果以极限压力 p_L 和初始压力 p_0 为主，因此本次计算和统计分析主要是对极限压力法的验证和评估。

②通过统计分析，北京地区旁压试验压力和由此确定的承载力特征值都具有明显的差异性。以 $p_L - p_0$ 的结果为例：

——对于黏性土以 $p_L - p_0 = 1400\text{kPa}$ 为界，小于和大于 1400kPa 的统计样本的标准差基本相当（表 11）；

——对于粉土以 $p_L - p_0 = 1900\text{kPa}$ 为界，小于和大于 1900kPa 的统计样本集合的标准差基本相当（表 12）；

——同样，对于砂土在 $p_L - p_0 = 4000\text{kPa}$ 处也可分为 2 个统计集合，且各统计指标相差超过 2 倍。

由于在同样安全系数 K 条件下，过大的 $p_L - p_0$ 值将使计算得出的承载力过高，且同北京地区已有的承载力评价经验相差过大，因此本次仅统计分析 $p_L - p_0$ 小于界限值的样本。

③对于北京地区砂土，将统计结果同本地区所积累的砂土承载力相比较，即使安全系数 K 为 3.6 时，根据旁压试验所得到的承载力仍然较高。由于北京地区砂土承载力是在定量控制地基差异沉降的条件下确定的，因此，在根据旁压试验确定承载力并严格控制地基差异沉降时，砂土地基需要较高的安全系数 K 。

④按上述原则统计得到的 K 值与本次统计的上海及西安地区的结果基本一致。

3 综合上海、西安、北京三地资料，对不同岩性进行统计

对比情况如表 14 ~ 表 16:

表 14 黏性土综合对比表

指 标		统计指标	上海地区	西安地区	北京地区
$(p_f - p_0)$		平均值	137	265	310
		最大值	341	474	423
		最小值	60	110	217
		变异系数	0.49	0.37	0.19
		样本数	34	42	12
$f_{sk} = (p_L - p_0) / K$	K = 2.2	平均值	143		
		最大值	334		
		最小值	53		
		变异系数	0.50		
		样本数	34		
	K = 2.4	平均值	131	296	356
		最大值	306	533	615
		最小值	48	115	150
		变异系数	0.50	0.35	0.31
		样本数	34	42	54
	K = 2.7	平均值	116	263	316
		最大值	272	474	547
		最小值	43	103	133
		变异系数	0.50	0.35	0.32
		样本数	34	42	54
	K = 3.0	平均值	104	237	285
		最大值	245	427	492
		最小值	39	92	120
		变异系数	0.50	0.35	0.31
		样本数	34	42	54

表 15 粉土综合对比表

指 标		统计指标	上海地区	西安地区	北京地区
$(p_1 - p_0)$		平均值	594		414
		最大值	859		
		最小值	340		
		变异系数	0.23		
		样本数	18		1
$f_{ak} = (p_L - p_0) / K$	K = 2.4	平均值	641		556
		最大值	821		763
		最小值	388		277
		变异系数	0.20		0.29
		样本数	18		14
	K = 2.7	平均值	570		495
		最大值	730		678
		最小值	344		246
		变异系数	0.22		0.29
		样本数	18		14
	K = 3.0	平均值	513		445
		最大值	657		610
		最小值	310		222
		变异系数	0.20		0.29
		样本数	18		14
	K = 3.3	平均值			405
		最大值			555
		最小值			205
		变异系数			0.29
		样本数			14

表 16 砂土综合对比表

指 标		统计指标	上海地区	西安地区	北京地区
$(p_t - p_0)$		平均值	1004	357	1155
		最大值	1759	640	1267
		最小值	345	200	934
		变异系数	0.35	0.44	—
		样本数	35	6	3
$f_{ak} = (p_L - p_0)/K$	K = 2.7	平均值	951	345	949
		最大值	1354	552	1411
		最小值	390	239	687
		变异系数	0.23	0.33	0.25
		样本数	35	6	11
	K = 3.0	平均值	760	310	854
		最大值	1083	497	1270
		最小值	312	215	618
		变异系数	0.23	0.34	0.25
		样本数	35	6	11
	K = 3.3	平均值	691		777
		最大值	984		1155
		最小值	283		562
		变异系数	0.23		0.25
		样本数	35		11
	K = 3.6	平均值			712
		最大值			1059
		最小值			515
		变异系数			0.25
		样本数			11

由 $(p_L - p_0) / (p_f - p_0)$ 得出 K 值的统计结果可比性较强, 表明各地旁压曲线 p_0 、 p_f 和 p_L 之间的比例关系是基本一致的。

本次根据计算统计结果、已有的工程经验, 建议在根据旁压试验极限压力分析地基承载力特征值时, 安全系数 K 取值范围为 2.0~4.0, 不同土层岩性的 K 值范围值参见表 17。由于统计工程的基础设计资料不完整, 无法正确分析深宽修正后的地基承载力特征值 f_a , 因此上述 K 值不得低于 2, 并应根据各地情况、经验和其他评价方法不断总结, 综合确定地基承载力。

表 17 极限承载力安全系数 K 取值建议

土层岩性	K	土层岩性	K
黏性土	2.0~2.4	砂 土	2.7~4.0
粉 土	2.3~3.3		

上海规范对临塑修正系数 (相当于 λ) 规定为 0.7~0.9。因缺少对比资料, 本次统计分析未对 λ 的取值进行分析, 但认为按照不大于 1 计算是合理和安全的。

采用临塑压力法及极限压力法估算地基承载力特征值的方法可行, 计算结果基本合理, 说明旁压试验是综合评价地基承载力的一种有效方法之一, 但在具体工程应用中, 应采用多种不同方法进行对比分析, 并积累各地区的地区经验。

除对地基承载力的确定的分析外, 本次修订原拟研究各地 E_m 的统计规律, 并通过计算来验证估算沉降的适用性。但目前所搜集的资料中, 具体的建筑荷载、基础尺寸和埋深不甚清楚, 更缺少必要的沉降观测数据, 同时各地勘察资料中的常规压缩模量的试验方法也不统一, 无法进行有效的归类的统计分析, 故放弃了采用旁压试验结果直接或间接估算天然地基沉降的方法的研究。

8.2.9 当地、地基整体稳定, 高层建筑建于完整、较完整的中等风化—微风化岩体上时, 可不进行地基变形验算, 但岩溶、断裂发育等地区应仔细论证。

岩土层的渗透性关系到如何计算土层重力密度（即是否按浮重力密度考虑），将直接影响基底附加压力值的确定和计算出的地基沉降量，对此应注意分析总结。

8.2.10 关于按变形模量 E_0 计算地基沉降，是沿用了原规程 JGJ 72—90 的规定，本次修订作了一些修改后列入附录 B，现对有关问题作如下说明：

1 式 (B.0.1) 是由前苏联 K.E 叶戈洛夫提出（见 П.Г 库兹明《土力学讲义》高等教育出版社，1959），该式的沉降应力系数是按刚性基础下，考虑了三个应力分量 (σ_x 、 σ_y 和 σ_z) 而得出，因而土的侧胀受一定条件的限制。高层建筑的箱形或筏形大基础，在与高层建筑共同作用下刚度很大，因而用该式计算沉降是合适的。由于是按刚性基础计算而得，计算所得地基沉降是平均沉降。对于一些不能准确取得压缩模量 E_s 值的岩土，如碎石土、砂土、粉土、含碎石、砾石的花岗岩残积土、全风化岩、强风化岩等，均可按本式进行计算。根据大量工程对比，计算结果与实测沉降比较接近，作为对国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的补充列入本规程。

2 按式 (B.0.1) 计算时，采用基底平均压力 p ，而不是用附加压力 p_0 ，这是考虑高层建筑的筏形、箱形基础埋置深，往往处于补偿或超补偿状态，即 p_0 很小，甚至 $p_0 < 0$ ，出现负值，但在平均压力 p 作用下并非不发生沉降。且往往会超过回弹再压缩量，且按 p 值计算结果与实测沉降接近。

3 关于地基变形模量 E_0 值，各地区对各类土都进行过大量载荷试验，或用标准贯入试验击数 N 与 E_0 值（广东省标准、深圳市标准《地基基础设计规范》）、或圆锥动力触探击数 $N_{63.5}$ 与 E_0 建立了经验关系（辽宁省标准《建筑地基基础设计规范》），且国内许多岩土工程勘察单位均可按设计要求提供 E_0 值。本次修订时取消了原规程 JGJ 72—90 中对于一般黏性土、软土、饱和黄土，用反算综合变形模量计算沉降的公式，这主要考虑到这一关系式的代表性有限。原规程 JGJ 72—90 中，对于一般黏性土、

软土、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 $s = \frac{ph\eta}{\bar{E}_0} \sum_{i=1}^n (\delta_i - \delta_{i-1})$ 计算沉降，式中 $\bar{E}_0 = \alpha \bar{E}_s$ ， \bar{E}_s 为当量模量， α 系通过 25 栋高层建筑实测沉降分析统计而得， $\alpha = 0.3855\bar{E}_s - 0.1503$ ，相关系数 $\gamma = 0.965$ ， $n = 25$ 。各地区可按此方法建立本地区的经验关系式，或建立本地区的沉降经验系数 Ψ_s 。

4 关于沉降计算深度 $Z_n = (Z_m + \zeta b) \beta$ ，是根据建研院已故何颐华先生《大基础地基压缩层深度计算方法的研究》一文而提出，该式的特点是考虑了土性不同对压缩层的影响，其计算的 Z_n 值与实测压缩层深度作过对比，并作过修正。按表 B.0.2-2 确定 β 值时，若地基土为多层土组成时，首先按 $Z_n = (Z_m + \xi b)$ 确定其沉降计算深度，再按此深度范围内各土层厚度加权平均值确定 β 值。

本次修订时，增列了 $Z_n = b(2.5 - 0.4\ln b)$ ，该式是国标《建筑地基基础设计规范》GB 50007 以实测压缩层深度 Z_n 与基础宽度 b 的比值与 b 的关系分析统计而得，由于均是按实测压缩层深度分析后得到的，应该比较符合实际，故予列入，但经对比，后者较前者为深，在实际工程中需要考虑更为安全，可按后者计算。

8.2.11 通过标准固结试验指标、考虑土的应力历史计算土层的固结沉降是饱和土地区和国际上习惯的主要方法之一，为促进取样技术水平和土样质量的提高，满足国外设计企业越来越多地进入中国建设市场的需要，有必要继续采用该评价方法。

由于在瞬时（剪切变形）变形和次固结变形的评价方面，尚无统一的普遍适合各地区的方法，故本规程仅限于以主固结为主的地基条件。

关于正常固结的确定，不同学者的观点和考虑不尽相同（ $OCR = 1 \sim 2$ ）。综合考虑后按 OCR 略高于理论值（1.0）确定，并结合地区经验进行修正和判断，但在工程实践中，首要的影响

因素是取样的质量（包括取样、包装、防护和运输条件）。

8.2.12 根据本次修订前征求的意见，原规程 JGJ 72—90 中 6.2.7 条建议的方法在实施时有困难（经验系数的确定）。实际工程中对倾斜的预测与很多因素有关，如地层分布、建筑荷载分布（包括大小和平面分布）及基础结构刚度、施工顺序等。由于近年计算机性能的快速提高和相关商业化软件的增多，可以在勘察阶段的沉降计算分析中考虑地层条件与建筑荷载条件，以较快捷地计算不同地层条件与荷载分布情况下基底不同位置的沉降。按照统计实测资料，结构刚度不同的基础整体挠度约在万分之一至万分之四，对沉降值影响较大，但对建筑整体倾斜的影响与地层及荷载的分布相比较小，故根据角点地基沉降计算建筑物整体倾斜可以作为一种判断的方法。重要的是要采用合理划分的地层及相关参数，在计算中考虑建筑荷载的分布（包括相邻建筑影响）。对建筑物整体倾斜的计算结果，应在地区实测资料进行对比的基础上进行判断。

8.3 桩基评价

8.3.1 主要提出桩基工程分析评价及计算所需的基本条件以及主要工作思路，特别指出土体的不均匀性、软土的时间效应和不同施工工况造成土性参数的不确定性的特点，强调搜集类似工程经验的重要性。

8.3.2 本条是对桩基分析评价的主要内容提出了要求。其中第 1~4 款均为基本内容，一般勘察报告均应包括。

8.3.3 当工程需要且具备条件时，提倡按岩土工程要求进行桩基分析、评价和计算。分析评价中应结合场地的工程地质、工程性质以及周围环境等条件，做到重点突出、针对性强、评价结论有充分依据、确切合理、提供建议切实可行。

8.3.4~8.3.5 基本内容与原规程 JGJ 72—90 中第 6.3.1~6.3.2 条相同，仅修改了部分提法。

8.3.6 关于判断沉桩可能性，是桩基分析中常遇到的问题，如

何分析评价，是一个复杂的问题，有岩土组成的力学特性、桩身强度、沉桩设备等诸多因素，一般宜在工程桩施工前进行沉桩试验，测定贯入阻力（指压入桩），总锤击数、最后一米锤击数及贯入度（指打入桩）或在沉桩过程中进行高应变动力法试验（指打入桩），测定打桩过程中桩身压应力和拉应力等，以评定沉桩可能性、桩进入持力层后单桩承载力的变化以及其他施工参数。

近年来沉桩工艺有所改变，大能量 D80、D100 柴油锤在工程中使用较多，常用的柴油锤性能及使用桩型等可参考表 18。

表 18 锤重选择参数表

锤 重		柴油锤 (kN)							
		25	35	45	60	72	D80	D100	
锤的 动力 性能	冲击部分重 (kN)	25	35	45	60	72	80	100	
	总重 (kN)	65	72	96	150	180	170	200	
	冲击力 (kN)	2000 ~ 2500	2500 ~ 4000	4000 ~ 5000	5000 ~ 7000	7000 ~ 10000	> 10000	> 12000	
	常用冲程 (m)	1.8 ~ 2.3					2.1 ~ 3.1		
适用 的桩 规格	预制桩、预应力管桩 的边长或直径 (mm)	350 ~ 400	400 ~ 450	450 ~ 500	500 ~ 600	≥ 600	≥ 600	≥ 600	
	钢管桩直径 (mm)	400		600	≥ 600	≥ 600	≥ 600	≥ 600	
持 力 层	黏 性 土	一般进入深度 (m)	1.5 ~ 2.5	2 ~ 3	2.5 ~ 3.5	3 ~ 4	3 ~ 5		
		静力触探比贯入阻力 p_s 平均值 (MPa)	4	5	> 5	> 5	> 5		
	砂 土	一般进入深度 (m)	0.5 ~ 1.5	1 ~ 2	1.5 ~ 2.5	2 ~ 3	2.5 ~ 3.5	4 ~ 8	8 ~ 12
		标准贯入击数 $N_{63.5}$ 值 (击)	20 ~ 30	30 ~ 40	40 ~ 45	45 ~ 50	> 50	> 50	> 50
锤的常用控制贯入度 (cm/10 击)		2 ~ 3		3 ~ 5	4 ~ 8		5 ~ 10	7 ~ 12	
单桩极限承载力 (kN)		800 ~ 1600	2500 ~ 4000	3000 ~ 5000	5000 ~ 7000	7000 ~ 10000	> 10000	> 10000	

除常规的采用打入式外，在一些大城市采用静力压桩工艺沉桩，其优点避免了锤击沉桩的噪声、振动，同时由于目前压桩机械的改进和压桩能力提高，在上海等一些地区已有 900t 的全液压静力压桩机，部分液压静力压桩机的主要参数可参考表 19。

表 19 液压静力压桩机的主要技术参数

参数		型号	单位	YZY-100	YZY-150	YZY-200	YZY-300	YZY-400	YZY-450	YZY-500	YZY-600	JNB-800	JNB-900
项目													
大身	横向行程 (一次)		m	2.4	2.4	2.5	3	3	3	3	3	3	3
	纵向行程 (一次)		m	0.6	0.6	0.6	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6
	最大回转角		°	20	20	20	18	18	18	18	18	20	20
纵横行走速度	前行		m/min	3	3	3	2	2	2	1.8	1.8	1.8	2
	回程		m/min	6	6	6	4.2	4.2	4.2	4	4	4	4.2
最大压入力 (名义)			kN	1000	1500	2000	3000	4000	4500	5000	6000	8000	9000
最大锁紧力			kN	—	—	—	7600	9000	10000	10000	10000	10000	10000
压桩截面	最大		m ²	0.3 × 0.3	0.35 × 0.35	0.4 × 0.4	0.45 × 0.45	0.5 × 0.5	0.5 × 0.5	0.55 × 0.55	0.55 × 0.55	0.60 × 0.60	0.60 × 0.60
	最小		m ²	0.2 × 0.2	0.25 × 0.25	0.3 × 0.3	0.4 × 0.4	0.4 × 0.4	0.4 × 0.4	0.40 × 0.40	0.40 × 0.40	0.45 × 0.45	0.45 × 0.45
油泵	系统压力		MPa	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5
	最大流量		l/min	100	100	143	143	143	143	154	167	175	175
电机总功率			kW	55	55	77	85	85	85	92	100	110	110
接地比压	大船		t/m ²	7.6	9.5	9.5	9.2	12.3	13.8	13.8	14.2	15.8	15
	小船		t/m ²	10.8	11.6	11.6	9.8	13.1	14.7	15.7	17.5	16.6	16
整机	外形尺寸 长 × 宽 × 高		m	6 × 7.6 × 12	7.15 × 7.6 × 12	8 × 8 × 3	10.6 × 9 × 8.6	10.6 × 9 × 9	10.6 × 9 × 9	11 × 9 × 9.1	11.1 × 10 × 9.1	11.1 × 10 × 10	11.1 × 10 × 10
	自重		t	60	80	100	150	180	190	200	200	230	250
	配重		t	40	70	100	180	250	290	340	430	570	650
大身	外形尺寸 长 × 宽 × 高		m	7 × 2.2 × 1.7	7 × 2.2 × 2	7 × 2.2 × 2	10 × 3.5 × 0.9	10 × 3.5 × 1	10 × 3.5 × 1	10 × 3.5 × 1	10 × 3.5 × 2.3	10 × 3.5 × 2.3	10 × 3.5 × 2.3
	装运重量 (包括牛腿)		t	18	22	25	45	50	55	55	60	58	60

8.3.7~8.3.8 这两条主要考虑高层建筑在城市施工中沉 (成) 桩对周围环境的影响以及相应的防治措施，也是目前城市环境岩土工程中所需要分析评价和治理的问题。需要指出的是，由于人工挖孔桩存在受地质条件限制、工人劳动强度大、危险性高、大

量抽水容易造成周边建筑损害等缺陷，在过去采用挖孔桩最多的广东省，已于 2003 年 5 月正式下文限制使用人工挖孔桩。

8.3.9 单桩承载力应通过现场静载荷试验确定。采用可靠的原位测试参数进行单桩承载力估算，其估算精度较高，并参照地质条件类似的试桩资料综合确定，能满足一般工程设计需要；在确保桩身不破坏的条件下，试桩加载尽可能至基桩极限承载力状态。

基桩在荷载作用下，由于桩长和进入持力层的深度不同，其桩侧阻力和桩端阻力的发挥程度是不同的，因而桩侧阻力特征值和桩端阻力特征值，并非定值，或者说是一个虚拟的值。且单桩承载力特征值，无论是从理论上或从工程实践上，均是以载荷试验的极限承载力为基础，因此，本规程只规定了估算单桩极限承载力的公式，并规定按极限承载力除以总安全系数 K 的常规方法来估算单桩竖向承载力特征值 (R_a)，即式 (8.3.9)，按本规程所提出公式估算 R_a 时，其 K 值均可取 2。

8.3.10 采用静探方法确定单桩极限承载力，被勘察人员和设计人员广泛使用，其估算值与实测值较为接近，故本次未作大的修改，保留引用原规程 JGJ 72—90 第 6.3.5 条的规定。

8.3.11 由于预制桩基的持力层通常都是硬质黏性土、粉土、砂土、碎石土、全风化岩和强风化岩，这些岩土，除黏性土外均很难取得不扰动土样，通过室内试验求得其压缩性、密实性等工程特性指标，而标准贯入试验是国际上通用的测试手段，在国内已有相当丰富的经验，故本规程提出用标准贯入试验锤击数与打入、压入预制桩各类岩土的极限侧阻力和极限端阻力建立关系，避免了取土扰动和不能取得不扰动试样的影响。由于标准贯入试验锤击数的修正方法随地区和土性各异，很难找到比较符合实际的修正系数，故本规程建表采用实测锤击数，现行国标《岩土工程勘察规范》GB 50021 亦规定不修正。

国内外早有人提出了用标准贯入试验锤击数计算单桩极限承载力的公式，如 Meyerhof (1976) 提出的公式见《加拿大岩土工

程手册》和我国贾庆山提出的公式。但这些公式经核算侧阻力计算结果明显偏小，端阻力未考虑随深度增加的影响，本规程未予采纳。

本规程中提出标准贯入试验锤击数 \bar{N} 与极限端阻力 q_p 的关系，主要是依据广东省标准《大直径锤击沉管混凝土灌注桩技术规范》DBJ/T 15-17 建立的表，这里的“大直径”系指桩管直径为 560~700mm 的桩，它实际上相当于《建筑桩基基础规范》JGJ 94 中的中等直径桩 $250\text{mm} < d < 800\text{mm}$ ，也是预制桩的通常范围。该表系采用修正后的标准贯入试验锤击数，本规程作了调整。该表是根据大量试桩资料和工程实例建立的，对有明显挤土效应的预制桩是适合的。

本规程提出的标准贯入试验锤击数 \bar{N} 与基桩极限侧阻力 q_{sis} 的关系表，其 \bar{N} 与黏性土状态关系是根据《工程地质手册》（第三版） N （手）与 I_L 的关系作了适当调整， \bar{N} 与砂土密实度关系是按国标《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的标准划分， \bar{N} 与粉土密实度的关系是根据广东省标准《建筑地基基础设计规范》DBJ 15-31 划分。黏性土的状态、砂土的密实度确定后再与原《建筑地基基础设计规范》GBJ 7 摩擦力标准值表对比，局部作了调整而提出，由于《建筑地基基础设计规范》GBJ 7 已沿用很长时间，基础是可靠的。通过 47 根打入式预应力管桩或预制桩的静载试验对比，获得总的极限侧阻力、极限端阻力和单桩竖向极限承载力的实测值/计算值比值的标准值分别为 0.983、1.111、1.042，总体而言实测值接近或略大于计算值，说明本规程所提出的两张表是可行的，且是偏于安全的。实测与计算详细比较情况见表 20 和图 12~图 14。

表 20 总极限侧阻力、极限端阻力、单桩极限承载力的实测/计算比较

统计项目	总极限侧阻力 实测/计算	极限端阻力 实测/计算	单桩极限承载力 实测/计算
统计件数	47	47	47
最小值	0.71	0.73	0.82

续表 20

统计项目	总极限侧阻力 实测/计算	极限端阻力 实测/计算	单桩极限承载力 实测/计算
最大值	1.46	1.78	1.42
平均值	1.03	1.17	1.08
标准差	0.18	0.23	0.159
变异系数	0.18	0.20	0.14
标准值	0.983	1.111	1.042

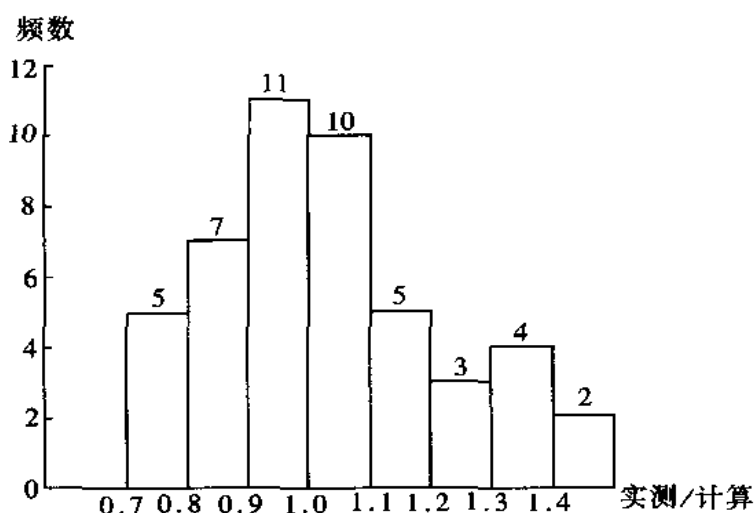


图 12 47 根桩单桩极限侧阻力实测与计算比值频数分布

从图 12 看出, 实测/计算比值 0.8 ~ 1.2 范围内 (即误差 $\pm 20\%$) 的桩数占 70.2%。

从图 13 看出, 实测/计算比值 0.8 ~ 1.2 范围内 (即误差 $\pm 20\%$) 的桩数占 60%。

从图 14 看出, 实测/计算比值 0.8 ~ 1.2 范围内 (即误差 $\pm 20\%$) 的桩数占 75%。

8.3.12 本条所称嵌岩灌注桩系指桩身下部嵌入中等风化、微风化岩石一定深度的挖孔、冲孔、钻孔形成的钢筋混凝土灌注桩。

1 从受力机理上看, 这种桩型的抗力应包括桩身在土层中

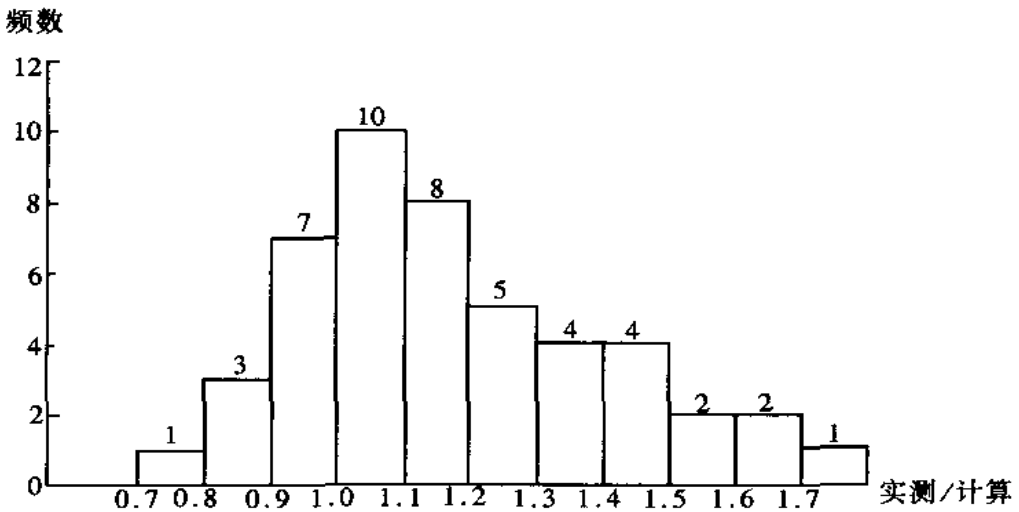


图 13 47 根桩单桩极限端阻力实测与计算比值频数分布图

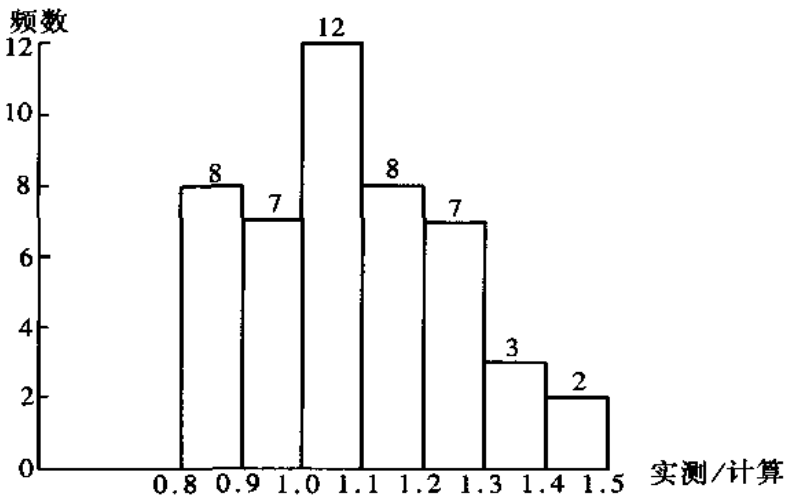


图 14 47 根桩单桩竖向极限承载力实测与计算比值频数分布图

的侧阻力、在岩石中的侧阻力和桩底的端阻力三部分，故采用了式 (8.3.12) 的表达式。

2 岩石的侧阻力、端阻力决定于岩石风化程度、坚硬程度和完整程度三个因素。现根据深圳地区实测的 559 件岩样的饱和单轴极限抗压强度 f_{rk} ，考查规程中表 8.3.12 所列三个因素是否合理、匹配。

表 21 各类岩石饱和单轴抗压强度分类

风化程度	完整程度	岩石名称	岩石饱和单轴抗压强度 f_{rk} (MPa)		
			件数	范围值	标准值
中等风化	破碎	碎裂花岗岩、钙质砂岩	13	9.4 ~ 28.3	14.95
	较破碎	粗粒花岗岩	129	12.6 ~ 34.0	19.10
微风化 未风化	较完整	粗粒花岗岩、花岗片麻岩、大理岩、砂砾岩、变质石英砂岩	328	19.9 ~ 71.6	40.87
	完整	粗粒花岗岩、大理岩	89	65.1 ~ 136.4	83.06

说明：1) 表中 559 件试样试验资料来源于广东省标准《建筑地基基础设计规范》DBJ 15—31 条文说明所列资料；
2) 标准值系按国标《岩土工程勘察规范》GB 50021 方法统计，即

$$\varphi_k = \gamma_s \varphi_m, \gamma_s = 1 \pm \left[\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right] \delta。$$

从表 21 可看出，除中等风化、完整程度破碎岩一栏 f_{rk} 的标准值由于岩性为硬质岩、试件偏少，使其标准值偏大外，其余中等风化、较破碎，微风化、未风化较完整、完整栏的标准值均大致相当于该栏 f_{rk} 的范围值的中值，说明规程中表 8.3.12 考虑三个因素的分类是合理的，也基本上是相互匹配的，当三者之间出现矛盾时，宜按低档取值。

3 关于岩石极限端阻力 q_{pr} ，主要是根据各地区的试验值和地区经验值规定的，其主要依据如下：

1)《深圳地区建筑地基基础设计试行规程》SJK 1, 规定如表 22:

表 22 基岩极限端阻力 q_{pr} (kPa)

基岩名称 q_{pr} 风化程度	花岗岩	花岗片麻岩	硅化凝灰岩	硅化千枚岩
中等风化	10000 ~ 12000	10000 ~ 12000	9000 ~ 10000	9000 ~ 11000
微风化	16000 ~ 20000	16000 ~ 20000	15000 ~ 18000	15000 ~ 17000

说明：表中极限端阻力 q_{pr} 系按原规范所列端阻力标准值乘安全系数 2 后获得。

该规范已在深圳地区施行 14 年，其规定的值基本上是合适的。从上表可看出中等风化的硬质岩，其 q_{pr} 范围值为 9000 ~ 12000kPa，微风化硬质岩 q_{pr} 范围值为 15000 ~ 20000kPa。其值与规程中表 8.3.12 规定的范围值是基本一致的，本规程表 8.3.12 中等风化 q_{pr} 范围值 3000 ~ 18000kPa，微风化、未风化 18000 ~ 50000kPa 大体相当，但因本规程包括了软质岩，故范围值加宽，另表最后一栏中还包括了“未风化”，所以大值有所提高。

2) 广东省标准《建筑地基基础设计规范》DBJ 15—31 有关桩端进入中等风化、微风化岩层的嵌岩桩，其单桩竖向承载力特征值系按下列公式计算：

$$R_a = R_{sa} + R_{ra} + R_{pa} = u \sum q_{sia} l_i + u_p C_2 f_{rs} h_r + C_1 f_{rp} A_p \quad (18)$$

式中 f_{rs} 、 f_{rp} ——分别为桩侧岩层和桩端岩层的岩样天然湿度单轴抗压强度；

C_1 、 C_2 ——系数，根据持力层基岩完整程度及沉渣厚度等因素确定， C_1 取 0.3 ~ 0.5， C_2 取 0.04 ~ 0.06，对于钻、冲孔桩乘以 0.8 折减。

现对 C_1 、 C_2 取其中值，即 C_1 取 0.4、 C_2 取 0.05 并乘以 0.8 和 2 换算为极限值与本规程对比如表 23：

表 23 广东省标准与本规程的极限侧阻力、端阻力对比

岩石单轴极限抗压强度 f_k (MPa)	极限端阻力 (kPa)		极限侧阻力 (kPa)	
	广东省标准	本规程	广东省标准	本规程
5 ~ 15	3200 ~ 9600	3000 ~ 9000	400 ~ 1200	300 ~ 800
15 ~ 30	9600 ~ 19200	9000 ~ 18000	1200 ~ 2400	800 ~ 1200
30 ~ 60	19200 ~ 38400	18000 ~ 36000	2400 ~ 4800	1200 ~ 2000
60 ~ 90	38400 ~ 57600	36000 ~ 50000	4800 ~ 7200	2000 ~ 2800

从上述对比可看出，本规程所规定的极限端阻力均略小于广东省标准。

3) 彭柏兴、王文忠“利用原位试验确定红层嵌岩桩的端阻力”一文介绍长沙红层为第三系泥质粉砂岩，属陆相红色碎屑岩沉积，中等风化、天然状态 f_{rk} 为 1.91 ~ 5.80MPa，饱和状态 f_{rk} 为 0.5 ~ 6.5MPa，软化系数 0.04 ~ 0.57，其端阻力特征值推荐为 3500 ~ 4500kPa，极限端阻力则为 7000 ~ 9000kPa；微风化、天然状态 f_{rk} 为 5.6 ~ 12.2MPa，饱和状态 f_{rk} 为 2.1 ~ 7.7MPa，软化系数 0.09 ~ 0.49，其端阻力特征值推荐为 5000 ~ 7000kPa，极限端阻力则为 10000 ~ 14000kPa，推荐值是根据深井载荷试验和高压旁压试验获得。上述值较本规程规定值为高。

4) 查松亭、毛由田“软质岩嵌岩桩的应用”一文介绍，合肥地区的侏罗系、白垩系中风化—微风化岩石，经过十几组大直径嵌岩灌注桩的静载荷试验，求得并推荐其桩端极限端阻力 q_{pr} 列于表 24：

表 24 合肥地区软质岩 q_{pr} 值 (kPa)

q_{pr} (kPa) 岩性及 f_{rk} (MPa)	h_r (m)			
	0.5 ~ 1.0	1.0 ~ 1.5	1.5 ~ 2.0	2.0 ~ 3.0
侏罗系石英细砂岩 $f_{rk} = 7 \sim 15$	10000 ~ 12000	12000 ~ 15000	15000 ~ 18000	18000 ~ 20000
白垩系下统细砂岩 $f_{rk} = 3 \sim 7$	5000 ~ 5500	5500 ~ 6000	6000 ~ 6500	6500 ~ 7000
白垩系上统泥质砂岩及泥岩 $f_{rk} = 1 \sim 2$	4500 ~ 5000	5000 ~ 5500	5500 ~ 6000	6000 ~ 6500

上表中各栏相当于本规程表 8.3.12 第一栏，其嵌岩深度 h_r 为 1.0m 以内时，其范围值为 10000 ~ 12000kPa，较本规程规定的范围值 3000 ~ 9000kPa 为高。

5) 林本海、刘玉树“具有软弱下卧层时桩基的设计方法”一文介绍广州地区白垩系东湖组中风化泥质粉砂岩、砂岩 f_{rk} 为 4.6 ~ 5.8MPa，平均值为 5.26MPa，采用其端阻力特征值为 3000kPa，极限端阻力则为 6000kPa；白垩系东湖组微风化泥质粉

砂岩, f_{rk} 为 11.6 ~ 22.5MPa, 其平均值为 15.65MPa, 采用其端阻力特征值为 5000kPa, 极限端阻力则为 10000kPa。其推荐值在本规程表 8.3.12 中第一、二栏范围之内。

4 关于嵌岩桩极限侧阻力, 其主要依据如下:

1) 吴斌、吴恒立、杨祖敦在“虎门大桥嵌岩压桩试验的分析和建议”一文中介绍, 根据两根埋设有测试元件的专门试验, 采用综合刚度法分析结果, 对白垩系强风化泥质粉砂岩中钻孔灌注混凝土嵌岩压桩, 可采用允许极限侧阻力为 280kPa。由此本规程规定中等风化岩最低的极限侧阻力特征值为 300kPa, 与该栏极限抗压强度的最低值 5000kPa 的比值为 0.060。

2) 从表 23 可看出, 本规程表 8.3.12 所规定的极限侧阻力较广东省规范和公路规范所建议的值为低, 尤其是对硬质岩低得更多, 偏于安全。

3) 本规程所规定的受压极限侧阻力与国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330 所规定的岩石与锚固体黏结强度特征值 f_{rb} 乘安全系数 2, 变为极限黏结强度, 即 $2f_{rb}$ 后, 对比如表 25:

表 25 q_{sir} 与 $2f_{rb}$ 对比表

岩石类别	f_{rk} (MPa)	本规程 q_{sir} (kPa)	《边坡规范》 $2f_{rb}$ (kPa)
软岩	5 ~ 15	300 ~ 800	360 ~ 760
较软岩	15 ~ 30	800 ~ 1200	760 ~ 1100
较硬岩	30 ~ 60	1200 ~ 2000	1100 ~ 1800
坚硬岩	60 ~ 90	2000 ~ 2800	1800 ~ 2600

从表 25 对比可看出, 本规程极限侧阻力 q_{sir} , 除个别值外均较《建筑边坡工程技术规范》的 $2f_{rb}$ 值略高。 q_{sir} 是受压桩周围岩石与 C25 ~ C30 混凝土之间的侧阻力 (亦可看成是黏结力), 而 $2f_{rb}$ 是受拉时周围岩石与 M30 砂浆强度的锚固体之间的极限黏结强度, 显然前者高于后者是合理的。

5 本规程所规定的极限侧阻力、极限端阻力，再与行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 对比如下：

该规范计算单桩嵌岩桩极限承载力标准值的公式（其中将桩周土总侧阻力省略）为：

$$Q_{uk} = Q_{rk} + Q_{pk} = \zeta_s f_{rk} \pi d h_r + \zeta_p f_{rk} \pi d^2 / 4$$

$$= f_{rk} \pi d^2 (\zeta_s h_r / d + \zeta_p / 4) = f_{rk} \pi d^2 \eta \quad (19)$$

表 26 《建筑桩基技术规范》JGJ 94 η 系数表

h_r/d	0	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	≥ 5.0
$\eta = \zeta_s h_r/d + \zeta_p/4$	0.125	0.1375	0.155	0.215	0.245	0.273	0.250

上述括弧中的系数随 h_r/d 的增大而增大，但在 $h_r/d \geq 5.0$ 时则减小似不合理，故下述对比中将其略去。现假定桩径为 $d = 2.0m$ ，将按本规程与按《建筑桩基技术规范》JGJ 94 计算的 Q_{uk} 值对比如表 27：

表 27 当 $d = 2.0m$ 时《建筑桩基技术规范》JGJ 94 与本规程计算的 Q_u 对比

Q_{uk} 规范 (kN)	桩规	本规程	桩规	本规程	桩规	本规程
	h_r/d	h_r	h_r/d	h_r	h_r/d	h_r
f_{rk} (MPa)	0	0	0.5	1.0	1	2.0
5	7856	9425	8642	9725	9742	10025
15	23562	28274	25926	29094	29225	29874
30	47813	56549	51851	57749	58451	58949
60	94275	113097	103703	115097	116901	117097
90	141413	157080	155554	159880	175352	162080
Q_{uk} 规范 (kN)	桩规	本规程	桩规	本规程	桩规	本规程
	h_r/d	h_r	h_r/d	h_r	h_r/d	h_r
f_{rk} (MPa)	2	4.0	3	6.0	4	8.0
5	13513	10625	15398	11225	17158	11825
15	40538	31474	46195	33074	51474	34674
30	81077	61349	92390	63749	102948	66149
60	162153	121097	184779	125097	205897	129097
90	243230	168280	277169	*173880	308845	179480

从表 27 对比可看出, 当 $h_r/d \leq 1$ 时, 两本规范计算的单桩极限承载力 Q_u 是接近的, 最大相差 17%, 当 $h_r/d = 1$ 时, 两者最为接近, 仅相差 3%。随着 h_r/d 的比值增大相差愈多, 最大时《建筑桩基技术规范》JGJ 94 将比本规程大 42%, 这主要是《建筑桩基技术规范》JGJ 94 中, 由于 h_r 愈大, 其侧阻力对单桩极限承载力贡献偏大, 而本规程由于掌握实测资料不多, 极限侧阻力取值较小偏于安全所致。考虑在实际工程设计中, 很少用 $h_r/d > 2$, 即若设计 $d = 2\text{m}$, 桩要进入持力层 $> 4.0\text{m}$ 的情况, 尤其是微风化、未风化岩更无必要。因而本规程所规定的值是合适的。

总的来讲, 本规程所提出的式 (8.3.12) 和表 8.3.12, 作为在勘察期间估算单桩竖向极限承载力是合适、且偏于安全的。由于我国地域宽广、岩石性状变化大, 表 8.3.12 所提供的范围值较大亦是合理的, 供岩土工程勘察人员, 根据地区经验选择安全、合理的值留有空间。

8.3.13 旁压试验方法既能获得土的强度特性, 还可测得土的变形特性, 其结果常常能直接用来预测地基土强度、变形特性, 且适用性较广, 采用旁压试验估算单桩垂直极限承载力在国外应用已相当普遍, 法国 1985 年 (SETRA-LCPC1985) 规程中的建议方法较为适用, 经适当修改, 可估算桩极限侧阻力和桩极限端阻力标准值。

本次收集了上海地区近三十项资料, 通过旁压试验方法与静探方法得到的单桩极限承载力估算值 (样本数 342 组) 并与部分单桩静载荷试验实测值 (样本数 79 组) 比较, 结果详见图 15 ~ 图 17。

由图表明: 旁压试验成果估算单桩极限承载力与静力触探试验方法相比, 其估算精度相当, 与试桩结果相比, 其相对误差一般小于 15%, 接近试桩的实测值。

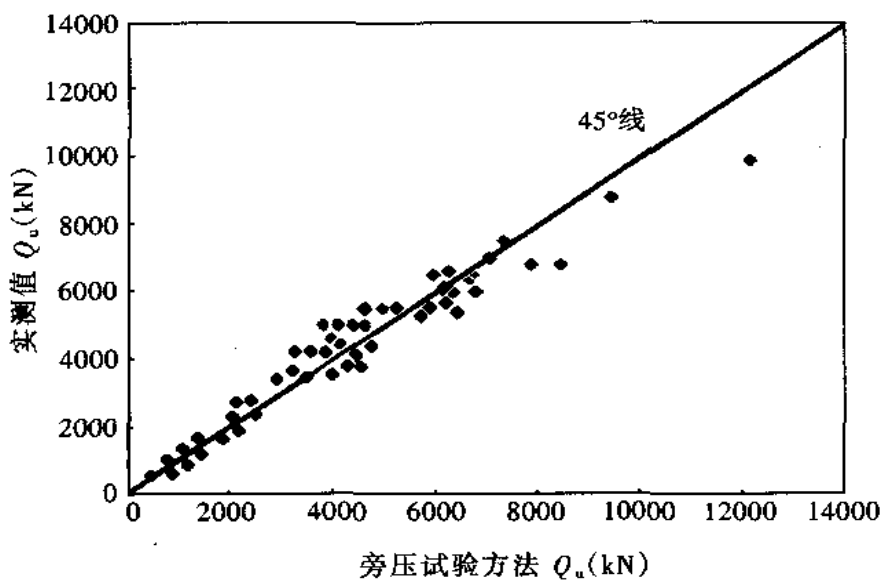


图 15 实测值与旁压试验方法比较 (样本数 79 组)

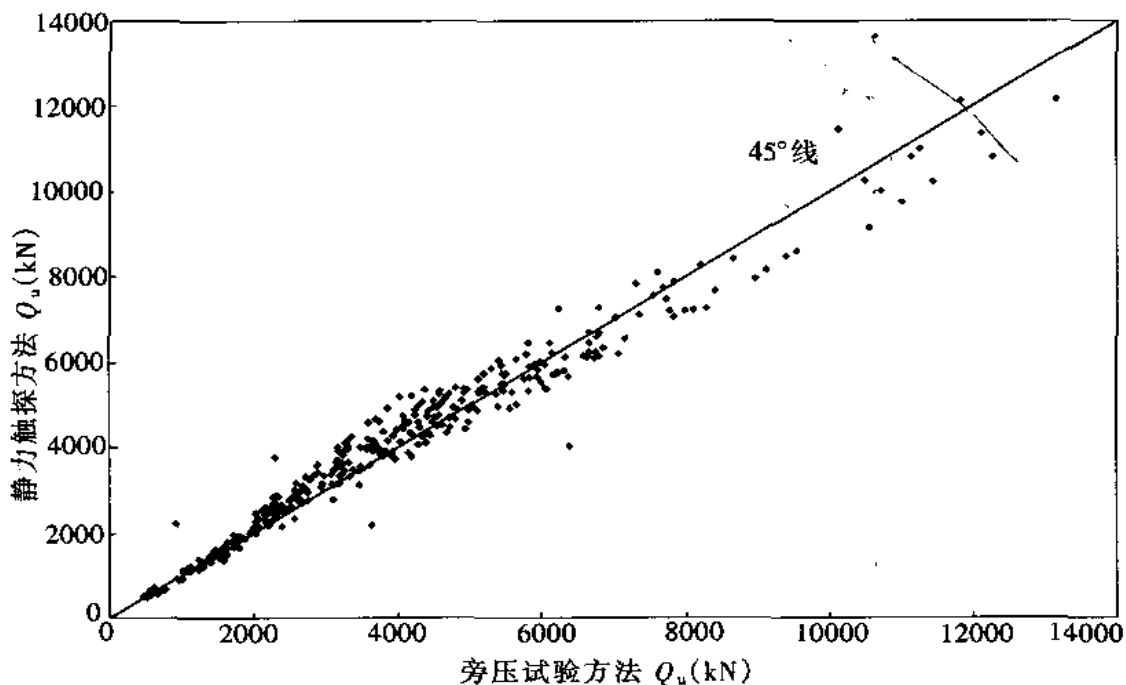


图 16 静力触探方法与旁压试验方法计算结果比较 (样本数 342 组)

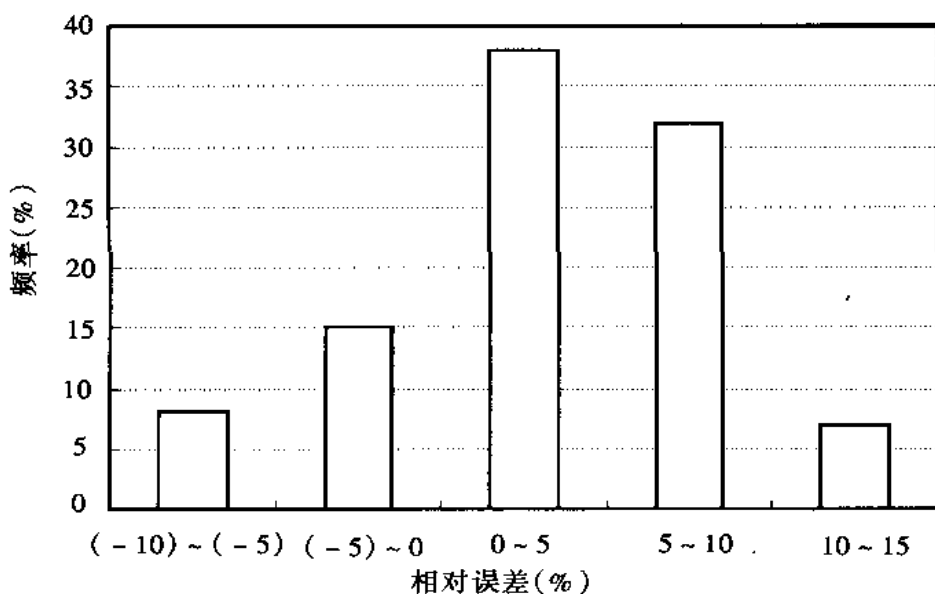


图 17 采用旁压试验方法估算单桩极限承载力的相对误差频图
(以上摘自上海岩土工程勘察设计研究院负责市建设技术发展基金会科研项目《上海地区密集群桩沉降计算与承载力课题研究报告》)

8.4 复合地基评价

8.4.1 国内复合地基方案已用于 35 层建筑的地基处理，但对复合地基仍存在研究不够、理论滞后的问题（工作机理、沉降分析、抗震性能等）。个别工程存在以下现象：竣工后沉降量较大，不均匀沉降，抗震性能研究甚少，桩身混凝土难以保证达到较高的设计标号等等，因此复合地基方案仍有待于不断总结工程经验和提高理论分析水平，目前将复合地基适用的建筑等级做出限制是必要的。

对勘察等级为甲级的高层建筑拟采用复合地基方案时，需极其谨慎，进行专门的研究与论证。

复合地基的勘察、试验、设计、施工等各方应紧密配合，宜按以下程序进行：

1 根据高层建筑上部结构对复合地基承载力、变形的要求，以及建筑场地工程地质和水文地质条件，设计应首先明确加固目

的、加固深度和范围；

2 根据场地工程地质和水文地质条件、环境条件、机具设备条件和地区经验，选择合适的增强体（桩体）、增强体直径、间距及持力层等，做出复合地基方案设计；

3 宜选择代表性地段进行设计参数检测——复合地基载荷试验，以确定复合地基承载力特征值和变形模量等有关参数；在无经验地区尚宜进行不同增强体、不同间距的试验；

4 根据设计参数检测结果优化、修改设计方案后，再进行施工；

5 施工中应按设计要求或指定的规范进行监测、检验工作，并根据反馈信息对原设计进行补充或修改；

6 施工完成后应按设计要求或指定的规范进行验收检测工作。

8.4.2 本条文列出勘察阶段复合地基评价应包括的内容。随着勘察工作逐步向岩土工程的深入，发挥岩土工程师的专业特长，对地基基础进行深入分析计算，是勘察工作的发展方向，提高勘察工作的技术含量十分重要。

1 在对诸多加固方案（包括不同桩型、桩距、桩径、桩长、置换率）的初步对比筛选后，应对所建议的方案进行计算分析，在达到设计要求的基础上对复合地基方案提出建议。

2 第3款建议适宜的加固深度，是指确定增强体的桩顶及桩底高程，包括有效桩长以及保护桩长部分。

8.4.3 本条文规定了选择复合地基类型的一般原则，此外，尚应根据不同地区的地质条件、地区经验等情况选择适宜的增强体类型。

1 软土地层对散体材料增强体的侧限约束力很弱，桩体在上部高层建筑大荷载作用下将产生侧向挤出，达不到将荷载传递到深部地层的作用即达不到提高地基承载能力的目的，同时满足不了建筑对沉降变形的要求，在深厚软土地区，尤其建筑荷载较大时，不宜采用柔性散体材料增强体加固地基。

2 针对高层建筑荷载大、沉降要求严格的特点,采用刚性桩加固的复合地基,其承载能力高、变形小、设计施工质量可控性强、竣工检验方法成熟并有成功经验,故宜优先考虑采用此方法进行加固。

3 本款是考虑宜优先采用经验比较成熟的加固方法。针对高层建筑荷载大的特点,在处理湿陷性地基时,灰土桩挤密法较土桩挤密法更能满足高层建筑对地基的承载力要求,宜优先选用。

8.4.4 刚性桩(CFG桩、素混凝土桩)复合地基是高层建筑最常用的复合地基类型,其单桩竖向承载力特征值 R_a ,首先应通过单桩载荷试验竖向极限承载力除以安全系数2的方法来确定,无条件时其复合地基承载力特征值可按现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79式(9.2.5)和(9.2.6)估算。

式(9.2.5)中 f_{sk} 宜按下列方法取值:

1 当采用非挤土成桩工艺时, f_{sk} 可取天然地基承载力特征值 f_{ak} ;

2 当采用挤土成桩工艺时,对可挤密的一般黏性土, f_{sk} 可取1.1~1.2倍天然地基承载力特征值, I_p 小、 e 大时取高值;对挤密效果好的土,由于承载力提高幅度较大,宜由现场试验确定 f_{sk} ;

3 对不可挤密土,若施工速度慢, $f_{sk} = f_{ak}$,若施工速度快宜由现场试验确定 f_{sk} ;

4 对饱和软土应考虑施工荷载增长和土体强度恢复的快慢来确定 f_{sk} 。

式(9.2.6)中 q_{sr} 、 q_p 当缺少经验时,可参照现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007或本规程中桩基的规定执行,按本规程算得的单桩极限承载力尚应除以安全系数 $K = 2$ 。

8.4.6 复合地基变形计算过程中,对复合土层,压缩模量很高时,可能满足式 $\Delta s'_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s'_i$ 的要求,若到此结束计算,就

漏掉了桩端以下土层的变形量，尤其是存在软弱下卧层时，因此，计算深度必须大于复合土层的厚度。

8.4.7 复合地基竣工后，应对复合地基、桩间土、竖向增强体进行检验：

1 第3款对重大工程和地基条件复杂或成桩质量可靠性较低的复合地基，可视情况采用钻取桩芯法或开挖观测法检验成桩质量，检测数量根据具体情况由设计确定。

2 第5款复合地基在竣工后应分别对桩间土和增强体以及复合地基进行监测、检验工作。本款提出监测检验试验宜选择在不同的地质单元内进行，如：不同地形地貌单元内、不同年代、成因的地层范围内、古河道，暗沟暗浜等地层显著不均匀处；此外，监测、检验宜选择在建筑荷载显著差异处，建筑体形显著变化处等地基最不利位置和工程关键部位。

8.5 高低层建筑差异沉降评价

8.5.1 由于现代高层建筑的多样化设计，不均匀的地基变形并非只是地基本身不均匀造成的，如不均匀软土地基上不规则平面的建筑物（偏心）、大底盘上高低错落多栋建筑物造成的基底荷载差异等，都是岩土工程师要综合考虑的因素。针对近年常见的差异沉降问题，本条概括为四种需要注意加强沉降分析的工况，其中也包括单体建筑物，因为现代建筑常在底层和地下室有大开间的设计需要并多采用刚度相对较小的筏形基础，框筒、框剪结构建筑物的电梯井或角柱、组合柱部位的集中荷载会明显高于基底平均荷载。

8.5.2 我国很多地区或城市的勘察单位积累了丰富的资料，岩土工程勘察应充分利用这一资源，在事前做好策划，提高勘察设计的针对性，减少盲目性，预防潜在事故和损失。

8.5.3 由于在勘察阶段通常还不可能具备基础设计荷载的分布和结构刚度资料，故勘察阶段的差异沉降预测一般限于不同楼座之间的平均沉降差。估算建筑物重心、边角点的地基沉降量及结

构到顶后的剩余沉降量，有助于判断不同楼座之间差异沉降的影响。

8.5.4 在近年工程实践中，由于基础设计分析与勘察之间会发生脱节现象（并不是由勘察单位承担基础设计分析），存在着勘察成果资料与数据不能有效满足基础工程设计分析的情况。因此，要求勘察单位必须做好前期策划，以确保能够在勘察阶段获取设计分析地质模型所需的特定参数和资料。在工程中，切忌将设计分析决策建立在不可靠的基础上，故一旦所提供的勘察成果在完整性和可靠性方面确实不能有效满足基础设计分析需要，应由勘察单位进行必要的补充勘测，提供正确、完整的数据资料输入。

8.5.5 基底附加压力越小、基坑深度越大，则地基回弹再压缩变形占地基沉降的比例越大，从而使以往规范建议的很多沉降计算方法不再适用。根据上海、北京的观测资料，建筑基坑开挖后的最大回弹量与基坑的深度有一定的对应关系（见表 28），可作为判断地基回弹再压缩变形占地基总沉降比例的参考。此外，根据北京、上海的工程实践，如结构相连的相邻建筑（后浇带两侧）的后期沉降差在 3 ~ 4cm 范围内，有可能通过设计、施工措施加以调整。

表 28 基坑最大回弹量与基坑深度的比值

地基主要持力层土质	低压缩性砂土、碎石土	中低—中压缩性黏性土	中高—高压缩性黏性土
S_e/H	1‰ ~ 2‰	2‰ ~ 4‰	5‰ ~ 1%

注： S_e 为地基回弹再压缩变形， H 为基坑深度。

8.5.6 获取和选择合理的土工参数对地基基础工程的分析结果具有关键的影响，而土工参数与试验方法又是密切相关的，故在从勘察成果资料中选择土工参数指标时必须注意其试验方法。

在通过结构—地基共同作用分析进行差异沉降分析时，通常要采取提高局部基底压力以加大沉降、减小差异沉降的设计措

施，该措施应以不发生有关部位地基破坏为前提，为此还应进行相应的地基极限承载力验算。

8.6 地下室抗浮评价

8.6.1 高层建筑基础埋置较深，一般都有地下室抗浮问题，尤其是施工期间地下室刚做好而上部建筑还未施工时，如果遇暴雨，常发生地下室上浮等问题。例如位于深圳市布吉关口山坡上某高层建筑，二层地下室，底板直接浇筑在微风化花岗岩上，地下室建至地面后停工一年多，地下室由于长期受暴雨浸泡，于1998年发生上浮，整个底板与基岩被冲填了10~50cm厚泥沙，后来花费很大代价进行泥沙清理和基础加固。深圳南头某地下室位于花岗岩残积土上，天然地基，于1997年夏季台风暴雨期间发生上浮，整个地下室倾斜，高差达70余厘米。珠海拱北海关附近某高层建筑附属地下停车场，上部结构荷载较小，地下水水位接近地表，在上部结构尚未竣工时，1999年底板上抬数厘米，造成地下室梁板严重开裂。类似事故较多，造成的损失较大，勘察期间就将此问题明确，且单独提出来，在岩土工程勘察报告中作专门论述，有利于避免地下室可能发生上浮事故。

8.6.2 提供准确的抗浮设防水位是本节的重点。当地下水属潜水类型且无长期水位观测资料时，如果仅按勘察期间实测水位来确定抗浮设防水位，不够确切，应结合场地地形、地貌、地下水补给、排泄条件和含水层顶板标高等因素综合确定。我国南方滨海和滨江地区，经常发生街道水浸现象，抗浮设防水位可取室外地坪标高。若承压水和潜水有水力联系时，应分别实测其稳定水位，取其中的高水位作为抗浮设防水位。

8.6.3 考虑到某些地区地下水赋存条件复杂，补给和排泄条件在建筑使用期间可能发生较大改变，而地下水的抗浮设防水位是一个有如抗震设防一样的重要技术经济指标，较为复杂，故对于重要工程的抗浮设防水位应委托有资质的单位进行专门论证后提出。

8.6.4 地下室若处于斜坡地段或施工降水等原因产生稳定渗流场时，渗透压力在地下室底板将产生非均布荷载，勘察报告中宜提请抗浮设计人员注意这种非均布荷载对地下室结构的影响。

8.6.5 地下室所受浮力应按静水压力计算。即使在黏性土地基或地下室底板直接与基岩接触的情况下也不宜折减。因为地下室所受地下水的浮力是永久性荷载，不因黏性土的渗透性差而减小，即使地下室底板直接与基岩接触的情况下，由于基岩总是存在节理和裂隙等，且混凝土与基岩接触面也存在微裂隙，静水压力也不宜折减。如因暴雨等因素产生的临时高水位而引起的浮力，当地下室位于黏性土地基且地表水排泄条件良好时，可乘以0.6~0.8的折减系数，其他条件下不宜折减。

8.6.6 直接位于高层建筑主体结构下的地下室，主要是施工期间的临时抗浮稳定问题，一般可通过工程桩或基坑临时强排水等措施来解决；而对于附属的裙房或主楼以外独立结构的地下室，则属永久性抗浮问题，由于荷载小，仅需设置少数抗压桩，甚至不需设置基桩，故推荐采用抗浮锚杆较为经济合理。如果地质条件较差，地下水水位变化很大或地下室使用荷载变化较大、且变化频繁，此时可能在基底产生频繁的拉压循环荷载，且受压时地基承载力明显不足时，宜选用抗浮桩。

8.6.7 抗浮桩和抗浮锚杆的抗拔极限承载力，一般都应通过现场抗拔静载荷试验确定，抗拔静载荷试验应符合附录G的规定，考虑到地下水水位和地下室使用荷载是变化的，所以附录G中要求采用循环加卸荷方式进行试验，试验方法参考了行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94、国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330和国家标准《锚杆喷射混凝土支护技术规范》GB 50086中有关桩基抗拔和锚杆抗拔试验相关规定后综合确定的。

8.6.8~8.6.10 抗浮桩抗拔承载力可按式(8.6.8)~(8.6.10)进行估算，如当地有较丰富的工程经验，也可按经验值进行估算，但正式施工前仍应进行抗拔静载荷试验进行验证。

8.6.11 抗浮锚杆应结合施工工艺进行锚杆抗拔试验，式

(8.6.11) 仅供初步设计估算时采用。

8.7 基坑工程评价

8.7.1 本条规定了基坑工程评价应包括的内容，对其中某些款项说明如下：

1 由于基坑工程设计首先要确定基坑工程安全等级，而安全等级很大程度上决定于周边环境和场地工程地质、水文地质条件，经勘察后，勘察人员在这方面最为了解，因而对采用等级应提出建议，当各侧边条件差异很大、且复杂时，每个侧边可建议不同的等级；

2 许多工程实践证明，采取基坑外降水往往会造成地面沉降，对邻近建筑、管线造成影响，因而本款提出，若需采取降水措施时，应提供水文地质计算的相应参数、预测降水及支护结构位移对周边环境可能造成的影响，建议设计计算周边地面下沉量和影响范围。

8.7.2 有关基坑工程等级，现行的行业标准、地方标准的基坑工程技术规范（规程），均有不同的划分，简繁不一，无统一标准。本规程提出按周边环境、破坏后果严重程度、基坑深度、工程地质和地下水条件等五个方面来划分基坑工程等级，比较周全，划分比较合理，可操作性强，且与国家计委、建设部 2002 年颁发的《工程勘察设计收费标准》划分基坑工程设计复杂程度的标准基本一致。

表 8.7.2 中环境条件复杂程度系按邻近已有建（构）筑物、管线、道路的重要性和邻近程度衡量；破坏后果包括对邻近建（构）筑物、管线、道路的破坏后果和对本工程的破坏后果；工程地质条件复杂程度系按侧壁的软土、砂层的性质和厚度衡量；地下水位很高系指接近地表；地下水位低，系指水位低于基坑深度。

8.7.3 基坑支护设计中，整体稳定性和支护结构的荷载是土、水压力，而土、水压力的大小则决定于地层结构剖面和计算参数

(主要是 c 、 φ 值), 也就是本规程所提出的“地质模型”, 而过去此代表性的地质模型是由设计人员选定, 不一定经济合理, 现提出每侧边的地质模型由勘察人员提出建议。当条件简单时, 亦可指定按某个勘探孔或地层剖面进行计算, 并提供相应的计算参数。

8.7.4 勘察后所建议的各项参数, 尤其是抗剪强度参数, 将直接用于工程计算和设计, 十分重要, 而这些参数由于试验方法不同, 得出的结果各异, 它应当与采用的计算方法和安全度相匹配, 为此, 本条规定了基坑工程计算指标的试验方法, 现对其中主要问题说明如下:

1 国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007、建设部行业标准及湖北省、深圳市、广东省等基坑工程地方标准均规定对黏性土宜采用土水合算, 对砂土宜采用土水分算; 冶金部行业标准, 上海市和广州市基坑工程标准则规定以土水分算为主, 有经验时, 对黏性土可采用土水合算。根据试算对比(详见 6.0.5 条文说明), 其强度参数宜用总应力法的固结不排水(CU)试验参数; 当用土水分算时, 其强度参数宜用三轴有效应力法、固结不排水测孔隙压力(\overline{CU})试验。

2 对于砂、砾、卵石土由于渗透性强, 渗透系数大, 可以很快排水固结, 且这类土均应采用土水分算法, 计算时其重力密度是采用有效重力密度, 故其强度参数从理论上讲, 均应采用有效强度参数, 即 c' 、 φ' , 其试验方法应是有效应力法, 三轴固结不排水测孔隙水压力(\overline{CU})试验, 测求有效强度。但实际工程中, 是很难取得砂、砾、卵石的原状试样而进行室内试验, 故本条规定采用砂土天然休止角试验和现场标准贯入试验来估算砂土的有效内摩擦角 φ' , 一般情况下可按 $\varphi' = (\sqrt{20N} + 15)^\circ$ 估算, 式中 N 为标准贯入实测击数。

3 对于抗隆起验算, 一般都是基坑底部或支护结构底部有软黏土时才验算, 因而应当采用上述饱和软黏土的 UU 试验方法所得强度参数, 或采用原位十字板剪切试验测得的不固结不排水

强度参数。对于整体稳定性验算亦应采用不固结不排水强度参数。

4 对于静止土压力计算，公式规定应用有效强度参数 c' 、 φ' 值。

8.7.5 由于估算基坑涌水量、进行降水设计和预测降水对邻近建筑的影响等，这些均涉及比较专业的水文地质问题，一般的岩土工程设计人员有一定困难，而勘察人员比较了解，故本条规定在此情况下应提供水文地质计算有关参数，包括计算的边界条件、地层结构、渗透系数、影响半径等。

8.7.6 目前国内许多基坑工程均采用比较经济合理的土钉墙支护方案，但当基坑底部为饱和软土时，由于基坑底部隆起，侧壁整体失稳的事故很多，为此对有类似情况的工程，应建议设计进行抗隆起验算，验算的方法、公式和安全系数在《建筑地基基础设计规范》GB 50007 中已有规定，计算结果不能满足时，应采取坑底被动区加固、微型桩加强等措施；当基坑底部为砂土，尤其是粉、细砂地层和存在承压水时，应建议设计进行抗渗流稳定性验算，抗渗流稳定性验算包括：

1 当基坑底以下存在承压含水层时，应验算承压水头冲破不透水层产生管涌的可能性，可按《建筑地基基础设计规范》GB 50007 规定验算。

2 当基坑侧壁或底部存在砂土或粉土，且设置了帷幕截水时，应作抗渗流（管涌、流砂）稳定的验算，验算方法是计算水力坡度不应超过临界水力坡度。可按下式验算：

$$K = \frac{i_c}{i} \quad (20)$$

$$i = \frac{h_w}{l} \quad (21)$$

$$i_c = (G_s - 1)/(1 + e) \quad (22)$$

式中 K ——安全系数，取 1.5~2.0；

i ——计算水力坡度；

h_w ——基坑内外水头差；

- l ——最短渗流长度；
- i_c ——临界水力坡度；
- G_s ——土颗粒相对密度(比重)；
- e ——土的天然孔隙比。

9 设计参数检测、现场检验和监测

针对高层建筑岩土工程勘察特点，本次修订将原规程 JGJ 72—90 第四章中监测的内容扩充后另设了本章，并增加了设计参数检测和现场检验两节。

9.1 设计参数检测

9.1.1 设计参数检测为新增内容，主要是指勘察结束后正式施工前的施工图设计期间，应在现场进行的各种与岩土工程有关的试验，目的是为地基基础设计、地下室抗浮设计和基坑支护设计等工程设计中所采用的重要参数进行检验、校核，对所采用施工工艺和控制施工的重要参数能否达到设计要求进行核定。从目前情况看，有些业务勘察单位并未开展起来，但从岩土工程发展来看，这些都是高层建筑勘察设计中需要岩土工程师解决的问题，故在规范条文中列出这些试验项目，希望勘察单位能进一步拓展业务，积累工程经验。试验要点应按相关标准执行。

9.1.4 本规程提出的大直径桩端阻力载荷试验是模拟大直径桩的实际受力状态，采用的圆形刚性板直径 800mm，试井直径等于承压板直径，试井底部保留 3 倍承压板宽度，即在超载的情况下进行。

9.1.5 为更准确地确定复合地基承载力，有必要做两部分工作：一是对复合地基的增强体（柔性桩、半刚性桩、刚性桩）进行静载荷试验，二是对单桩或多桩承担的加固面积进行平板载荷试验。

9.1.6 对抗浮桩或抗浮锚杆，应根据其实际受力状况选择试验方法，本规程推荐均采用循环加、卸载法。

9.2 现场检验

9.2.1 现场检验为新增内容，是指在施工阶段对工程勘察成果和施工质量进行检查、复核，对出现的问题提出处理意见，主要包括基槽检验、桩基持力层检验和桩基检测等内容。

9.2.2 基槽检验工作是由建设方、施工方会同勘察、设计单位一起进行，主要对基槽揭露的地层情况进行检查，是否到了设计所要求的地基持力层，场地内是否存在尚未发现的暗浜等不良地质现象等。

9.2.3 由于桩基工程的重要性和隐蔽性，应在工程桩施工前进行试钻或试打，检验实际岩土条件与勘察成果的相符性。对大直径挖孔桩，应逐桩进行持力层检验。对桩身质量的检验，抽检数量应根据工程重要性、地质条件、基础形式、施工工艺等因素综合确定，从目前情况看，原规定总桩数的 10% 的抽检数量已不能满足要求，一般应大于总桩数的 20%，抽检方式必须随机、均匀、有代表性，对重要工程及一柱一桩形式的工程宜 100% 检验。对于高应变确定单桩承载力应有静载的对比资料。

9.3 现场监测

9.3.1 现场监测是指在工程施工及使用过程中对岩土体性状、周边环境、相邻建筑、地下管线设施所引起的变化而进行的现场观测工作，并视其变化规律和发展趋势，提出相应的防治措施，达到信息化施工的要求。高层建筑监测的内容有基坑工程监测、沉桩施工监测、地下水长期观测和建筑物沉降观测等。

9.3.2 现场监测的内容主要取决于工程性质及周围环境的状况。本条文列出了应布置现场监测的几种情况，基于岩土工程的理论计算还不十分精确，具半经验半理论特点，为保证工程安全，监测是非常必要的，既能根据监测数据指导施工，也为岩土工程的反演计算研究提供资料。

9.3.3~9.3.5 正式监测前应做的准备工作。

9.3.6 监测资料应及时整理，监测报表应及时提交有关方，以指导以后施工。当监测值达到或超过报警值时，应有醒目的标识，并及时报警。

9.3.7~9.3.9 包含了基坑监测、沉桩施工监测和地下水长期观测的基本内容，具体实施时应根据需要选择监测项目。

9.3.10 建筑物沉降观测应符合条文规定，未尽事项可按现行行业标准《建筑变形测量规程》JGJ/T 8 的规定执行。关于沉降相对稳定标准：根据现行行业标准《建筑变形测量规程》JGJ/T 8，“一般观测工程，若沉降速度小于 $0.01 \sim 0.04\text{mm/d}$ ，可认为已进入稳定阶段”；上海工程建设规范《上海地基基础设计规范》DBJ 08—11 的规定“半年沉降量不超过 2mm ，并连续出现两次”；很多城市规定沉降相对稳定标准为沉降速度小于 0.01mm/d ，所以对高层建筑取日平均沉降速率 $0.01 \sim 0.02\text{mm/d}$ 是合适的。

10 岩土工程勘察报告

10.1 一般规定

10.1.1 本条是对高层建筑岩土工程勘察报告总的要求，包括了四个方面，一是报告书要结合高层建筑的特点和各地区的主要岩土工程问题；二是对报告书的基本要求；三是强调报告书要因地制宜，突出重点，有工程针对性；四是说明文字报告与图表的关系。

10.1.2 本条是指通常的高层建筑岩土工程勘察报告书内容不能包括的特殊岩土工程问题（具体见 10.2.12），宜进行专门岩土工程勘察评价，提交专题咨询报告，咨询费用应另行计算。

10.1.3 勘察报告、术语、符号、计量单位等常被忽视，但实际上它们均是报告书中非常重要的组成部分，直接影响报告书的质量，均应符合国家有关标准的规定。

10.2 勘察报告主要内容和要求

10.2.1 本条提出高层建筑初步勘察报告书的要求，报告书内容应回答建筑场地稳定性和建筑适宜性，高层建筑总平面图，选择地基基础类型，防治不良地质现象等问题，并满足高层建筑初步设计要求。

10.2.2 本条提出了高层建筑详细勘察报告书的服务对象，指出了详细勘察的报告书应解决高层建筑地基基础设计与施工中的主要问题。

10.2.3 本条强调了高层建筑岩土工程详细勘察报告与一般建筑详细勘察报告相比应突出的七方面内容，包括拟建高层建筑的基本情况、场地及地基的稳定性与地震效应、天然地基、桩基、复合地基、地下水、基坑工程等。

10.2.4 高层建筑场地稳定性及不良地质作用的发育情况，如果已做过初勘并有结论，则在详勘中应结合工程的平面布置，评价其对工程的影响；如果没有进行初勘，则应在分析场地地形、地貌与环境地质条件的基础上进行具体评价，并作出结论。

10.2.5 详勘报告应明确而清楚地论述地基土层的分布规律，对地基土的物理力学性质参数及工程特性进行定性、定量评价，岩土参数的分析和选用应符合有关国家标准。

10.2.6 由于地下水在高层建筑设计中的作用和影响日益受到重视，因此在传统的查明水文地质条件和参数的前提下，本次修订还要求报告书对地下水抗浮设防水位、地下水对基础及边坡的不良影响，以及对地基基础施工的影响进行分析和评价。

10.2.7 详勘报告书对天然地基方案的分析，首先应着眼于对地基持力层和下卧层的评价，在归纳了勘察成果及工程条件的基础上，提出地基承载力和沉降计算所需的有关参数供设计使用。

10.2.8 详勘报告对桩基方案的分析，首先应着眼于桩型及桩端持力层（桩长）的建议，提出桩基承载力和桩基沉降计算的有关参数供设计使用，对各种可能方案进行比选，推荐最佳方案。

10.2.9 详勘报告对复合地基方案的分析，应在分析建筑物要求及地基条件的基础上提出可能的复合地基加固方案，确定加固深度，提出相关设计计算参数。

10.2.10 勘察报告要求，宜根据基坑规模及场地条件提出供设计计算使用的基坑各侧壁地质模型的建议，并建议基坑工程安全等级和支护方案。对地下水位高于基坑底面的基坑工程，还宜提出地下水控制方案的建议。

10.2.12 对高层建筑建设中遇到的一些特殊岩土工程问题，勘察期间高层建筑勘察有时难以解决，这些特殊问题主要包括：查明与工程有关的性质或规模不明的活动断裂及地裂缝、高边坡、地下采空区等不良作用，复杂水文地质条件下水文地质参数的确定或水文地质设计，特殊条件下的地下水动态分析及地下室抗浮设计，工程要求时的上部结构、地基与基础共同作用分析，地基

基础方案优化分析及论证，地震时程分析及有关设计重要参数的最终检测、核定等等。针对这些问题要单独进行专门的勘察测试或技术咨询，并单独提出专门的勘察测试或咨询报告。

10.3 图表及附件

10.3.1 勘察报告所附图件应与报告书内容紧密结合，具体分两个层次，首先是每份勘察报告书都应附图件及附件主要有四种，本次修订增加了“岩土工程勘察任务书”的附件，它是勘察工作的主要依据之一；另一个层次是根据场地工程地质条件或工程分析需要而宜绘制的图件，这是本次修订增加的内容，它是根据不同场地及工程的情况来选择，条文只列出四种，实际工作还可以选择和补充。

10.3.2 勘察报告所附表格和曲线，一方面要全面反映勘察过程中测试和试验的结果，另一个方面要为岩土工程分析评价和地基基础设计计算提供数据。条文也只列了四种，实际工作也可以进行选择和补充。

附录 E 大直径桩端阻力载荷试验要点

E.0.1 本附录是按原规程 JGJ 72—90 的“深井载荷试验要点”修订而成。制定本要点的目的是为测求大直径桩（包括扩底桩）的极限端阻力，以作为设计确定端阻力特征值的基础，不包括确定“埋深等于或大于 3m 的深部地基土的承载力”。为了不与现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 和《岩土工程勘察规范》GB 50021 中的“浅层平板载荷试验要点”和“深层平板载荷试验”产生矛盾和重复，将原规程 JGJ 72—90 中的“深井载荷试验要点”改为现名。

一般认为，载荷试验在各种原位测试中是最为可靠的，并以此作为其他原位测试和试验结果的对比依据。但这一认识的正确性是有前提条件的，即基础影响深度范围内的土层变化应均一。实际地基土层往往是非均质土或多层土，当土层变化复杂时，荷载试验反映的承压板影响范围内地基土的性状与实际基础下地基土的性状将有很大的差异。故在进行载荷试验时，对尺寸效应要有足够的认识。

E.0.2 考虑到大直径桩的定义是 $d \geq 0.8\text{m}$ 的桩，故将原规程 JGJ 72—90 规定的承压板直径 798mm 改为 0.8m。

E.0.3 本试验装置的设置原则是为模拟大直径桩的实际受力状态，要求试井直径等于承压板直径，当试井直径大于承压板直径时，紧靠承压板周围土层高度不应小于 0.8m，以尽量保持承压板和荷载作用于半无限体内部的受力状态。加载时宜直接测量承压板的沉降，以避免加载装置变形的影响。

E.0.7 终止加载条件中的第 1 款判定极限端阻力的沉降量标准，原规程 JGJ 72—90 和现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 均规定为 $0.04d$ 。但考虑到对有些相对较软、沉降量较

大的岩土，此限值可能较小，参照现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021 的规定，改为 $(0.04 \sim 0.06) d$ 。另根据现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 对大直径桩的规定为 $(0.03 \sim 0.06) D$ (D 为桩端直径，大桩径取低值，小桩径取高值)，而本试验要点规定的承压板直径为 800mm，是大直径桩中的最小桩径，故增加其范围值为 0.06。

E.0.9 本条第 3 款，原规程 JGJ 72—90 规定，当 $p-s$ 曲线上无明显拐点时，可取 $s = (0.005 \sim 0.01) d$ 所对应的 p 值，现参照现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021 和一些实测资料修改为 $s = (0.008 \sim 0.015) d$ 。

附录 F 用原位测试参数 估算群桩基础最终沉降量

F.0.1 本条规定了用原位测试参数按经验关系换算土的压缩模量后，直接用原位测试参数估算群桩基础最终沉降量方法的适用范围和适用条件，尤其是在本条第 5 款中明确了用本附录的有关公式计算沉降时，应与本地区实测沉降进行统计对比和验证，确定合理的经验系数。

F.0.2 对无法或难以采取原状土样的土层，如砂土、深部粉土和黏性土等，可根据原位测试成果按规程中表 F.0.2 经验公式确定压缩模量 E_s 值。

对砂土和粉土，主要依据旁压试验 E_m 与单桥静力触探比贯入阻力 p_s 、标准贯入试验 N 值建立相应统计关系（近一百项工程数据），如图 18 ~ 图 19 所示。

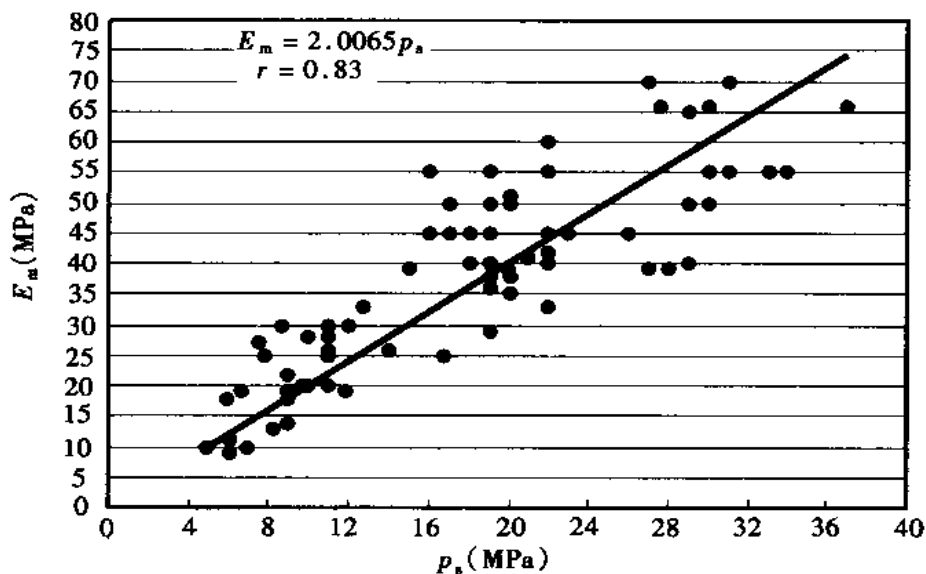


图 18 旁压试验模量与静探比贯入阻力 p_s 关系图

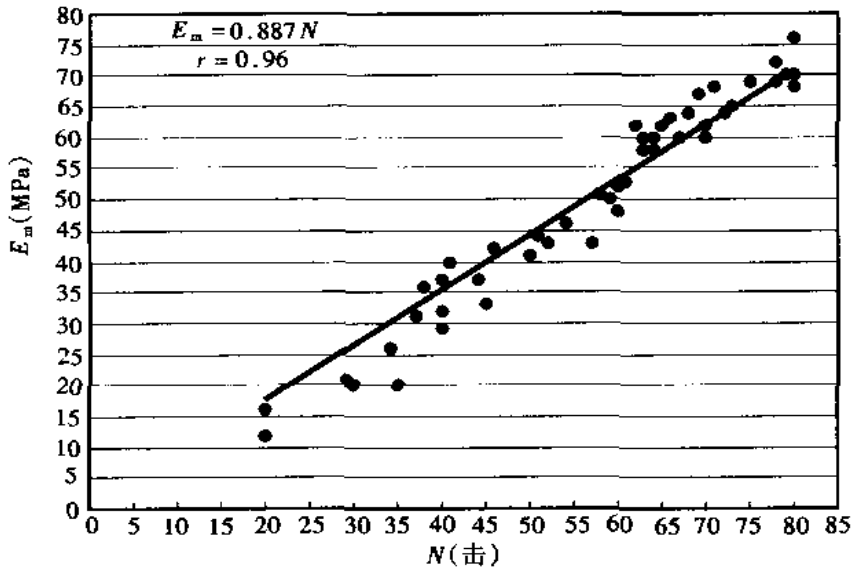


图 19 旁压试验模量与标准贯入试验击数 N 关系图

由图可见, E_m 与 p_s 、 N 值有良好的线性关系 (相关系数分别为 0.83 和 0.96), 由 E_s 与 E_m 相关关系 (即 $E_s = (1.5 \sim 2.0) E_m$), 可得到 $E_s = (3 \sim 4) p_s$ 或 $E_s = (1.33 \sim 1.77) N$, 与目前勘察单位已使用经验公式基本一致, 故表中对于砂质粉土和粉细砂采用经验公式 $E_s = (3 \sim 4) p_s$ 或 $E_s = (1.00 \sim 1.20) N$ 。

对深部黏性土, 通过 p_s 值与室内试验 E_s 值建立相应经验关系见图 20 (约一百项工程数据)。

由图可见, E_s 与 p_s 值存在较好的相关性 (相关系数约为 0.86), 考虑安全储备, 对统计公式进行适当折减 (乘 0.9 系数), 求得经验公式 $E_s = 3.3p_s + 3.2$ 。

F.0.3 ~ F.0.4 关于桩基最终沉降量估算及其计算指标。在详勘阶段, 一般可采用实体深基础方法估算, 如有详细荷载分布图和桩位图, 可采用 Mindlin 应力分布解的单向压缩分层总和法估算。但通过大量工程沉降实测资料统计, 其估算值精度仍不够理想, 造成上述方法计算精度不高的原因有:

1 没有考虑桩侧土的作用, 即沿桩身的压力扩散角, 而实际上即便在软土地区, 如上海浅层软土的内摩角已很小, 但或多或少存在着一定的桩身摩擦力, 且随桩的深度增加, 土质渐变

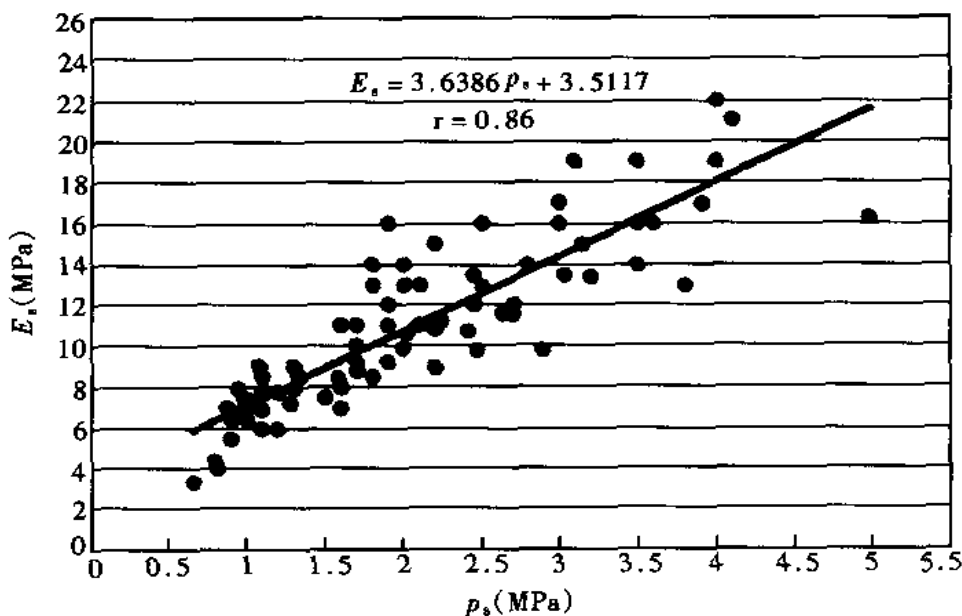


图 20 压缩模量 E_s 与静探比贯入阻力 p_s 关系图

硬，摩擦力也增大。目前由于施工技术有了很大的提高，沉桩设备能量大的柴油锤已达 D100，液压锤已有 30t，静压桩设备最大压力已达 900t，与十多年前情况完全不同，一般高层建筑物或超高层建筑物均穿过较硬黏性土、中密的砂土甚至穿过厚层粉细砂。这样导致计算所得的作用在实体深基础底面（即桩端平面处）的有效附加压力偏大，相应地桩端平面处以下土中的有效附加压力也偏大。

2 在计算桩端平面处以下土中的有效附加压力时，采用了弹性理论中的 Mindlin 或 Boussinesq 应力分布解，与土性无关（土层的软弱、土颗粒的粗细等）可能使实际土体中的应力与计算值不相符，也导致计算应力偏小或偏大，在软黏性土和密实砂土中尤为突出。

3 确定地基土的压缩模量是一个关键性的问题。据目前的勘察水平，深层地基土的压缩模量很难正确确定，因为不扰土样的采取受到很大的限制，特别是粉土、砂土扰动程度更大，导致地基土的压缩模量偏小或失真。

4 对沿海地区深层黏性土由于具有较长的地质年代，一般

具有超压密性 ($OCR > 1$), 尤其是地质时代属 Q_3 的黏性土, 据一些工程试验数据, 由于取土扰动, 使 OCR 明显偏小。

如不考虑这些因素, 势必造成沉降量估算值偏大。为提高桩基沉降估算精度, 桩基沉降估算经验系数应根据类似工程条件下沉降观测资料和经验确定; 计算参数 (如 E_s) 宜通过原位测试方法取得或通过建立经验公式求得; 当有工程经验时, 可采用国际上通用的旁压试验等原位测试方法估算桩基沉降量, 本次修订工作收集的上海地区近 150 项工程的沉降实测资料, 在进行计算值与实测值的对比、分析、统计后, 使计算值与实测值较为接近, 提出采用原位测试成果计算桩基沉降量方法, 在使用时应注意其经验性和适用条件。

本规程修订中推荐了两种方法, 第一种按实体深基础假定的分层总和法 ($s = \eta \Psi_{s1} \Psi_{s2} \sum P_{oi} h_i / E_{si}$), 通过对桩端入土深度、桩侧土性和桩端土性修正, 以提高桩基的计算精度。

本规程所提出的计算方法与实测值比较结果见图 21 和 22。

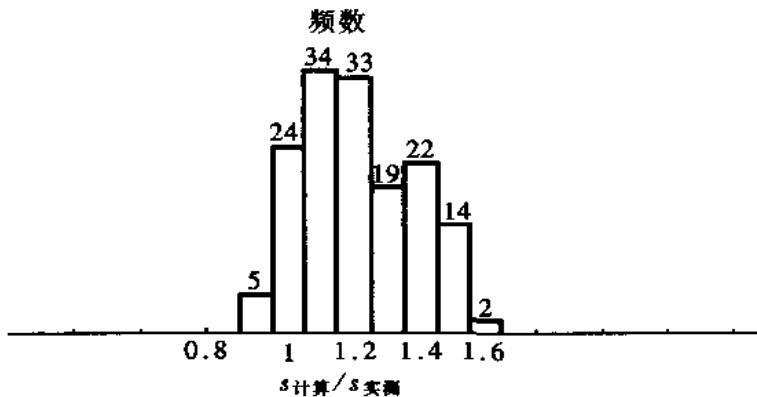


图 21 沉降量计算值与实测值之比频图

由图可见, 一般情况下, 按建议方法计算的沉降量大于实测值, 其平均值为 1.2, 变异系数为 14%, 计算值与实测值比值在 0.9 ~ 1.3 区间占到 75%, 其计算精度能满足工程设计要求。

但必须说明: 本次修订工作所收集的近 150 项工程的沉降实测资料主要分布在上海地区, 尚需全国其他地区的资料加以验证和补充。

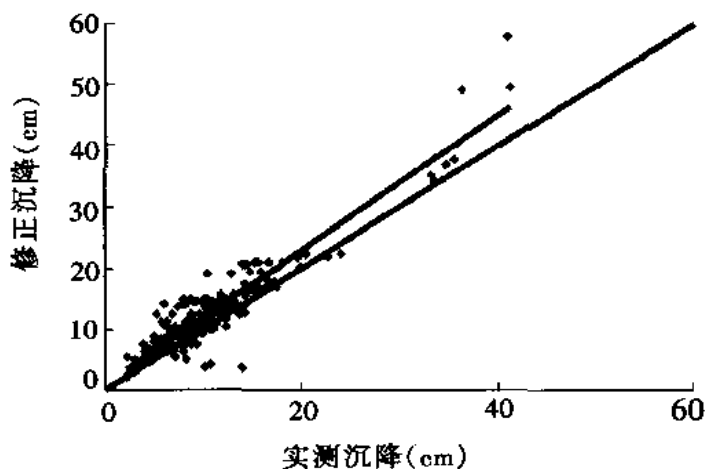


图 22 沉降量计算值与实测值散点图

第二种方法是采用静力触探试验或标准贯入试验方法估算桩基础最终沉降量。根据专题报告，收集上海地区 120 幢建筑物工程资料及其地质资料进行分析，按建议方法计算，与实测沉降比较如图 23，相对误差频数分布如图 24。

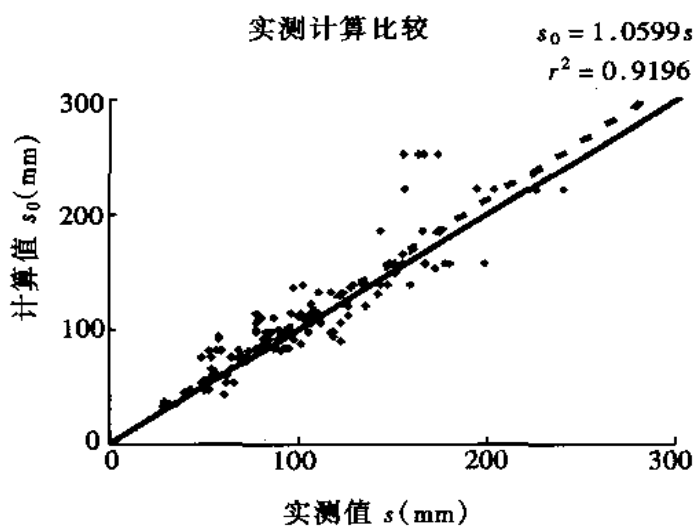


图 23 静力触探试验参数经验法
计算与实测比较

从图中可见，计算值与实测值比值平均值为 1.08，标准偏差为 0.19，偏于保守，按截距为 0 进行拟合的相对误差为 6% ($r^2 = 0.92$)。相对误差在 20% 以内的有 96 项，占总数 (120 项)

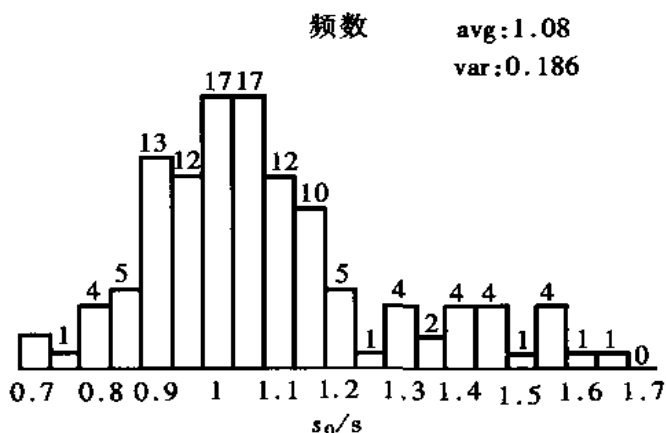


图 24 静力触探试验参数经验法
相对误差频数分布

的 80%。由此可见，静力触探方法计算简单，概念明确，计算精度能满足设计要求。

附工程计算实例：

某工程有三幢 20 层高层建筑，基础为半地下室加短桩，埋深 1.7m，平面面积为 489.3m²，箱基底板梁轴线下布置 183 根 0.4×0.4×7.5 钢筋混凝土预制桩，场地地质情况如图 25。

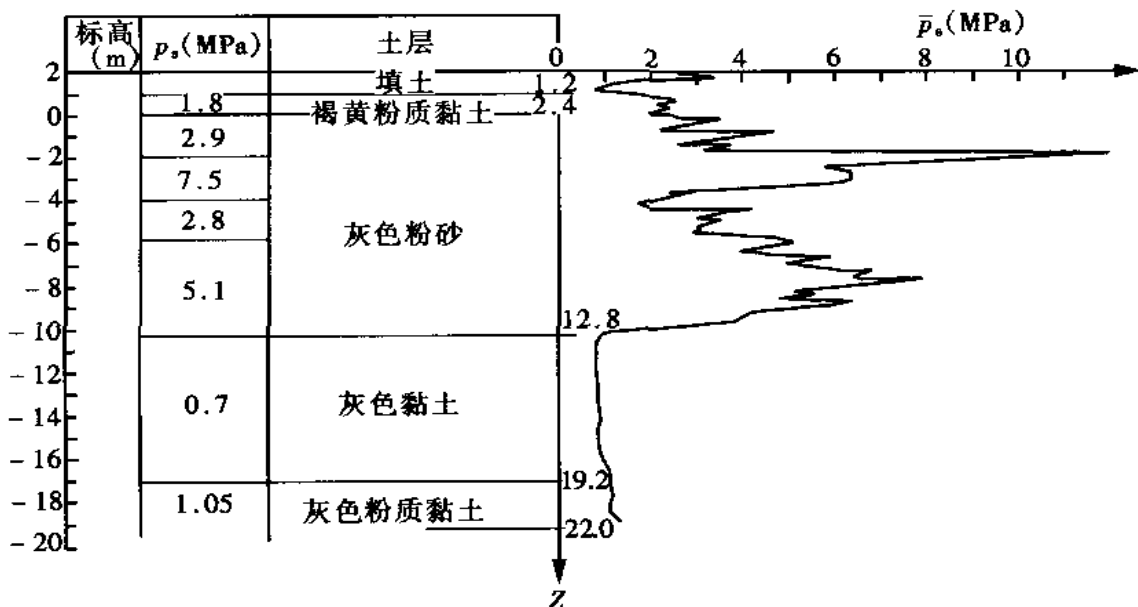


图 25 场地地质情况

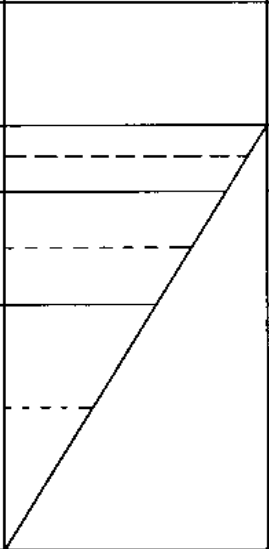
按本方法计算沉降的步骤如下：

1 确定基础等效宽度 $B = \sqrt{A} = \sqrt{489.3} = 22.1\text{m}$;

2 做直角三角形，使横边等于 1.0，竖边为基础等效宽度 $B = 22.1\text{m}$;

3 自桩端起，划分土层，计算各土层厚度，自各土层中点做水平线，交三角形斜边，算出各水平线长度 I_{si} ($0 < I_{si} < 1$)，计算过程见表 29；

表 29 I_{si} 计算表

p_{si} (MPa)	厚度 (m)	埋深 (m)	简图	I_{si}
		9.2		1.0
5.1	3.6	12.8		0.92
0.7	6.4	19.2		0.70
1.05	12.1	31.3		0.27

4 按下式计算 \bar{p}_s ：

$$\begin{aligned} \bar{p}_s &= \sum_{i=1}^n p_{si} I_{si} h_i / \left(\frac{1}{2} B \right) \\ &= (5.1 \times 0.92 \times 3.6 + 0.7 \times 0.7 \times 6.4 + 1.05 \times 0.27 \times 12.1) / \\ &\quad (0.5 \times 22.1) = 2.11(\text{MPa}); \end{aligned}$$

5 按式 (F.0.4-1) 计算最终沉降

取桩端有效附加应力 $p_0 = 20 \times 15 = 300\text{kPa}$ ，桩端地基土有效自重应力 $p_{cz} = 8.5 \times 9.2 = 78.2\text{kPa}$ ，桩端入土深度修正系数 $\eta = 1 - 0.5p_{cz}/p_0 = 1 - 0.5 \times 78.2/300 = 0.87 > 0.3$ ；

最终沉降

$$\begin{aligned} s &= \Psi_s \frac{p_0}{2} B\eta / (3.3\bar{p}_s) = 1.0 \times 300/2 \times 22.1 \times \\ &0.87) / (3.3 \times 2.11) \\ &= 414\text{mm} \end{aligned}$$

该工程三幢高层最终实测沉降分别为 363.1mm, 410.6mm, 419.1mm, 计算结果与实测十分吻合。

附录 H 基床系数载荷试验要点

H.0.1 本试验要点适用于测求弹性地基竖向基床系数。对侧向基床系数目前尚未见有规定，有些地方规范（如上海）仅提供了一些地区经验数值。

H.0.5 用于基床系数载荷试验的标准承压板规定为圆形，其直径为 0.30m 是基于以下各点：

1 行业标准《铁路路基设计规范》TB 10001 规定了相当于本规程基床系数的载荷试验方法，它命名为地基系数（Subgrade reaction coefficient）、符号为 K_{30} 、定义为：由平板荷载试验测得的荷载强度与其下沉量的比值，规定采用 30cm 直径的圆形承压板，取下沉量为 0.125cm 的荷载强度；

2 行业标准《公路路面基层材料试验规程》JTJ 057，“野外回弹模量试验方法”规定采用直径为 30.4cm 的圆形承压板；

3 民航局对机场跑道“测求土基反应模量”的载荷试验方法，规定直径为 75cm 的圆形承压板，对于一般土基，反应模量

$$K_u = \frac{pB}{0.00127}, \text{ 对于坚硬土基 } K_u = \frac{7.00}{l_B};$$

式中 K_u ——现场测得土基反应模量 (MN/m^3)；

p ——承载板下沉量为 0.127cm 时所对应的单位面积压力 (MPa)；

l_B ——承压板在单位面积压力为 0.07 (MPa) 时所对应的下沉值 (cm)。

当不能采用标准承压板时，承压板尺寸选用原则为：对均质密实土层可采用 1000cm^2 ；对碎石类土，承压板宽度或直径应为最大碎石直径的 10 ~ 20 倍；对新近沉积土和填土等不均匀土，承压板面积不宜小于 5000cm^2 ；一般土宜用 $2500 \sim 5000\text{cm}^2$ 的承

压板面积。

H.0.7 按式 (H.0.7-1) 计算的基准基床反力系数 K_v 一般不能直接用于计算, 应作修正, 一般按太沙基 (Terzaghi, 1955) 建议的方法进行基础尺寸和形状的修正。对于砂性土地基, 载荷试验得出基床反力系数仅需进行基础尺寸修正; 对于黏性土地基, 则需进行基础尺寸和基础形状两项修正。

采用非标准承压板时, 必须将试验结果修正为基准基床反力系数 K_v (kN/m^3), 具体修正方法如下:

1 根据非标准板载荷试验 $p-s$ 曲线, 按下式计算载荷试验基床系数 K'_v (kN/m^3):

$$K'_v = \frac{p}{s} \quad (23)$$

式中 p ——比例界限压力; 如 $p-s$ 关系曲线无初始直线段, p 可取极限荷载之半 (kPa);

s ——为相应于该 p 值的沉降量 (m)。

2 由非标准板载荷试验所得基床系数 K'_v , 按下面两式计算基准基床系数 K_v (kN/m^3):

黏性土:
$$K_v = 3.28dK'_v \quad (24)$$

砂土:
$$K_v = \frac{4d^2}{(d + 0.30)^2} K'_v \quad (25)$$

式中 d ——承压板的直径 (m), 当为方形承压板时, 按其面积换算为等代直径。

为本规程提供意见和资料的单位

单位：（排名不分顺序）

港新工程建筑有限公司（香港）

机械工业第十一设计研究院

北京煤炭设计研究院

建设部标准定额研究所

北京市勘察设计院

中船勘察设计院

西北综合勘察设计院

辽宁省建筑设计研究院

中国有色金属工业西安勘察设计院

铁道部第三勘测设计院地质路基设计处

中国建筑西北设计研究院

机械工业勘察设计院

安徽省建筑工程勘察院

中兵勘察设计院

中元国际工程设计研究院

同济大学

上海岩土工程勘察设计院

中国建筑科学研究院

建设综合勘察研究设计院

天津市勘察院

中航勘察设计院

机械工业第三勘察研究院

中国建筑科学研究院地基基础研究所

深圳市勘察研究院

机械工业第四设计研究院勘察分院
广东省工程勘察院
核工业部第四勘察院
中国建筑西南勘察研究院
浙江省综合勘察研究院
江苏省工程勘测研究院
国家电力公司华东电力设计院
国家电力公司中南勘测设计研究院
云南省设计院勘察分院
江西省电力设计院勘测室
煤炭工业部武汉设计研究院
石家庄市勘察测绘设计研究院
杭州市勘测设计研究院
中国市政工程西北设计研究院勘察分院
广东省电力设计研究院
北京市建筑设计研究院
西安建筑科技大学土木工程学院
机械工业第六设计研究院
冶金工业部勘察研究总院
机械工业第五设计研究院
新疆综合勘察设计院
深圳市勘察测绘院
重庆市设计院
贵州省建筑设计研究院工程勘察院

参与审阅本规程的专家（以姓氏笔画为序）：

王钟琦	王允鐸	王建成	卞昭庆	邓文龙	李登敏
李亚民	刘明振	刘官熙	刘金砺	张苏民	张在明
张文龙	张政治	沈励操	周 红	杨俊峰	吴永红
林在贯	林立岩	林颂恩	罗祖亮	钟龙辉	查松亭
项 勃	胡连文	高大钊	莫群欢	钱力航	顾宝和
翁鹿年	黄志仑	黄家愉	崔鼎九	温国炫	滕延京