注册土木建筑工程师执业资格考试系列教材

修订版(2004)

ZHUCE YANTU GONGCHENGSHI
ZHIYE ZIGE ZHUANYE
KAOSHI 300 WEN

注册岩土工程师
执业资格专业
考试300问

刘兴录 编　　唐建中 审

2004

中国环境科学出版社

选题策划／高　峰
责任编辑／高　峰　张于嫣
封面设计／嘉昱工作室

本书根据2003年度考试的命题内容和形式，增加了计算例题111道、选择填空题100道。现全书共有428道问答题（其中计算例题241道）和400道选择填空题。本书可做为参加注册岩土工程师专业考试人员的复习资料，也可作为工程技术人员、大专院校相关专业师生参考用书。

ISBN 7-80163-641-4
0 1>
9 787801 636416

ISBN7-80163-641-4/TU·031
定价：40.00元

注册岩土工程师执业资格专业考试300问

刘兴录　编　唐建中　审

中国环境科学出版社

图书在版编目（CIP）数据

注册岩土工程师执业资格考试300问/刘兴录编.
北京：中国环境科学出版社，2003.6
ISBN 7-80163-641-4

Ⅰ.注… Ⅱ.刘… Ⅲ.岩土工程-工程技术人员-资格考核-问答 Ⅳ.TU4-44

中国版本图书馆CIP数据核字（2003）第045947号

内 容 提 要

本书是根据人事部和建设部的2003年全国注册岩土工程师执业资格专业考试大纲的要求，按最新有关规范，以问答形式编写，共有428道问答题（其中有计算例题241道）和400道单选或多选题。全书共分9个部分，即岩土工程勘察；浅基础；深基础；地基处理；土工结构、边坡与支挡结构、基坑与地下工程；特殊条件下的岩土工程；地震工程和工程经济与管理8个部分，第9部分是综合选择填空题和参考答案，并附有2003年全国注册岩土工程师执业资格专业考试大纲和参考书目，以便参加专业考试人员复习与演练。

本书可作为参加注册岩土工程师专业考试人员的复习资料，也可作为有关工程技术人员和大专院校相关专业师生的参考书。

中国环境科学出版社出版发行
（100062 北京市崇文区广渠门内大街16号）
北京市联华印刷厂印刷
各地新华书店经售

*

2004年4月第 二 版 开本 787×1092 1/16
2004年4月第一次印刷 印张 22.5
印数 3501～8000 字数 520千字
ISBN 7-80163-641-4/TU·031
定价：40.00元

再 版 说 明

《注册岩土工程师执业资格专业考试300问》于2003年5月由中国环境科学出版社出版，它以问答形式编写，并有大量计算例题和选择填空题，从内容和形式都较为新颖，彼受广大读者和考生的欢迎。不少考生在复习过程中为本书提出不少更正和疏漏之处，尤其黄扬一（高级工程师）为该书2003年版提出许多诚恳意见，在此一并表示衷心感谢，再版时对一些有误之处进行了更正。

结合2003年度《注册岩土工程师执业资格专业考试》的命题内容和形式，再版时又增加了计算例题111道和选择填空题100道并附有参考答案，供考生复习时参考。为此，全书基本上涵盖了考试大纲所要求的“了解”、“熟悉”和“掌握”的全部内容，希望通过该书的再版，对2004年度和以后的考生有所帮助

编 者

2004年4月

前　言

2002年9月我国首次进行注册岩土工程师执业资格考试与考核。为了帮助大家参加全国注册岩土工程师执业资格专业考试，中国环境科学出版社组织有关专家编写了“注册岩土工程师执业资格专业考试300问”一书。

本书是根据2003年全国注册岩土工程师执业资格专业考试大纲内容要求编写，采用问答形式，力求对每个问题阐述简明扼要，概念明确，更有针对性。

根据2002年考试的命题形式，从有关最新规范、设计手册和参考书中摘编后写成本书，共有317道问答题和300道选择填空题，其中有覆盖专业考试大纲要求掌握的计算例题133道。

唐建中（副研究员）为本书的审核人，并提出许多宝贵意见和建议。在编写过程得到王也宜和陈耀光两位高级工程师帮助，在此一并表示衷心感谢。

限于作者的水平，书中疏漏和错误或不当之处，请读者不吝指正。

编　者

2003年5月

目　　录

1　岩土工程勘察 …… 1

1.1　岩土工程勘察是如何进行分级的？ …… 1

1.2　岩土是如何分类的？ …… 1

1.3　岩土工程勘察分哪几个阶段进行？各阶段主要内容是什么？ …… 2

1.4　高层建筑勘探点的数量、间距和深度如何确定？ …… 3

1.5　桩基工程勘探点的间距和深度如何确定？ …… 4

1.6　岩土工程勘察取土试样和原位测试数量有什么要求？ …… 4

1.7　岩土工程勘察中的工程地质测绘和调查应在哪个勘察阶段进行？地质点应如何定位？ …… 4

1.8　场地的主要地貌有哪几种？形成原因是什么？建筑地基应注意哪些问题？ …… 5

1.9　常用的岩土工程勘探方法有哪些？适用范围是什么？哪些勘探方法可取到不扰动土样？ …… 5

1.10　原状土试样质量是如何分级的？不同级别土样可进行哪些试验内容？ …… 6

1.11　岩土和土有哪些物理力学指标？其含意是什么？主要的力学指标使用原则和试验要求是什么？ …… 6

1.12　岩土工程常用的原位测试手段有哪些？能提供哪些参数？其适用条件是什么？ …… 10

1.13　岩土工程常用的水文地质参数有哪些？是如何测定的？ …… 11

1.14　地下水的类型和赋存状态是什么？ …… 12

1.15　地下水对混凝土腐蚀性分级标准是什么？ …… 12

1.16　地下水升降对岩土工程特性和建筑物有哪些影响？ …… 12

1.17　什么是填土，其工程特性和评价指标是什么？ …… 13

1.18　什么是湿陷性黄土？其工程特性和评价指标是什么？ …… 13

1.19　什么是膨胀土？其工程特性和评价指标是什么？ …… 14

1.20　什么是软土？其工程特性和评价指标是什么？ …… 14

1.21　什么是风化岩和残积土？其工程特性是什么？ …… 15

1.22　什么是均值、标准差和变异系数？岩土参数标准值是如何确定的？ …… 15

1.23　如何计算土的粘聚力和内摩擦角标准值（例题）？ …… 16

1.24　如何计算土的物理参数（例题4道）？ …… 17

1.25　如何计算土层的压缩系数和压缩模量（例题）？ …… 18

1.26　如何判定花岗岩风化程度（例题）？ …… 19

1.27　如何计算压实填土的最大干密度和最优含水量（例题）？ …… 19

1.28　如何求土样的主应力和剪应力（例题3道）？ …… 19

1.29 如何进行场地勘察方案设计（例题）？ …… 21
1.30 如何计算黄土的湿陷量（例题）？ …… 21
1.31 如何计算土的抗剪强度标准值（例题）？ …… 22
1.32 如何根据抽水试验确定土层的渗透系数（例题2道）？ …… 22
1.33 如何配制土的含水量（例题）？ …… 24
1.34 如何进行渗流量和渗透系数计算（例题10道）？ …… 24
1.35 如何确定土的名称（例题5道）？ …… 28
1.36 如何判断土样级配好坏（例题）？ …… 30
1.37 如何用十字板剪切试验确定土的抗剪强度（例题）？ …… 30
1.38 如何判断正常固结土、超固结土和欠固结土（例题3道）？ …… 31
1.39 如何计算取土器的面积比（例题）？ …… 31
1.40 如何由十字板剪切试验结果求土的灵敏度（例题）？ …… 31
1.41 如何根据平板静载试验结果确定地基土承载力特征值（例题）？ …… 31
1.42 如何根据多孔抽水试验，求土层渗透系数（例题）？ …… 32
1.43 如何根据岩石点载荷试验结果确定岩石强度（例题）？ …… 33
1.44 如何计算土的压缩指数 C_c（例题）？ …… 33
1.45 如何求黄土的湿陷起始压力（例题）？ …… 33
1.46 如何计算降水的涌水量（例题）？ …… 34
1.47 如何进行水工建筑围岩工程评价（例题）？ …… 34
2 浅基础 …… 35
2.1 什么是地基和基础？ …… 35
2.2 什么是特征值？ …… 35
2.3 什么是地基承载力特征值、容许承载力和极限承载力？ …… 35
2.4 建筑物的设计等级（安全等级）是根据什么划分的？ …… 35
2.5 地基基础设计时，哪些建筑物应按地基变形计算？哪些建筑物可不作变形计算？ …… 37
2.6 地基设计时，其受力层指的是什么？ …… 37
2.7 地基计算时，传至基础底面上的荷载何种情况按标准组合、准永久组合和基本组合？何种情况不计入风荷载和地震作用？土自重的分项系数应取多少？ …… 37
2.8 基础埋置深度根据什么确定？应满足什么条件？ …… 38
2.9 地基承载力与基础宽度及埋置深度有无关系？如何进行深、宽修正？修正系数与土的类别是什么关系？ …… 38
2.10 土的抗剪强度由哪两个土性参数组成？如何用土的抗剪强度参数确定地基承载力？ …… 39
2.11 轴心荷载和偏心荷载作用下如何进行地基承载力验算？ …… 39
2.12 什么叫基础底面的附加压力？它和基础埋深有什么关系？ …… 40
2.13 如何进行软弱下卧层地基承载力验算？ …… 41
2.14 当地下水位处于基础底面以上时，对浅基础设计有什么影响？设计时

对地下水要考虑哪些方面问题？ …… 41
2.15 如何进行天然地基沉降计算？ …… 42
2.16 考虑应力历史或沉降与时间关系时，怎样计算地基沉降？对土工试验有什么要求？ …… 43
2.17 哪些因素会导致建筑物的不均匀沉降？设计时可采取哪些措施减少不均匀沉降？ …… 44
2.18 用什么方法验算地基稳定性？规定的稳定安全系数应不小于多少？从稳定性考虑，对位于土坡顶上的建筑有什么专门的要求？ …… 44
2.19 浅基础有哪些型式？ …… 45
2.20 建筑物沉降观测要点是什么？ …… 46
2.21 动力基础设计基本要求是什么？ …… 46
2.22 天然地基土的动力参数有哪些？ …… 46
2.23 地基基础与上部结构共同作用的概念是什么？ …… 46
2.24 如何用分层总和法单向压缩基本公式计算基础沉降（例题）？ …… 47
2.25 如何用 GB 50007—2002 规范的计算地基变形公式计算基础最终沉降（例题）？ …… 49
2.26 如何计算土层自重应力（例题）？ …… 50
2.27 如何求基础底面压力值（例题）？ …… 51
2.28 如何求地基附加应力（例题 3 道）？ …… 51
2.29 如何进行基础尺寸设计（例题 4 道）？ …… 53
2.30 如何用土的抗剪强度指标计算地基承载力（例题 3 道）？ …… 55
2.31 如何进行软弱下卧层地基承载力验算（例题 3 道）？ …… 56
2.32 如何计算基础中点的最终沉降量（例题）？ …… 58
2.33 当水位上升后对地基承载力有何影响（例题）？ …… 59
2.34 如何进行条形基础宽度计算、软弱下卧层承载力验算和沉降计算（例题）？ …… 59
2.35 如何进行条形基础设计（例题）？ …… 61
2.36 如何用“港口工程地基规范”（JTJ250—98）计算地基承载力（例题）？ …… 64
2.37 如何计算独立基础的沉降（例题）？ …… 64
2.38 如何计算沉降计算深度范围内的压缩模量当量（例题）？ …… 65
2.39 如何求基础的偏心距（例题）？ …… 65
2.40 如何确定挡土墙基底压力分布形式（例题）？ …… 66
2.41 如何设计承重砖墙混凝土基础（例题）？ …… 66
2.42 如何验算正方形独立基础受冲切承载力（例题）？ …… 67
2.43 如何进行正方形独立基础底板配筋的弯矩计算（例题）？ …… 68
2.44 如何验算矩形独立基础受冲切承载力（例题）？ …… 69
2.45 如何进行矩形独立基础配筋计算（例题）？ …… 69
2.46 如何验算基础变阶处受冲切承载力（例题）？ …… 72

2.47 当 $l < a' + 2h_0$ 时，如何验算基础受冲切承载力（例题）？ …… 72
2.48 如何进行基础底板的弯矩计算（例题）？ …… 73
2.49 如何进行条形基础底板的配筋计算（例题）？ …… 74
2.50 如何设计无筋扩展基础（例题）？ …… 76
2.51 如何设计有吊车的厂房柱基础（例题）？ …… 77
2.52 如何进行有相邻基础影响的沉降计算（例题）？ …… 80
2.53 如何进行钢筋混凝土板式基础设计（例题）？ …… 82
2.54 如何计算土层中的总应力、孔隙水压力和有效应力（例题5道）？ …… 84
2.55 如何进行承载力的统计分析（例题3道）？ …… 87
2.56 如何进行灰土基础设计（例题）？ …… 88
2.57 如何设计条形基础（例题）？ …… 89
2.58 如何设计毛石和毛石混凝土基础（例题）？ …… 90
2.59 如何设计钢筋混凝土条形基础？ …… 90
2.60 如何计算绝对标高（例题）？ …… 92
2.61 如何计算基底附加压力（例题）？ …… 92
2.62 如何验算软弱下卧层的地基承载力（例题）？ …… 92
2.63 如何根据土的抗剪强度指标确定地基承载力（例题）？ …… 93
2.64 如何计算重力式码头基础地基承载力（例题）？ …… 93
2.65 如何计算基础沉降（例题）？ …… 94
2.66 如何进行地基承载力深宽修正（例题）？ …… 94
2.67 如何计算沉箱基底有效受压宽度和长度（例题）？ …… 95
2.68 如何计算公路桥台基础偏心距（例题）？ …… 95
2.69 如何验算地基承载力（例题）？ …… 95
3 深基础 …… 97
3.1 桩是怎么分类的？ …… 97
3.2 什么是单桩、桩基、单桩竖向极限承载力标准值、单桩竖向承载力特征值和单桩竖向承载力设计值？ …… 97
3.3 如何确定布桩的中心距？ …… 98
3.4 如何选择桩端持力层及桩端入持力层深度？ …… 98
3.5 桩基承载能力极限状态的计算及按正常使用极限状态验算桩基沉降时，应采用哪些荷载效应组合？ …… 99
3.6 什么情况下应考虑桩侧负摩阻力？如何考虑？ …… 99
3.7 单桩竖向极限承载力标准值与设计值什么关系？各种抗力分项系数如何取值？ …… 100
3.8 岩溶桩承载力如何确定？ …… 100
3.9 桩基最终沉降量计算方法是什么？ …… 101
3.10 作用在桩基上的水平荷载有哪些？如何确定单桩的水平承载力设计值？ …… 101
3.11 验算地震作用桩基的水平承载力时，如何确定单桩的水平承载力

设计值？ …… 102
3.12 钻孔灌注桩的施工质量检查内容有哪些？ …… 102
3.13 沉井基础适用哪些土层？主要施工工序有哪些？ …… 103
3.14 大直径桩承载力为什么要折减？怎么折减？ …… 103
3.15 钢管桩的承载力是如何确定的？ …… 104
3.16 什么是群桩效应？ …… 104
3.17 钢筋混凝土预制桩施工过程中容易发生哪些质量问题？ …… 105
3.18 沉管灌注桩容易发生哪些质量问题？ …… 106
3.19 泥浆护壁灌注桩容易发生哪些质量问题？ …… 106
3.20 人工挖孔灌注桩容易发生哪些质量问题？ …… 108
3.21 什么是单桩承载力？ …… 108
3.22 我国现行规范规定，桩静载荷试验方法是什么？ …… 109
3.23 我国有关规范对桩静荷载试验的加荷分级、沉降相对稳定标准和极限承载力确定方法是什么？ …… 109
3.24 桩周存在液化土层时，如何计算单桩竖向承载力？ …… 109
3.25 桩周存在液化土层时，如何计算单桩水平承载力？ …… 111
3.26 如何确定桩的抗拔承载力？ …… 111
3.27 桩在竖向荷载作用下的荷载传递机理是什么？ …… 112
3.28 桩应如何进行设计选型？ …… 112
3.29 布桩应考虑哪些主要因素？ …… 112
3.30 什么是高、低应变法动力试桩？ …… 113
3.31 高应变动力试桩和静荷载试桩的根本区别是什么？ …… 113
3.32 应力波反射法测桩的基本原理是什么？ …… 114
3.33 高应变法测桩基本原理是什么？ …… 115
3.34 目前高应变法测桩还有哪些方法？量测哪些参数？得到哪些成果？ …… 116
3.35 声波透射法的基本原理是什么？ …… 116
3.36 什么是桩身质量检验的钻芯法 …… 117
3.37 如何进行单桩承载力计算（例题）？ …… 118
3.38 如何进行预制桩复合基桩承载力验算（例题）？ …… 118
3.39 如何进行灌注桩复合基桩承载力验算（例题）？ …… 120
3.40 如何进行群桩基础软弱下卧层承载力验算（例题）？ …… 122
3.41 如何进行灌注桩单桩水平承载力计算（例题）？ …… 123
3.42 如何进行预制桩单桩水平承载力计算（例题）？ …… 124
3.43 如何进行群桩基础水平承载力计算（例题）？ …… 124
3.44 如何进行嵌岩桩承载力计算（例题）？ …… 126
3.45 如何进行桩水平承载力地基土水平抗力系数的比例系数值的计算（例题）？ …… 127
3.46 如何进行大直径桩竖向承载力计算（例题）？ …… 128

3.47 如何计算扩底桩单桩抗拔承载力（例题）？ …… 129
3.48 如何进行钢管桩承载力计算（例题）？ …… 129
3.49 存在液化土层时、如何计算单桩竖向承载力（例题）？ …… 130
3.50 存在液化土层时，如何计算单桩水平承载力（例题）？ …… 131
3.51 如何计算灌注桩负摩阻力引起的下拉荷载（例题）？ …… 132
3.52 如何进行桩基沉降计算（例题）？ …… 133
3.53 已知桩身轴力图为梯形分布，如何计算侧阻力分布（例题）？ …… 135
3.54 已知桩身轴力为三角形分布，如何求侧阻分布（例题）？ …… 135
3.55 如何设计承台尺寸和桩长（例题）？ …… 136
3.56 如何进行灌注桩基础计算（例题）？ …… 137
3.57 如何进行桩承台冲切承载力验算（例题）？ …… 138
3.58 如何进行群桩基础基桩最大竖向力设计值计算（例题）？ …… 140
3.59 如何进行桩端带隔板的钢管桩承载力计算（例题）？ …… 140
3.60 如何按“建筑桩基技术规范”（JGJ94—94）计算桩基础的沉降（例题）？ …… 140
3.61 如何计算预制桩负摩阻力的下拉荷载（例题）？ …… 141
3.62 如何按“建筑桩基技术规范”（JGJ94—94）计算基桩抗拔极限承载力（例题）？ …… 142
3.63 如何计算非端承桩复合基桩竖向承载力设计值（例题）？ …… 142
3.64 如何计算挡土桩的水平阻滑力（例题）？ …… 143
3.65 如何按“建筑桩基技术规范”（JGJ94—94）计算复合基桩的水平承载力设计值（例题）？ …… 144
3.66 如何进行桩承台的受弯、受冲切和受剪承载力计算（例题）？ …… 144
3.67 如何进行承台角桩冲切承载力计算（例题）？ …… 146
3.68 如何进行群桩基础抗拔承载力计算（例题）？ …… 147
3.69 如何进行承台设计（例题）？ …… 148
3.70 如何进行桩承台配筋计算（例题）？ …… 150
3.71 如何按照“建筑地基基础设计规范”（GB 50007—2002）进行桩基础设计（例题）？ …… 152
3.72 如何按“建筑地基基础设计规范”（GB 50007—2002）进行三桩三角形承台计算（例题）？ …… 156
3.73 如何进行承台局部受压承载力计算（例题）？ …… 159
3.74 如何根据静力触探资料确定单桩竖向极限承载力标准值（例题3道）？ …… 160
3.75 如何用《公路桥涵地基与基础设计规范》（JTJ024—85）进行桩基础承载力验算（例题）？ …… 162
3.76 如何计算桩负摩阻力（例题）？ …… 163
3.77 如何计算钢管桩承载力（例题）？ …… 164
3.78 如何计算扩底桩扩底直径（例题）？ …… 164
3.79 如何计算桩基压曲稳定系数（例题）？ …… 165

3.80 如何计算高承台桩基水平位移（例题）？ …… 165
3.81 如何计算填土对桩产生负摩擦力的下挖拉载（例题）？ …… 166
3.82 如何计算桩承台受剪承载力（例题）？ …… 166
3.83 如何计算桩基础沉降（例题）？ …… 167
3.84 如何根据静力触探资料计算单桩承载力（例题）？ …… 167
3.85 如何计算单桩水平承载力（例题）？ …… 168
3.86 如何验算群桩基础和基桩抗拔承载力（例题）？ …… 168
3.87 如何计算黄土湿陷产生的负摩阻力（例题）？ …… 169
4 地基处理 …… 170
4.1 选择地基处理方案时，应考虑哪些主要因素？ …… 170
4.2 已选定的地基处理方法，如何验证其设计参数和处理效果的可靠性和适宜性？ …… 170
4.3 经处理后的地基承载力特征值，应如何进行修正？ …… 171
4.4 挖填垫层法中垫层厚度如何确定？垫层厚度多厚为适宜？ …… 171
4.5 换填垫层法中，每一垫层的施工质量如何检验？ …… 171
4.6 对垫层承载力除现场载荷试验确定外，应如何取值？ …… 172
4.7 预压法适用范围和应用条件是什么？ …… 172
4.8 加载预压法用于各种不同目的地基处理中，其竖向排水砂井的设置深度是如何确定的？ …… 172
4.9 真空预压设计内容、对膜下真空度和压缩层固结度的要求是多少？ …… 173
4.10 强夯法的有效加固深度根据地基土性质确定后，如何选定相应的单击夯击能？ …… 173
4.11 强夯法两遍夯击之间应有一定的时间间隔，应如何确定不同地基土的间隔时间？ …… 174
4.12 强夯置换法的墩体可采用哪些材料？如何进行质量检验？ …… 174
4.13 振冲法分哪几类及适用土的类型？桩体采用何种材料？ …… 174
4.14 可液化地基处理常用哪几种方法？其处理范围多大？ …… 175
4.15 消除黄土地基湿陷性有哪几种处理方法？ …… 175
4.16 土或灰土挤密桩法适用于处理哪些类型地基？经处理后的地基承载力特征值如何确定？ …… 176
4.17 砂石桩法适用于哪些类型地基处理？其桩间距和桩长如何确定？ …… 176
4.18 水泥土搅拌法的功能是什么？固化剂掺入量宜多少？ …… 177
4.19 夯实水泥土桩的成孔方法有哪些？其密实度如何控制？ …… 178
4.20 石灰桩法适应于哪些土层？掺合料的比例如何？ …… 178
4.21 柱锤冲扩桩法的桩体用什么材料？处理深度为多少？ …… 178
4.22 水泥粉煤灰碎石桩法（简称 CFG 桩）的适用范围是哪些？在初步设计时如何估算复合地基承载力特征值？ …… 178
4.23 CFG 桩有哪些成孔方法？混合料的坍落度应如何控制？ …… 179
4.24 CFG 桩褥垫层应采用多厚？它有何作用？ …… 179

4.25 如何验算换填地基承载力（例题）？ …… 180
4.26 如何估算 CFG 桩复合地基承载力（例题）？ …… 181
4.27 如何进行 CFG 桩复合地基的沉降计算（例题）？ …… 182
4.28 如何进行搅拌桩复合地基承载力验算（例题）？ …… 183
4.29 如何进行复合地基软弱下卧层承载力验算（例题）？ …… 184
4.30 如何计算搅拌桩复合地基的沉降（例题）？ …… 185
4.31 如何估算搅拌桩复合地基承载力特征值（例题）？ …… 186
4.32 如何计算高压喷射注浆桩复合地基的桩间距（例题）？ …… 186
4.33 如何进行独立基础的地基处理（例题）？ …… 187
4.34 如何设计地基处理方案（例题）？ …… 188
4.35 如何进行地基土的固结度计算（例题）？ …… 189
4.36 如何设计水泥土搅拌法复合地基（例题）？ …… 189
4.37 如何计算灰土挤密桩桩数（例题）？ …… 190
4.38 如何计算预压排水固结的预压时间（例题）？ …… 191
4.39 如何计算沉箱式条形基础重力式码头的砂垫层压力设计值（例题）？ …… 191
4.40 如何计算真空预压固结沉降量（例题）？ …… 191
4.41 采用砂井加固软土地基，如何计算固结时间（例题）？ …… 192
4.42 如何计算 CFG 桩复合地基的桩间距（例题）？ …… 192
4.43 如何计算 CFG 桩单桩承载力特征值（例题）？ …… 193
4.44 如何计算水泥搅拌桩的面积量换率（例题）？ …… 193
4.45 如何根据静载荷试验确定复合地基承载力（例题）？ …… 194
4.46 如何计算砂井预压土的固结度（例题）？ …… 194
4.47 如何估算强夯有效加固深度（例题）？ …… 195
5 土工结构、边坡与支挡结构、基坑与地下工程 …… 196
5.1 压实填土的质量主要控制哪些指标？ …… 196
5.2 压实填土的最优含水量与最大干密度宜用什么方法确定？ …… 197
5.3 用压实填土的垫层作为地基时，对填料有什么要求？ …… 197
5.4 影响边坡稳定性的主要因素有哪些？对各种不同的边坡（粘性土、碎石土、黄土、填土和岩石）在分析其稳定性时，应各自注意哪些因素？ …… 198
5.5 边坡稳定性评价有哪些常用方法？对于非岩质边坡，哪些土性指标起决定性作用？ …… 198
5.6 为什么挡土墙应设置泄水孔和墙后填土宜选择透水性好的填料？ …… 199
5.7 对于重力式挡土墙，应从哪些方面验算其稳定性？验算时除了土性指标和几何参数外，还需要哪两项重要的摩擦系数（角）？ …… 199
5.8 深基坑开挖与支护对于勘察工作有哪些要求？需要特别注意哪些问题？ …… 199
5.9 基坑支护有哪些类型和方式？各自的适用条件是什么？ …… 200

5.10 基坑支护结构设计应考虑哪种极限状态？包括哪些具体内容？ …… 200
5.11 主动土压力、静止土压力和被动土压力各自产生的条件是什么？ …… 201
5.12 与基坑支护结构设计有关的土性参数有哪些？其中哪些最为重要？ …… 201
5.13 作用于支护结构的土压力，怎样采用土抗剪强度指标？如何按朗肯理论公式进行计算？ …… 201
5.14 有超载时如何计算主动土压力？ …… 202
5.15 如何进行分层土的主动土压力计算？ …… 203
5.16 墙后填土有地下水时，如何计算土压力？ …… 203
5.17 工程降水应考虑哪些因素？井点降水的类型和适用条件是什么？ …… 203
5.18 深基坑工程监测包括哪些内容？其对环境评价应考虑哪些问题？ …… 204
5.19 影响人工地下洞室围岩稳定性的主要因素有哪些？应如何选址？ …… 204
5.20 评价岩体洞室稳定性方法是什么？ …… 204
5.21 什么是新奥法施工？ …… 205
5.22 什么是盾构法施工？ …… 205
5.23 如何计算挡土墙主动土压力（例题）？ …… 206
5.24 挡土墙墙背填料为三层土，如何计算主动土压力（例题）？ …… 206
5.25 如何计算有地下水时挡土墙的主动土压力（例题）？ …… 207
5.26 如何计算有超载时的主动土压力（例题）？ …… 207
5.27 如何计算墙背填土面倾斜时的主动土压力（例题）？ …… 208
5.28 如何计算地下连续墙基坑支护的最大弯矩（例题）？ …… 209
5.29 如何计算搅拌桩挡土墙的抗倾覆和抗滑移稳定系数（例题）？ …… 210
5.30 如何进行搅拌桩挡土墙的宽度和正截面承载力验算（例题）？ …… 212
5.31 如何进行挡土墙计算（例题）？ …… 213
5.32 如何进行滑坡推力计算（例题2道）？ …… 215
5.33 如何进行击实试验结果综合分析（例题）？ …… 217
5.34 如何计算静止、主动和被动土压力（例题2道）？ …… 218
5.35 如何进行挡土墙尺寸设计（例题）？ …… 219
5.36 如何按（GB50007—2002）规范验算挡土墙的稳定性（例题）？ …… 220
5.37 如何选用铁路路堤护坡方案（例题）？ …… 221
5.38 如何设计路堤宽度（例题）？ …… 221
5.39 如何计算洞库顶板高度（例题）？ …… 221
5.40 如何估算路堤的极限高度（例题）？ …… 222
5.41 如何计算支护结构的水平荷载（例题）？ …… 222
5.42 如何计算岩体等效内摩擦角（例题）？ …… 222
5.43 如何计算基坑的主动土压力（例题）？ …… 223
5.44 如何计算支护结构的抗倾覆稳定性（例题）？ …… 223
5.45 如何验算挡土墙的倾覆稳定性（例题）？ …… 224

5.46 如何计算铁路路堤挡土墙的破裂角（例题）？ …… 224
5.47 如何计算基坑抗隆起的稳定性（例题）？ …… 225
5.48 如何计算挡土墙地基容许承载力（例题）？ …… 225
5.49 如何计算锚杆挡墙肋柱基底压应力（例题）？ …… 225
5.50 如何计算铁路路堤挡土墙主动土压力（例题）？ …… 226
6 特殊条件下的岩土工程 …… 227
6.1 岩溶发育条件有哪些？ …… 227
6.2 土洞是怎样形成的？对工程的主要危害有哪些？ …… 227
6.3 不同勘察阶段对岩溶地区勘察要求是什么？ …… 227
6.4 如何评价岩溶顶板的安全厚度？ …… 228
6.5 岩溶和土洞有哪些处理方法？ …… 228
6.6 什么是滑坡和崩塌？ …… 228
6.7 滑坡是如何分类？其特征是什么？ …… 229
6.8 地下水对滑坡有什么影响？ …… 229
6.9 治理滑坡有哪些方法？ …… 229
6.10 发生泥石流的条件是什么？ …… 230
6.11 怎样评价泥石流地区工程建设的适宜性？ …… 230
6.12 采空区岩土工程勘察方法和手段是什么？ …… 230
6.13 采空区与地表移动盆地有什么关系？ …… 231
6.14 采空区作为建筑场地的适宜性评价标准是什么？ …… 231
6.15 在采空区场地的建筑应采取哪些主要措施？ …… 231
6.16 引起地面沉降的主要原因是什么？ …… 232
6.17 防止地面沉降有哪些措施？ …… 232
6.18 湿陷性黄土地基应采取哪些设计和工程措施？ …… 232
6.19 膨胀土有哪些特性指标？其地基设计原则是什么？ …… 233
6.20 冻土的分类和其地基设计原则是什么？ …… 233
6.21 如何进行地面沉降估算（例题3道）？ …… 234
6.22 如何判断岩质边坡视倾角（例题）？ …… 236
6.23 如何计算膨胀土地基的分级变形量（例题）？ …… 236
6.24 如何计算冻土融沉系数（例题）？ …… 236
6.25 如何确定湿陷性黄土地基处理深度（例题）？ …… 237
6.26 如何计算路基离暗河的安全距离（例题）？ …… 237
6.27 如何进行铁路隧道经常涌水量的计算（例题）？ …… 238
6.28 如何估算泥石流流量（例题）？ …… 238
6.29 如何计算滑坡的稳定系数（例题）？ …… 238
6.30 如何计算止水帷幕的合理深度（例题）？ …… 239
7 地震工程 …… 240
7.1 建筑抗震设防的三个水准是什么？ …… 240
7.2 如何进行抗震场地土的类型和场地类别划分？ …… 240

7.3 天然地基的建筑如何进行液化深度初判？ …… 241
7.4 在地基液化初判时，对于粉土的粘粒含量是如何考虑的？ …… 241
7.5 如何进一步进行液化判别？ …… 241
7.6 如何对强震区的建筑场地以宏观调查方法评价土的液化？ …… 242
7.7 哪些建筑可不进行天然地基基础的抗震承载力验算？ …… 242
7.8 天然地基基础抗震验算时，如何考虑地基土抗震承载力的调整？ …… 243
7.9 地震力作用时，天然地基竖向承载力应满足什么条件？ …… 243
7.10 各类建筑的抗液化措施有哪些？ …… 243
7.11 什么是基本烈度、抗震设防烈度、设计地震动参数、设计基本地震加速度和设计特征周期？ …… 244
7.12 影响地震地面运动的主要因素有哪些？ …… 245
7.13 场地与地基的地震效应主要有哪些？ …… 245
7.14 土的主要动力参数有哪些？采用什么试验方法取得？ …… 245
7.15 什么是“中国地震动参数区划图”（GB18306—2001）中的“两图一表”？什么是设计地震分组？ …… 246
7.16 如何划分土的液化等级（例题）？ …… 246
7.17 如何进行液化地基处理计算（例题）？ …… 247
7.18 如何确定两幢建筑地震影响系数的比值（例题）？ …… 250
7.19 如何进行地震液化土的判别（例题）？ …… 250
7.20 如何计算地震剪应力比（例题）？ …… 251
7.21 如何根据“公路工程抗震设计规范”（JTJ004—89）对液化土层桩侧阻力的折减（例题）？ …… 251
7.22 如何计算液化指数（例题）？ …… 251
7.23 如何用“水工建筑物抗震设计规范”（DL5073—2000）计算岸墙地震主动土压力（例题）？ …… 253
7.24 如何判定场地类别（例题）？ …… 253
7.25 如何进行天然地基基础抗地震承载力验算（例题）？ …… 254
7.26 如何用砂石桩法进行抗液化地基处理（例题）？ …… 255
7.27 如何进行桩基竖向承载力抗震计算（例题）？ …… 256
7.28 如何根据“建筑抗震设计规范”（GB50011—2001）验算桩基竖向抗震承载力（例题）？ …… 257
7.29 如何根据“建筑抗震设计规范”（GB50011—2001）验算桩基础的水平抗震承载力（例题）？ …… 258
7.30 如何计算地震影响系数（例题）？ …… 259
7.31 如何计算场地特征周期（例题）？ …… 260
7.32 如何计算地基土液化指数（例题）？ …… 261
7.33 如何判断地震场地类别（例题）？ …… 262
7.34 如何计算地震水平影响系数（例题）？ …… 262
7.35 如何计算地基抗震承载力（例题）？ …… 263

7.36 如何计算地震液化指数（例题）？ …… 263
8 工程经济与管理 …… 264
8.1 哪个部门负责签订经济合同？对合同有争议时怎么办？ …… 264
8.2 勘察设计合同运作中，经双方商讨作出的合理补充规定具有什么效力？ …… 264
8.3 勘察单位的合同义务是按照规定进行勘察工作，按什么要求提出成果报告？ …… 264
8.4 各阶段的设计文件报批工作由谁负责？ …… 264
8.5 业主与承包商之间是什么关系？ …… 264
8.6 ISO 9000 质量管理和质量保证标准系列怎样组成？其中指导性标准、质量保证模式标准和质量管理模式标准是什么？ …… 264
8.7 ISO 9000 系列标准开展质量体系认证的目的是什么？ …… 265
8.8 工程建设程序应坚持什么原则？ …… 265
8.9 勘察设计单位违反规定，对工程质量造成重大损失时，要受到什么样的处罚？ …… 265
8.10 对工程的重要结构部分和隐蔽工程有什么质量制度？ …… 265
8.11 在健全工程管理制度、整顿建设市场中必须执行哪些法规？ …… 265
8.12 工程勘察注册执业人员和其他专业技术人员可以同时受聘几个单位，并从事工程勘察活动？ …… 265
8.13 编制建设工程勘察设计文件应以哪些规定为依据？ …… 265
8.14 工程勘察单位的有关人员对所经手的工程勘察质量负责的期限是多少？ …… 265
8.15 对经济合同验证的机关是哪个？ …… 266
8.16 在国家实行注册岩土工程师执业制度以后，对甲、乙、丙级工程勘察资质单位，要求的注册岩土工程师最少人数是多少？ …… 266
8.17 什么是岩土工程监理？ …… 266
8.18 工程建设监理的依据是什么？ …… 266
8.19 工程建设监理的主要目标是什么？ …… 266
8.20 工程监理实施的基本原则是什么？ …… 266
8.21 监理的基本方法是什么？ …… 267
8.22 什么是建设工程合同？ …… 267
8.23 什么是工程勘察设计合同？ …… 267
8.24 勘察、设计合同应包括哪些主要内容？ …… 267
8.25 根据“建设工程委托监理合同”示范文本规定，建设工程委托监理合同适用的法律是什么？ …… 268
8.26 根据“建设工程委托监理合同”示范文本要求，监理人的责任是什么？ …… 268
8.27 岩土工程招标主要方法有哪些？ …… 268
8.28 岩土工程（设计）招、投标程序是什么？ …… 268

8.29 什么是建筑工程（岩土工程）预算？ …… 269
8.30 岩土工程预算编制的依据有哪些？ …… 269
8.31 岩土工程预算编制有哪些步骤？ …… 269
8.32 勘察、设计行业职工职业道德准则是什么？ …… 270
8.33 注册岩土工程师的权利和义务是什么？ …… 270
8.34 注册岩土工程师执业范围有哪些？ …… 270
8.35 建设项目经理的职责是什么？ …… 271
8.36 项目经理应具备什么条件？ …… 271
8.37 工程项目管理的基本内容是什么？ …… 271
8.38 项目经理部是怎么构成的？ …… 271
8.39 项目动态管理信息应设置哪三个信息网络？ …… 272
8.40 如何计算工程勘察收费（例题）？ …… 272
9 综合选择填空题（共400道） …… 273
9.1 选择填空练习（单选或多选题） …… 273
9.2 参考答案 …… 315
附录1 有关规范参数表 …… 319
附录2 全国注册岩土工程师执业资格专业考试大纲 …… 333
附录3 全国注册岩土工程师执业资格专业考试参考书目 …… 339
附录4 全国注册岩土工程师执业资格考试专业考试科目、分值、时间分配及题型特点 …… 341
参考文献 …… 342

1 岩土工程勘察

1.1 岩土工程勘察是如何进行分级的?

岩土工程勘察等级划分是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综合分析确定。“岩土工程勘察规范”（GB50021—2001）将岩土工程勘察分为甲级、乙级和丙级三个等级。

（1）工程重要性等级是根据工程的规模和特征，以及由于岩土工程问题造成工程破坏或影响使用的后果，分为三级

一级工程：重要工程，后果很严重；

二级工程：一般工程，后果严重；

三级工程：次要工程，后果不严重；

（2）场地等级根据场地复杂程度分为三个等级，一级场地为复杂场地；二级场地为中等复杂场地；三级场地为简单场地。

（3）地基等级根据地基复杂程度分为三个等级，一级地基为复杂地基；二级地基为中等复杂地基；三级地基为简单地基。

所以岩土工程勘察按下列条件划分为甲级、乙级和丙级：

1）甲级：在工程重要性、场地复杂程度和地基复杂程度中，有一项或多项为一级者定为甲级；

2）乙级：除勘察等级为甲级和丙级外的勘察项目（建筑在岩质地基上的一级工程，当场地复杂程度等级和地基复杂程度等级均为三级时，岩土工程勘察等级可定为乙级）；

3）丙级：工程重要性、场地复杂程度和地基复杂程度等级均为三级者定为丙级。

例如对重要工程、地形地貌复杂和岩土很不均匀的地基为甲级勘察；对次要工程、地形地貌简单和岩土种类单一、均匀的为丙级勘察。

通过勘察等级划分，有利于对岩土工程勘察各个工作环节按等级区别对待，确定各个勘察阶段中的工作内容和方法，确保工程质量和安全。

1.2 岩土是如何分类的?

岩土分类可分为地质分类和工程分类。在此仅对岩土进行工程分类，同时介绍建筑地基、公路桥涵地基和公路路基土的分类方法。

（1）建筑地基岩土分类

建筑地基岩土分为岩石、碎石土、砂土、粉土、粘性土和人工填土6类。

1）岩石　作为建筑地基的岩石，颗粒间联结应牢固，整体性好或具有节理裂隙的岩体。岩石可根据饱和单轴抗压强度标准值 f_{rk} 和完整性指数 K_v 划分岩石坚硬程度和完整性程度，见表1-1和表1-2。其中完整性指数 K_v 为岩体纵波波速与岩块纵波波速之比的平方。

岩石坚硬程度划分　　**表1-1**

坚硬类别	坚　硬	较　硬	较　软	软	极　软
f_{rk}/MPa	$f_{rk}>60$	$60\geqslant f_{rk}>30$	$30\geqslant f_{rk}>15$	$15\geqslant f_{rk}>5$	$f_{rk}\leqslant 5$

岩体完整程度划分　　表 1-2

完整程度等级	完　整	较完整	较破碎	破　碎	极破碎
K_v	>0.75	0.75~0.55	0.55~0.35	0.35~0.15	<0.15

2）碎石土　碎石土为粒径大于 2mm 的颗粒含量超过全重 50%的土。碎石土分为漂石、块石、卵石、碎石、圆砾和角砾。

3）砂土　砂土为粒径大于 2mm 的颗粒含量不超过全重 50%、粒径大于 0.075mm 的颗粒超过全重 50%的土。砂土分为砾砂、粗砂、中砂、细砂和粉砂。

4）粉土　粉土为塑性指数 $I_P \leqslant 10$ 且粒径大于 0.075mm 的颗粒含量不超过全重 50%的土，它是介于砂土与粘性土之间的土。

5）粘性土　粘性土为塑性指数 $I_P > 10$ 的土，$I_P > 17$ 的土为粘土；$10 < I_P \leqslant 17$ 的土为粉质粘土。

6）人工填土　人工填土分为素填土、压实填土、杂填土和冲填土。

（2）公路桥函地基土分类

按照“公路桥涵地基与基础设计规范”（JTJ024—85）规定，地基土分为碎石土、砂土和粘性土。

1）碎石土分为漂石、块石、卵石、碎石、圆砾和角砾；

2）砂土分为砾砂、粗砂、中砂、细砂和粉砂；

3）粘性土分为亚砂土（$1 < I_P \leqslant 7$）、亚粘土（$7 < I_P \leqslant 17$）和粘土（$I_P > 17$）。

（3）公路路基土的分类

按照“公路土工试验规程”（JTJ051—93），公路工程土的分类，其分类体系参照国标“土的分类标准”（GBJ145—90）将土分为巨粒土、粗粒土、细粒土和特殊土。

1）巨粒土　试样中巨粒组质量多于总质量 50%的土，巨粒土分为漂（卵）石、漂（卵）石夹土和漂（卵）石质土；

2）粗粒土　粗粒土分为砾类土和砂类土。试样中粗粒组质量多于总质量 50%的土称砾类土；粗粒土中砾粒组质量少于或等于总质量 50%的土称砂类土。

3）细粒土　试样中细粒组质量多于总质量 50%的土称细粒土。细粒土分为粉质土、粘质土和有机质土。

4）特殊土　由特殊土组成路基分为黄土、冻土、膨胀土和盐渍土。

1.3　岩土工程勘察分哪几个阶段进行？各阶段主要内容是什么？

岩土工程勘察分为可行性研究勘察、初步勘察和详细勘察三个阶段进行，场地条件复杂或有特殊要求的工程，还要进行施工勘察。

（1）可行性研究勘察

可行性研究勘察应符合选择场址方案的要求。应对拟建场地的稳定性和适宜性做出评价，主要应搜集区域地质、地形地貌、地震　矿产和当地工程地质、岩土工程和建筑经验等资料；

通过踏勘了解场地的地层、构造、岩性、不良地质作用和地下水等工程地质条件；必要时应进行工程地质测绘和勘探；当有两个以上拟选场地时，应进行比较分析。

（2）初步勘察

初步勘察应符合初步设计的要求。应对场地内拟建建筑地段的稳定性做出评价。

搜集工程有关文件、工程地质、岩土工程资料和地形图；查明地质构造、地层结构、岩土工程特性、地下水埋藏条件、场地不良地质作用的成因、分布、规模、发展趋势和对场地稳定性评价；对场地和地基地震效应初步评价；调查标准冻结深度；水对建筑材料的腐蚀性。

高层建筑初勘，应对可能采取的地基基础类型、基坑开挖与支护、工程降水方案初步分析评价。

（3）详细勘察

详细勘察应符合施工图设计要求。应按单体建筑或建筑群提出详细的岩土工程资料和设计、施工所需的岩土参数；对建筑地基做出岩土工程评价，并对地基类型、基础形式、地基处理、基坑支护、工程降水和不良地质作用的防治等提出建议。主要应进行下列工作：

1）搜集附有坐标和地形的建筑总平面图，场区地面整平标高，建筑物的性质、规模、荷载、结构特点，基础形式、埋置深度，地基允许变形等资料；

2）查明不良地质作用的类型、成因、分布范围、发展趋势和危害程度，提出整治方案的建议；

3）查明建筑范围内岩土层的类型、深度、分布、工程特性，分析和评价地基的稳定性、均匀性和承载力；

4）提供地基变形计算参数、预测建筑物的变形特征；

5）查明埋藏的河道、沟浜、墓穴、防空洞、孤石等对工程不利的埋藏物；

6）查明地下水的埋藏条件，提供地下水及其变化幅度；对建筑材料的腐蚀性；场地标准冻土深度。

（4）施工勘察

施工勘察主要是配合施工开挖进行地质编录、校对，补充勘察资料，进行施工安全预报。

1.4 高层建筑勘探点的数量、间距和深度如何确定？

（1）高层建筑勘探点数量

单栋的不应少于4个；建筑群，每栋至少应有1个控制性勘探点。

（2）勘探点间距

地基复杂程度为一级的，10m～15m，二级的15m～30m，三级的30m～50m。

（3）勘探孔深度

1）当基础底面宽度不大于5m时，条形基础不应小于基础底面宽度的3倍；单独柱基不应小于1.5倍，且不小于5m。2）高层建筑勘探孔深度应超过地基变形计算深度，一般应达到基底下0.5～1.0倍的基础宽度，并深入到稳定地层。3）仅有地下室建筑或高层建筑裙房，当需设置抗浮桩时，勘探孔深度应满足抗拔承载力评价要求。4）当有大面积堆载或软弱下卧层时，应适当加深控制孔深度。5）在上述深度内遇基岩或厚碎石土等稳定地层时，孔深可根据情况进行调整。

另外，详勘的探孔深度还应满足以下规定：

1）地基变形计算深度，对中、低压缩性土可取附加压力等于上覆土层有效自重压力20%的深度；对于高压缩性土层取附加压力等于上覆土层有效自重压力10%的深度；

2）建筑总平面内的裙房或仅有地下室部分，探孔深度应深入稳定分布地层，且根据荷载和土质条件不宜少于基底下0.5～1.0倍基础宽度；

3）当需进行地基整体稳定性验算时，控制性探孔深度应根据具体条件满足验算要求；

4）当需确定场地抗震类别而邻近无可靠的覆盖层厚度资料时，应布置波速测试孔，其深度应满足确定覆盖层厚度的要求；

5）大型设备基础探孔深度不宜小于基础底面宽度的2倍；

6）当需进行地基处理时，探孔深度应满足地基处理设计与施工要求。

1.5 桩基工程勘探点的间距和深度如何确定？

（1）桩基工程勘探点间距

1）对端承桩为12m～24m，相邻勘探孔揭露的持力层层面高差为1m～2m；2）对摩擦桩为20m～35m；3）复杂地基的一柱一桩工程，每柱应设置勘探点。

（2）勘探孔深度

一般性探孔深度应达预计桩长以下3～5d（d为桩径），且不小于3m；对于大直径桩，不小于5m；对嵌岩桩，钻入嵌岩面以下3～5d，并穿过溶洞、破碎带，到达稳定地层。

（3）控制性探孔深度应满足下卧层验算要求，对需验算桩基沉降时，应超过地基变形计算深度；钻至预计深度遇软弱层时，应予加深。

1.6 岩土工程勘察取土试样和原位测试数量有什么要求？

初勘时，取土试样和进行原位测试的勘探点应结合地貌单元、地层结构和土的工程性质布置，其数量可占勘探点总数的1/4～1/2；取土试样的数量和孔内原位测试的竖向间距，应按地层特点和土的均匀程度确定；每层土均应取土试样或进行原位测试，数量不宜少于6个。

详勘时取土试样和进行原位测试应符合以下要求：

1）取土试样和原位测试的勘探点，对地基基础设计等级为甲级的建筑物，每栋不少于3个；2）每个场地每一主要土层的原状土试样或原位测试数据不少于6件（组）；3）地基主要受力层内，对厚度大于0.5m的夹层或透镜体，应取土样或进行原位测试；4）当土层分布不均匀时，应增加取土或原位测试数量。

1.7 岩土工程勘察中的工程地质测绘和调查应在哪个勘察阶段进行？地质点应如何定位？

工程地质测绘和调查是对场地的地形地貌、地层岩性、地质构造、地下地表水和不良地质现象等进行调查研究和测绘。对建筑场地的稳定性调查和测绘是重点。

对岩石出露或地貌、地质条件较复杂的场地应进行工程地质测绘，对地质条件简单场地，可用调查代替测绘。

工程地质测绘和调查在可行性研究或初勘阶段进行，详勘时可对某些专门地质问题作

补充调查。

地质点定位应在地质构造线、地层接触线、岩性分界线、软弱夹层、地下水露头、不整合面和不同地貌单元、微地貌单元的分界线和不良地质作用分布的地段。地质点的定位标测分为目测法、半仪器法和仪器法。对于大比例尺的地质测绘和地质构造线、不同时代地层接触线、不同岩性分界线、软弱夹层、地下露头以及不良地质作用等地质点，均宜采用仪器法。

1.8 场地的主要地貌有哪几种？形成原因是什么？建筑地基应注意哪些问题？

场地的地貌主要有山地、丘陵和平原。

（1）山地

山地是地壳上升运动或岩浆活动等复杂演变过程形成的，同时又受到流水及其他外力的剥蚀作用，于是形成山区的崎岖不平、复杂多变的地貌。山区地基应注意山崩、斜坡岩体滑动、山洪暴发等不良地质现象。

（2）丘陵

丘陵是山地经过外力地质作用长期剥蚀切割而成的外貌低矮平缓的起伏地形。丘陵的挖方处，岩石外露，承载力高，填方处承载力低，所以丘陵地区应特别注意地基的软弱不均和边坡稳定等问题。

（3）平原

我国东部地区，大河流中下游，河谷非常开阔，沉积作用强烈，当雨季、洪水溢出河床，淹没河床以外的广大面积，沉积细小物质，形成冲积平原。

冲积平原，沉积层很厚，地下水位高，地基土承载力低，对于河漫滩和湖泊常分布有带状淤泥层，对建筑物很不利。

1.9 常用的岩土工程勘探方法有哪些？适用范围是什么？哪些勘探方法可取到不扰动土样？

常用的岩土工程勘探方法有钻探、井探、槽探、洞探和地球物理勘探等。

（1）钻探

钻探分为回转钻和冲击钻。

回转钻分为螺旋钻、无岩芯钻和岩芯钻。螺旋钻不适用于碎石土和岩石，其余地层皆适用；无岩芯钻和岩芯钻适用于任何地层。

冲击钻分为冲击钻、锤击钻、振动钻、冲洗钻。冲击钻不适用于粘性土和岩石，其余地层皆适用；锤击钻和振动钻不适用岩石，其余地层皆适用；冲洗钻不适用于碎石土和岩石，其余地层皆适用。

（2）井探、槽探和洞探

当钻探方法难以准确查明地下情况时，可采用探井和探槽。对坝址、地下工程和大型边坡等勘察时，必要时可用洞探。以上三种勘探方法只能在水位以上的地层进行。

其中螺旋钻探、岩芯钻探、锤击钻探和振动钻探可以取得不扰动土样。

（3）地球物理勘探

物探方法可了解隐蔽的地质界线、界面或异常点；作为原位测试手段，可测定岩土体波速、动弹模、动剪切模量和特征周期等。

1.10 原状土试样质量是如何分级的？不同级别土样可进行哪些试验内容？

土试样质量是按可供试验的目的而分为Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ级。

Ⅰ级土试样：不扰动，可进行土类定名、含水量、密度、强度和固结试验；

Ⅱ级土试样：轻微扰动，可进行土类定名、含水量、密度试验；

Ⅲ级土试样：显著扰动，可进行土类定名和含水量试验；

Ⅳ级土试样：完全扰动，仅可进行土类定名。

1.11 岩土和土有哪些物理力学指标？其含意是什么？主要的力学指标使用原则和试验要求是什么？

土的物理力学指标及其含意如下：

（1）三项基本物理性指标是土粒比重 G_s、含水量 w 和密度 ρ

1）土粒比重（土粒相对密度）G_s　土粒质量与同体积的4℃时纯水的质量比称土粒比重，又称土粒相对密度，他是无量纲参数。

$$G_s = \frac{m_s/V_s}{m_{wl}/V_s} = \frac{\rho_s}{\rho_{wl}} \tag{1-2}$$

式中　ρ_s——土粒密度，即土粒单位体积质量，g/cm^3；

ρ_{wl}——纯水在4℃时的密度，等于 $1g/cm^3$ 或 $1t/m^3$；

m_s——土粒质量；

V_s——土粒体积；

m_{wl}——4℃纯水质量。

一般土粒比重2.6～2.8；有机质土为2.4～2.5；泥炭为1.5～1.8。

2）土的含水量 w　土中水的质量与土粒质量之比，称为土的含水量。

$$w = \frac{m_w}{m_s} \times 100\% \tag{1-3}$$

一般饱和软粘土含水量可达40%；坚硬粘土含水量可小于30%；饱和砂土可达40%，而干粗砂接近于零。

3）土的密度 ρ　土单位体积的质量称为土的密度，g/cm^3，

$$\rho = \frac{m}{V} \tag{1-4}$$

一般粘性土 $\rho = 1.8 \sim 2.0 g/cm^3$；砂土 $\rho = 1.6 \sim 2.0 g/cm^3$，

（2）特殊条件下土的密度

1）土的干密度 ρ_d　土单位体积中固体颗粒部分的质量，称为土的干密度

$$\rho_d = \frac{m_s}{V}$$

工程中常把干密度作为评定土体紧密程度的标准，尤以控制填土工程的施工质量最常见。

2）饱和密度 ρ_{sat}　土孔隙中充满水时的单位体积质量，称为土的饱和密度，用符号 ρ_{sat} 表示。

$$\rho_{sat} = \frac{m_s + V_V \rho_w}{V} \tag{1-5}$$

式中 ρ_w——为水的密度，近似等于 $\rho_w = 1 g/cm^3$。

3）土的浮密度 ρ' 在地下水位以下，土单位体积中土粒的质量与同体积水的质量之差，称为土的浮密度。

$$\rho' = \frac{m_s - V_s \rho_w}{V} \tag{1-6}$$

土的质量密度有 4 个，即土的天然密度 ρ、干密度 ρ_d、饱和密度 ρ_{sat}和有效密度 ρ'，与之对应的土的重力密度指标也有 4 个，土的天然重度 γ，干重度 γ_d、饱和重度 γ_{sat}和浮重度 γ'。质量密度单位为 kg/m^3，重力密度单位为 N/m^3。

在数值上，$\rho_{sat} \geqslant \rho \geqslant \rho_d \geqslant \rho'$ 或 $\gamma_{sat} \geqslant \gamma \geqslant \gamma_d > \gamma'$。

（3）描述土的孔隙体积指标有孔隙比、孔隙率和饱和度

1）土的孔隙比 e 土的孔隙体积与土粒体积之比，称土的孔隙比

$$e = \frac{V_v}{V_s} \tag{1-7}$$

孔隙比可以评价天然土密实程度。一般 $e < 0.6$ 的土是密实的低压缩性土，$e > 1.0$ 的是疏松的高压缩性土。

2）土的孔隙率 n 土中孔隙所占体积与总体积之比

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100\% \tag{1-8}$$

3）土的饱和度 S_r 土中被水充满的孔隙体积与孔隙总体积之比，称为土的饱和度，它与含水量 w 均为描述土中含水程度的三相比例指标。

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100\% \tag{1-9}$$

对于砂土，稍湿 $S_r = 50\%$；很湿 $50\% < S_r \leqslant 80\%$；饱和 $S_r > 80\%$。

（4）砂土相对密实度 D_r

相对密实度 D_r 是判定砂土密实状态的主要指标。

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \tag{1-10}$$

式中 e_{max}——砂土在最松散状态时的孔隙比；

e_{min}——砂土在最密实状态时的孔隙比；

e——砂土在天然状态时的孔隙比。

对于砂土，当 $D_r > 0.7$ 时，为密实状态；$0.7 \geqslant D_r > 0.3$ 时，为中密；$D_r \leqslant 0.3$ 时为松散。

（5）粘性土的可塑性指标 I_P 和 I_L

1）塑性指数 I_P 塑性指数是液限和塑限的差值，即土处在可塑状态的含水量变化范围。

$$I_P = w_L - w_P \tag{1-11}$$

塑性指数综合反映了粘性土及其组成的基本特性，工程上按塑性指数对粘性土进行分类。

2）液性指数 I_L　液性指数是天然含水量和塑限差值与塑性指数之比。它是评价粘性土状态的指标。

$$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P} = \frac{w - w_P}{I_P} \tag{1-12}$$

粘性土可根据液性指数值划分软硬状态。当 $I_L < 0$ 时，为坚硬状态；$I_L > 1.0$ 时，为流塑状态；I_L 在 0～1 之间为可塑状态。

（6）土的压缩系数 a

土体在侧限条件下孔隙比减少量与竖向有效压应力增量的比值，称为土的压缩系数 a。

$$a = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1}(\text{MPa}^{-1}) \tag{1-13}$$

式中　p_1——地基某深度处土中自重应力，MPa；

p_2——地基某深度处土中自重应力与附加应力之和，MPa；

e_1、e_2——相应于 p_1、p_2 作用下压缩稳定后的孔隙比。

为了便于比较，通常用压缩系数 a_{1-2}（$p_1 = 0.1\text{MPa}$，$p_2 = 0.2\text{MPa}$ 时的压缩系数）来评定土的压缩性。

$a_{1-2} < 0.1\text{MPa}^{-1}$时，为低压缩性土；

$0.1 \leqslant a_{1-2} < 0.5\text{MPa}^{-1}$时，为中压缩性土；

$a_{1-2} \geqslant 0.5\text{MPa}^{-1}$时为高压缩性土。

（7）土的压缩模量 E_s

土体在侧限条件下竖向附加压应力与竖向应变的比值，称为压缩模量。

$$E_s = (1 + e_1)/a \tag{1-14}$$

土的压缩模量 E_s 是评价土压缩性高低的主要指标，E_s 愈大，土压缩性愈低，反之，E_s 愈小，土的压缩性愈高。

（8）土的变形模量 E_0

土体在侧向自由变形条件下根据 p-s 曲线的初始直线段，竖向压应力与竖向总应变之比值，称为土体变形模量。

变形模量是通过现场平板载荷试验反求得到的，对于浅层平板载荷试验变形模量 E_0 为：

$$E_0 = I_0(1 - \mu^2)\frac{pd}{s} \tag{1-15-1}$$

深层平板载荷试验和螺旋机载荷试验的变形模量 E_0 为

$$E_0 = w\frac{pd}{s} \tag{1-15-2}$$

式中　I_0——刚性承压板的形状系数，圆形 $I_0 = 0.785$，方形 $I_0 = 0.886$；

μ——土的泊松比（碎石土取 0.27，砂土取 0.30，粉土取 0.35，粉质粘土取 0.38，粘土取 0.42）；

d——承压板直径或边长（m）；

p——p-s 曲线线性段的压力（kPa）；

s——与 p 对应的沉降（mm）；

w——与试验深度和土类有关的系数，按“岩土工程勘察规范”GB50021—2001 规范表 10.2.5 取值（本书附录 1，以下同）。

（9）土的抗剪强度

土的抗剪强度是指土抵抗剪切破坏的极限能力。它不仅与土的种类及其性状有关、与土样的天然结构是否被破坏有关、还与抗剪强度试验时的排水条件是否符合现场条件有关。因此，土的抗剪强度指标并不是固定不变的。

土的抗剪强度由粘聚力 c 和内摩擦角 φ 组成，

$$\tau_f = c + \sigma\tan\varphi \tag{1-16}$$

式中 σ——剪切面上法向总应力。

土的抗剪强度试验方法有许多种，实验室有直剪试验、三轴压缩试验和无侧限抗压强度试验；现场原位试验有十字板剪切试验和大型直剪试验。

抗剪强度指标和试验时的剪切速率、应力状态、应力历史、尤其和排水条件等因素有关。试验室条件和现场条件有较大差别，怎么更好模拟现场实际条件，选用指标的原则是很重要的。

对于土坡的长期稳定性分析，挡土结构的长期土压力和软土地基上建筑物的地基长期稳定性分析，应采用三轴固结不排水的强度指标；

对于饱和软粘土的短期稳定性分析，应采用不固结不排水强度指标；

对于建筑物施工速度快，而地基的透水性和排水条件不良，可采用三轴不固结不排水剪或直剪试验结果；

对于地基荷载增加速率较慢、土的透水性较好，排水条件良好，可采用固结排水剪或慢剪试验；

对于介于以上两种状态之间，可采用固结不排水剪或固结快剪试验结果。由于实际加荷情况和土性质的复杂性，而且建筑物的施工和使用过程中都要经历不同的固结状态，因此在确定土的强度指标时还应结合工程经验。

（10）无侧限抗压强度试验

无侧限抗压强度试验如同在三轴仪中 $\sigma_3 = 0$ 的不排水剪试验一样，试验时将圆柱体试样放在无侧限抗压试验仪中，以等轴向变形方式施加轴向压力直至试样剪切破坏，剪切破坏时试样所能承受的最大轴向力 q_u 称为无侧限抗压强度。

对于测定饱和粘性土的不排水抗剪强度，可以用无侧限抗压试验代替三轴仪试验，此时 $\varphi_u = 0$

$$\tau_f = c_u = q_u/2$$

式中 c_u——土的不排水抗剪强度，kPa；

q_u——无侧限抗压强度，kPa。

对于岩石地基承载力特征值，可根据岩石饱和单轴抗压强度试验结果按下式计算

$$f_a = \psi_r f_{rk}$$

式中 f_a——岩石地基承载力特征值；

f_{rk}——岩石饱和单轴抗压强度标准值；

ψ_r——折减系数，完整岩体取0.5；对较完整岩体取0.2～0.5；对较破碎岩体取0.1～0.2。

1.12 岩土工程常用的原位测试手段有哪些？能提供哪些参数？其适用条件是什么？

岩土工程常用的原位测试手段如下：

（1）静载荷试验

静载荷试验分为平板载荷试验和螺旋板载荷试验。

1）平板载荷试验　压板面积0.25m²～0.5m²，他适用于浅层的碎石土、砂土、粘性土、填土和软土地基，也适用于岩石地基。

试验结果可提供岩土地基承载力和变形模量。

2）螺旋板载荷试验　压板面积200cm²～500cm²，他适用于深层或地下水位以下的砂土、粉土、粘性土或软土。

试验结果可提供岩土地基承载力和变形模量。

（2）静力触探试验（CPT）

静力触探试验适用于软土、一般粘性土、粉土、砂土及含少量碎石的土层。可采用单桥探头、双桥探头或带孔隙水压力量测的单、双探头，他可测定比贯入阻力、锥尖阻力、侧壁磨阻力和孔隙水压力。

根据触探资料和结合地区经验可估算土强度、密实度、压缩性和判断液化势；地基土和单桩承载力；还可根据孔压消散曲线估算土的渗透系数和固结系数。

（3）圆锥动力触探试验（DPT）

圆锥动力触探试验分为轻型（10kg）、重型（63.5kg）和超重型（120kg），他适用于强风化、全风化的硬质岩、各种软质岩及各类土。

根据圆锥动力触探试验指标，结合地区经验，可确定地基土和单桩承载力；评定场地均匀性、查明土洞、滑动面、软硬土层交界面；检验地基处理效果；确定砂土孔隙比、相对密度、粉土和粘性土的强度、状态和变形参数。

（4）标准贯入试验（SPT）

标准贯入试验是锤质量63.5kg，落距76cm，将贯入器打入土中30cm的锤击数为标准贯入击数$N_{63.5}$值。它适用于砂土、粉土及一般粘性土。

标贯试验击数和结合地区经验可提供地基土和单桩承载力；砂土和粉土的液化势；砂土密实度；粉土和粘性土的强度、状态和变形参数。

（5）十字板剪切试验（VST）

十字板剪切试验适用于测定饱和软粘土（$\varphi \approx 0$）的不排水抗剪强度和灵敏度。

可用十字板剪切试验结果确定软土地区路基、海堤、码头和土坝临界高度；估算地基土和单桩承载力；计算边坡稳定；判定软粘土的固结历史。

（6）旁压试验

旁压试验分预钻式和自钻式两种，预钻式会使孔壁土受到不同程度扰动。他们适用于粘性土、粉土、砂土、碎石土、软质岩和风化岩。

根据旁压试验成果，可测定地基土承载力；土原位水平应力、静止侧压力系数、孔隙

水压力及消散时间；估算土的不排水抗剪强度。

（7）现场剪切试验

现场剪切试验分直剪和三轴试验。

1）现场直剪试验　现场直剪试验适用于岩土体本身、岩土体沿软弱结构面和岩体与混凝土接触面的剪切试验。可在试验时施加法向应力和法向应力为零情况下的抗剪试验。

直剪试验可在试洞、试坑、探槽或大直径钻孔内进行。可采用平推法和斜推法。

现场直剪试验可得到岩土的抗剪强度值。其试验条件和受力状态更接近于实际情况。

2）现场三轴试验　现场三轴试验可用等侧压三轴和真三轴试验，一般在试洞里进行。

试验结果可确定岩体抗剪强度值，弹性模量和泊松比。

（8）波速测试

波速测试可采用单孔法，跨孔法或面波法。

通过现场测试可得到压缩波和剪切波的波速，从而确定岩土体的剪切模量，弹性模量、泊松比和动刚度。

（9）块体基础振动试验

块体基础振动试验适用于人工地基、残积土、膨胀土、黄土、软粘土上的机器基础，确定其地基刚度系数、阻尼比和参振质量等动力参数，为动力基础设计提供依据。

周期性振动机器应进行块体基础的强迫振动试验，得到幅频响应曲线，测得共振峰；

冲击振动机器应进行自由振动试验，得到自由振动的波形图。

（10）岩体原位应力测试

岩体应力测试采用孔壁、孔底和表面应力测试方法。用钻孔岩芯法测求三向、双向应力；用掏槽法测求岩体表面单向应力。它适用于无水、完整和较完整的岩体。测试结果可提供的参数为：

1）岩芯在室内测定弹性常数。

2）通过孔壁应变求得三个主应力的大小和方向；通过孔底应变确定岩体三个方向应力值。

3）通过洞壁表面应变测试确定的应力，可分析岩体中的应力状态。

（11）扁铲侧胀试验

偏铲侧胀试验适用于软土，一般粘性土、粉土、黄土和松散～中密砂土。

根据扁铲侧胀试验指标和地区经验，可判别土类、确定粘性土的状态、静止侧压力系数和水平基层系数等。

1.13　岩土工程常用的水文地质参数有哪些？是如何测定的？

建筑场地的水文地质条件包括地下水的埋藏条件、地下水位及其动态变化、地下水化学成分及其对混凝土的腐蚀性、对地下和地表水的污染源和可能的污染程度等。

岩土工程常用的水文地质参数如下：

1）水位　当遇地下水时，一定要量测水位；稳定水位应在初见水位后经一定的稳定时间后量测；对多层含水层的水位量测，应采取止水措施，将被测含水层与其他含水层隔开。水位用钻孔、探井或测压管内直接量测。

2）流向和流速　流向可用几何法，量测点不应少于呈三角形分布的 3 个测孔（井），

测点间距为 50m～100m，应同时量测各孔内水位，以确定地下水流向。

地下水流速可用指示剂法或充电法量测。

3）渗透系数　用钻孔的抽水、注水试验或室内渗透试验测定。

4）孔隙水压力　用测压计式或孔压静力触探仪量测。

1.14　地下水的类型和赋存状态是什么？

存在于地面下土和岩石的孔隙、裂隙或溶洞中的水称为地下水。

地下水按埋藏条件分为上层滞水、潜水和承压水。

（1）上层滞水

埋藏于地表浅处，局部隔水透镜体的上部，具有自由水面的地下水。它主要是由大气降水补给。

（2）潜水

埋藏在地表下第一稳定隔水层以上的具有自由水面的地下水。一般埋藏在第四纪沉积层及基岩的风化层中。主要是由雨水渗透或河流渗入土中补给。

（3）承压水

充满于两个稳定隔水层之间的含水层中的地下水。它能承受一定静水压力，动态变化受气候因素影响不明显。

地下水分层流和紊流两种运动状态。土中孔隙或微小裂隙中的水，以渗透为主流动，属于层流，岩石裂隙或空洞中的水流速大，以紊流状态运动为主。

1.15　地下水对混凝土腐蚀性分级标准是什么？

地下水含有各种化学成分，当某些成分含量过高时，会腐蚀混凝土，例如硫酸离子 SO_4^- 含量过多，能破坏混凝土结构；pH＜7 的酸性地下水对混凝土的 $CaCO_3$ 起溶解破坏作用。

“岩土工程勘察规范”（GB50021—2001）规定，根据场地所在的环境类型（分为Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ类）和各种腐蚀介质含量，可把腐蚀等级分为弱、中、强（GB50021—2001 规范表 12.2.1）。

受地层渗透性影响，水和对混凝土结构的腐蚀评价是根据 pH 值、侵蚀性 CO_2 和 HCO_3^- 含量，将腐蚀性等级分为弱、中、强（GB50021—2001 规范表 12.2.2）。

根据腐蚀等级的不同，可以按下列进行综合评定：

1. 腐蚀等级中，只出现弱腐蚀，无中、强腐蚀时，应综合评价为弱腐蚀；

2. 腐蚀等级中，无强腐蚀；最高为中等腐蚀时，应综合评价为中等腐蚀；

3. 腐蚀等级中，有一个或一个以上为强腐蚀，应综合评价为强腐蚀。

1.16　地下水升降对岩土工程特性和建筑物有哪些影响？

地下水升降对岩土工程特性有如下影响：

（1）地下水回升时，使土体饱和，降低土体抗剪强度，加大建筑物沉降量和不均匀沉降，同时可能引起地基回弹和对基础产生浮托力；地下水位下降，增加土体的有效自重应力，会引起地面沉降；

（2）在边坡稳定和支挡结构计算时，应考虑水及其动水压力对边坡稳定的不利影响。

（3）在有水头压差的粉细砂、粉土中，应考虑产生潜蚀、流砂、涌土和管涌的可能性；

（4）对软质岩、强风化岩石、残积土、湿陷性土、膨胀土和盐渍土，应考虑地下水产生的软化、崩解、湿陷、胀缩和潜蚀等作用对工程的不利影响；

（5）冻土地区，应考虑地下水对土的冻胀和融蚀作用对建筑物的影响。

（6）挡土墙墙背填料为粉砂、粉土或粘性土，验算其稳定性时，应根据不同排水条件、评价静水压力、动水压力对支挡结构的作用。

1.17 什么是填土，其工程特性和评价指标是什么？

填土根据物质组成和堆填方式分为素填土、杂填土和冲填土。

填土工程评价包括均匀性、压缩性、密实度和承载力。

压实填土包括分层压实填土和分层夯实填土。压实填土质量的评价指标是用压实系数 λ_c 控制。λ_c 为工地压实时要求达到的干密度 ρ_d 与室内击实试验所得到的最大干密度 ρ_{dmax} 之比值，

$$\lambda_c = \rho_d / \rho_{dmax} \tag{1-17}$$

当利用压实填土作为建筑工程地基持力层时，其压实系数应满足表 1-3 要求。

压实填土的质量控制 **表 1-3**

结构类型	填土部位	λ_c	控制含水量（%）
砌体和框架结构	地基主要受力层范围内	≥0.97	$w_{0P} \pm 2$
	地基主要受力层范围以下	≥0.95	
框架结构	地基主要受力层范围内	≥0.96	
	地基主要受力层范围以下	≥0.94	

注：1. w_{0P}为最优含水量；

2. 地坪垫层以下及基础底面标高以上的填土，λ_c≮0.94。

1.18 什么是湿陷性黄土？其工程特性和评价指标是什么？

黄土在自重压力作用下或自重压力和附加压力综合作用下，受水浸湿后，使土的结构迅速破坏而发生显著的附加下沉，其强度也随着迅速降低，这种土称为湿陷性黄土。

黄土湿陷性的强弱程度，由湿陷系数 δ_s 值来衡量。

$$\delta_s = \frac{h_P - h'_P}{h_0} \tag{1-18}$$

式中 h_P——保持天然湿度和结构的土样，加至一定压力 p 时，下沉稳定后的高度；

h'_P——上述加压稳定后的土样，在浸水作用下，下沉稳定后的高度；

h_0——土样的原始高度。

当深度不超过 10m 的土层，p 采用 200kPa，深度超过 10m 的土层 p 采用 300kPa，在这压力下，当 $\delta_s < 0.015$ 时定为非湿陷性黄土；当 $\delta_s \geqslant 0.015$ 时定为湿陷性黄土。

用野外试坑浸水试验或计算自重湿陷量方法判定，当自重湿陷量 $\Delta_{zs} > 7$cm 时，定为

自重湿陷性黄土；当 $\Delta_{zs}<7$cm 时，定为非自重湿陷性黄土。

对黄土评价的另一个重要指标是湿陷起始压力。

黄土湿陷量是压力的函数，实际上存在一个压力界限值，当压力低于这个数值，只使黄土产生压缩变形，而不会产生湿陷现象，这个界限值称为湿陷起始压力。起始压力大小可在 p-δ_s 曲线上取 δ_s 为 0.01～0.02 之间某一个数值，如 $\delta_s \leqslant 0.015$ 所对应的压力作为湿陷起始压力。在基础设计时，可以有意识地使基底压力小于湿陷起始压力，避免湿陷的可能性。

天然状态黄土，一般强度较高、压缩性较小，一旦因管道漏水、地面积水、生产生活用水渗入地下或地下水位上升时，将引起黄土湿陷下沉，地基承载力也相应降低，湿陷性黄土作为建筑物地基，一般都要进行处理，消除其湿陷性。

1.19 什么是膨胀土？其工程特性和评价指标是什么？

当粘粒成分主要由强亲水性的蒙脱石和伊利石矿物组成，同时具有吸水膨胀和失水收缩的粘性土称为膨胀土。

膨胀土吸水后体积膨胀，使建筑物隆起，如果膨胀受阻即产生膨胀力，使房子开裂；而一旦失水，体积收缩，造成土体开裂，使建筑物下沉。

膨胀土可用自由膨胀率 δ_{ef}、一定压力下膨胀率 δ_{ep}、收缩系数 λ_s 和膨胀力 P_e 等指标进行评价。当自由膨胀率 $\delta_{ef} \geqslant 40\%$ 时，定为膨胀土。

根据自由膨胀率 δ_{ef} 大小可把膨胀土分为弱、中、强膨胀势，

$40 \leqslant \delta_{ef} < 65$	弱膨胀势
$65 \leqslant \delta_{ef} < 90$	中膨胀势
$\delta_{ef} \geqslant 90$	强膨胀势

根据计算的膨胀量 S_c（mm）大小，可对膨胀土进行膨胀等级划分：

$15 \leqslant S_c < 35$	Ⅰ级
$35 \leqslant S_c < 70$	Ⅱ级
$S_c \geqslant 70$	Ⅲ级

1.20 什么是软土？其工程特性和评价指标是什么？

天然孔隙比大于或等于 1.0，且天然含水量大于液限的细粒土称为软土。软土包括淤泥、淤泥质土、泥炭和泥炭质土等。

软土工程特性为：

（1）含水量高，孔隙比大

一般含水量为 35%～80%，孔隙比 1～2。所以软土地基的任何处理方法，都是从降低含水量着手。

（2）抗剪强度低

其天然不排水抗剪强度为 5～25kPa，一般低于 20kPa。在荷载作用下，如果软土地基能有效的排水固结，强度将有显著变化，所以加速软土的固结速率，是改善软土强度的一种有效途径。

（3）压缩性高

一般正常固结的软土，压缩系数 a_{1-2}为 0.5～1.5MPa^{-1}，最大者达 4.5MPa^{-1}。

(4) 渗透性小

软土渗透系数一般为 10^{-6}～10^{-8}cm/s，所以在荷载作用下，固结速率很慢，建筑物的沉降稳定时间很长，可达几年或十几年。

(5) 具有明显结构性和流变性

软土一般为絮状结构，一旦受扰动，土的强度显著降低，甚至呈流动状态；在荷载作用下，受剪应力作用将产生缓慢的剪切变形，并导致抗剪强度的衰减，在主固结沉降完成之后还可能继续产生可观的次固结沉降。

根据软土强度低变形大等特点，地基承载力特征值一般为 50～80kPa，作为建筑物地基十分不利，同时压缩性高；建筑物沉降和不均匀沉降都比较大，所以软土地基一般都应进行处理，以达到满足地基稳定和变形要求。

1.21 什么是风化岩和残积土？其工程特性是什么？

岩石在风化营力等作用下，使其结构、成分和性质等产生不同程度变异的岩石称为风化岩；岩石已完全风化成土而未经搬运的称为残积土。

岩石风化程度可根据野外特征、波速比 K_v 和风化系数 K_f 进行判别。分为未风化、微风化、中等风化、强风化、全风化和残积土。

速度比 K_v 为风化岩石与新鲜岩石压缩波速度比；

风化系数 K_f 为风化岩石和新鲜岩石饱和单轴抗压强度之比。

例如强风化岩，$K_v = 0.4 \sim 0.6$，$K_f < 0.4$；全风化岩和残积土 K_v 分别为 0.2～0.4 和小于 0.2。

花岗岩类岩石，可用标准贯入试验划分，当 $N \geqslant 50$ 为强风化；$50 > N \geqslant 30$ 为全风化；$N < 30$ 为残积土。

岩石的坚硬程度、岩体完整程度和岩体基本质量等级可按 GB50021—2001 规范表 3.2.2-1、表 3.2.2-2 和表 3.2.2-3 进行划分。

1.22 什么是均值、标准差和变异系数？岩土参数标准值是如何确定的？

在对岩土参数进行统计分析时，其参数如下：

(1) 随机变量

可用数值表示的随机事件。

(2) 总体

一次统计分析工作中所要进行研究的对象的全体。

(3) 个体

组成总体的各个基本单位。

(4) 样体（样本或子样）

从总体中抽取其中一部分个体的集合体称为总体的样体。

(5) 均值

总体或样体试验值的算术平均值，它表明总体或样体数据的集中位置，用符号 μ 表示。

$$\mu = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\mu_i \tag{1-19}$$

式中 μ_i——第 i 个试验值；

n——试样值总数。

(6) 离差

第 i 个试验值与均值之差 $(\mu_i - \mu)$。

(7) 方差

离差平方和除以样体容量 n 称为方差。

$$S^2 = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(\mu_i - \mu)^2 \tag{1-20}$$

(8) 标准差

方差平方根的正值称为标准差，它反映试验数据的分散性，是总体的绝对误差指标。

$$\sigma = \sqrt{S^2} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\mu_i^2 - n\mu^2}{n-1}} \tag{1-21}$$

(9) 变异系数

标准差与均值的比值称为变异系数，它反映试验结果的变异性，是总体的相对误差指标。

$$\delta = \sigma/\mu \tag{1-22}$$

(10) 剩余标准差

由岩土参数绘制沿深度变化的图件，并按变化特点划分相关型和非相关型，相关型按式 (1-23) 计算剩余标准差，利用剩余标准差计算变异系数。

$$\sigma_\gamma = \sigma\sqrt{1-\gamma^2} \tag{1-23}$$

$$\delta_\gamma = \frac{\sigma_\gamma}{\mu} \tag{1-24}$$

式中 σ_γ——剩余标准差

γ——相关系数；对非相关型，$\gamma = 0$

(11) 岩土参数标准值 ϕ_k 按下列方法确定

$$\phi_k = \gamma_s\mu \tag{1-25}$$

$$\gamma_s = 1 \pm \left[\frac{1704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2}\right]\delta_\gamma \tag{1-26}$$

式中 γ_s——统计修正系数

(1-26) 式中正负号按不利组合考虑，如抗剪强度指标 c、φ 值的修正系数应取负值。

1.23 如何计算土的粘聚力和内摩擦角标准值（例题）?

【例】 某建筑场地 6.0m ~ 10.0m 的粉土中取 6 个土样进行室内试验，得到粘聚力 c (kPa) 为 15，13，16，18，23，21 和内摩擦角 φ (度) 为 25，23，21，20，23，22，试计算粘聚力和内摩擦角的标准值 c_k、φ_k。

【解】 (1) 求 c、φ 值的平均值

$$c_m = \frac{15 + 13 + 16 + 18 + 23 + 21}{6} = 17.67(\text{kPa})$$

$$\varphi_m = \frac{25 + 23 + 21 + 20 + 23 + 22}{6} = 22.3°$$

（2）求标准差 σ_c 和 σ_φ

$$\sigma_c = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\mu_i^2 - n\mu^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{15^2 + 13^2 + 16^2 + 18^2 + 23^2 + 21^2 - 6 \times 17.67^2}{6-1}}$$

$$= \sqrt{\frac{1944 - 1873.4}{5}} = 3.758$$

$$\sigma_\varphi = \sqrt{\frac{25^2 + 23^2 + 21^2 + 20^2 + 23^2 + 22^2 - 6 \times 22.3^2}{6-1}}$$

$$= \sqrt{\frac{3008 - 2983.7}{5}} = 2.204$$

（3）求统计修正系数 γ_{sc} 和 $\gamma_{s\varphi}$

$$\gamma_\sigma = 1 \pm \left[\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2}\right]\delta_\gamma,$$

$$\delta_\gamma = \frac{\sigma_\gamma}{\mu} = \frac{\sigma\sqrt{1-\gamma^2}}{\mu} = \frac{\sigma}{\mu}(\gamma = 0),$$

$$\gamma_{sc} = 1 - \left[\frac{1.704}{\sqrt{6}} + \frac{4.678}{6^2}\right] \times \frac{3.758}{17.67} = 1 - 0.1756 = 0.824$$

$$\gamma_{s\varphi} = 1 - \left[\frac{1.704}{\sqrt{6}} + \frac{4.678}{6^2}\right] \times \frac{2.204}{22.3} = 1 - 0.0816 = 0.918$$

（4）粉土的粘聚力和内摩擦角标准值为：

$$c_k = \gamma_{sc} \cdot C_m = 0.824 \times 17.67 = 14.6(\text{kPa})$$

$$\varphi_k = \gamma_{s\varphi} \cdot \varphi_m = 0.918 \times 22.3° = 20.5$$

1.24 如何计算土的物理参数（例题4道）？

【例1】 有一完全饱和的原状土样切满于容积为21.7cm³的环刀内，称得总质量为72.49g，经105℃烘干至恒重为61.28g，已知环刀质量为32.54g，土粒比重为2.74，试求该土样的密度、含水量、干密度和孔隙比。

【解1】 （1）密度 $\rho = \frac{m}{v} = \frac{72.49 - 32.54}{21.7} = 1.841\text{g/cm}^3$

（2）含水量 $w = \frac{m_w}{m_s} \times 100\% = \frac{72.49 - 61.28}{61.28 - 32.54} = 39\%$

（3）干密度 $\rho_d = \frac{m_s}{v} = \frac{61.28}{21.7} = 1.32\text{g/cm}^2$

（4）孔隙比 $e = \frac{G_s(1+w)\rho_w}{\rho} - 1 = \frac{2.74(1+0.39) \times 1.0}{1.841} - 1 = 2.069 - 1 = 1.069$

【例2】 某原状土的密度为1.85g/cm³，含水量为34%，土粒比重为2.71，试计算该土样的饱和密度、有效密度、饱和重度和有效重度，

【解2】 （1）土样孔隙比 $e = \frac{G_s(1+w)\rho_w}{\rho} - 1 = \frac{2.71(1+0.34) \times 1.0}{1.85} - 1 = 0.96$

(2) 饱和密度 $\rho_{sat} = \frac{G_s + e}{1 + e}\rho_w = \frac{2.71 + 0.96}{1 + 0.96} \times 1.0 = 1.87 g/cm^3$

(3) 有效密度 $\rho' = \rho_{sat} - \rho_w = 1.87 - 1.0 = 0.87 g/cm^3$

(4) 饱和重度 $\gamma_{sat} = \rho_{sat} \times g = 1870 kg/m^3 \times 9.81 m/s^2 = 18.3 kN/m^3$

(5) 有效重度 $\gamma' = \rho' \times g = 870 kg/m^3 \times 9.81 m/s^2 = 8.5 kN/m^3$

【例 3】 某砂土密度为1.77g/cm³,含水量为 9.8%，土粒比重为 2.67，烘干后测定最小孔隙比为 0.461，最大孔隙比为 0.943，试评定该砂土密实度

【解 3】 (1) 天然孔隙比 $e = \frac{G_s(1 + w)\rho_w}{\rho} - 1 = \frac{2.67\ (1 + 0.098)\ \times 1.0}{1.77} - 1 = 0.656$

(2) 相对密度 $D_\gamma = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} = \frac{0.943 - 0.656}{0.943 - 0.461} = \frac{0.287}{0.482} = 0.595$。$0.7 \geqslant D_\gamma > 0.3$，该砂土属中密。

【例 4】 某一完全饱和粘性土试样含水量30%,土粒比重 2.73，液限为 33%，塑限为 17%，试求该饱和粘性土的孔隙比、干密度和饱和密度，并确定该粘性土的名称和软硬程度。

【解 4】 (1) 孔隙比，因土样完全饱和，其饱和度 $s_\gamma = 1$

$$e = \frac{wG_s}{s_\gamma} = wG_s = 0.3 \times 2.73 = 0.819$$

(2) 干密度 $\rho_d = \frac{G}{1 + e}\rho_w = \frac{2.73}{1 + 0.819} \times 1.0 = 1.5\ g/cm^3$

(3) 饱和密度 $\rho_{sat} = \frac{G_s + e}{1 + e}\rho_w = \frac{2.73 + 0.819}{1 + 0.819} \times 1.0 = 1.95\ g/cm^3$

(4) 塑性指数 $I_p = w_L - w_P = 33 - 17 = 16$

(5) 液性指数 $I_L = \frac{w - w_P}{I_P} = \frac{30 - 17}{16} = 0.81 (0.75 < I_L \leqslant 1)$

$10 < I_P \leqslant 17$，饱和粘土为粉质粘土；

$0.75 < I_L \leqslant 1$，饱和粘土为软塑状态。

1.25 如何计算土层的压缩系数和压缩模量（例题)?

【例】 某土层天然空隙比 $e_0 = 0.85$，进行压缩试验在各级压力下的孔隙比如表 1-4 所示，试判断该土的压缩性和计算压缩模量。

各级压力的孔隙比 **表 1-4**

p/kPa	50	100	200	300	400
e	0.840	0.835	0.820	0.795	0.780

【解】 (1) 土层压缩系数 a_{1-2}

$$a_{1-2} = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{0.835 - 0.820}{200 - 100} = 0.00015\ kPa^{-1} = 0.15 MPa^{-1}$$

$0.1 MPa^{-1} \leqslant a_{1-2} < 0.5 MPa^{-1}$，该土属于中压缩性土

(2) 土层压缩模量

$$E_s = \frac{1 + e_1}{a} = \frac{1 + 0.835}{0.15} = 12.2 MPa$$

1.26 如何判定花岗岩风化程度（例题）?

【例】 某花岗岩风化层，进行6次标准贯入试验，其值为30、29、31、28、32、27，试判定该风化岩的风化程度

【解】 计算风化岩标贯击数的标准值

(1) 平均值 $N_m = \dfrac{30+29+31+28+32+27}{6} = 29.5$

(2) 标准差 $\sigma_m = \sqrt{\dfrac{\sum_{i=1}^{n}\mu_i^2 - n\mu^2}{n-1}} = \sqrt{\dfrac{30^2+29^2+31^2+28^2+32^2+27^2-6\times 29.5^2}{6-1}}$

$$= \sqrt{\frac{5239-5221.5}{5}} = 1.87$$

(3) 变异系数 $\delta_\gamma = \dfrac{\sigma_\gamma}{\mu} = \dfrac{\sigma\sqrt{1-\gamma^2}}{\mu} = \dfrac{\sigma}{\mu} = \dfrac{1.87}{29.5} = 0.063$（$\gamma$ 取 0）

(4) 标贯击数标准值

$$\gamma_s = 1 - \left[\frac{1.704}{\sqrt{6}} + \frac{4.678}{6^2}\right] \times 0.063 = 0.948$$

$N = \gamma_s \cdot N_m = 29.5 \times 0.948 = 28.0 < 30$

所以该花岗岩为残积土。

1.27 如何计算压实填土的最大干密度和最优含水量（例题）?

【例】 某工程的填土经重型击实试验，得到含水量和干密度如表1-5所示，试计算该填土的最大干密度和最优含水量?

含水量和干密度值　　表1-5

ω/%	12.2	14.0	17.7	21.6	25.0	26.5	29.3
ρ_d (g/cm^3)	1.203	1.330	1.45	1.484	1.522	1.500	1.436

【解】 根据不同含水量所得到的干密度可以绘制出击实曲线（图1-1）。

由曲线峰值点对应的纵座标为最大干密度 $\rho_{dmax} = 1.53 g/cm^3$；$\rho_{dmax}$对应的横座标为最优含水量 $w_{OP} = 23.6\%$。

1.28 如何求土样的主应力和剪应力（例题3道）?

【例1】 某饱和粘性土试样在三轴仪中进行固结不排水试验，施加周围压力 $\sigma_3 = 200kPa$，试件破坏时主应力差 $\sigma_1 - \sigma_3 = 280kPa$，测得孔隙水压力 $u_f = 180kPa$，有效粘聚力 $c' = 80kPa$，有效内摩擦角 $\varphi' = 24°$，试求破坏面上的法向应力和剪应力，以及试件中最大剪应力。

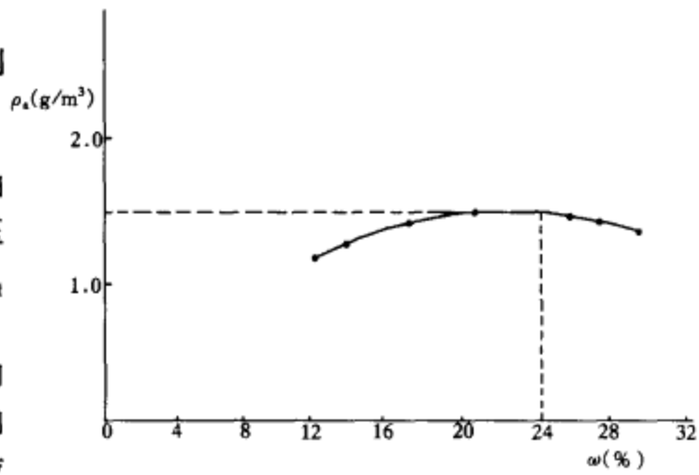


图1-1 击实曲线 例题1.27

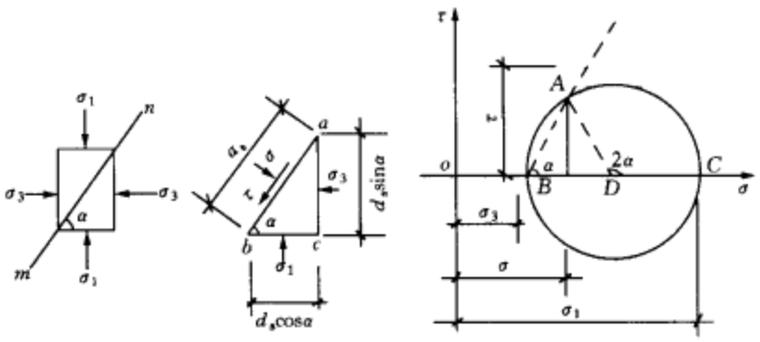


图 1-2　土中任一点应力　例题 1.28

【解 1】　当土体中任意一点在某一平面上发生剪切破坏时，该点处于极限平衡状态。作用在单元体内与大主应力 σ_1 作用平面成任意角 α 的平面上的正应力 σ 和剪应力 τ 为：

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\alpha \tag{1-27}$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\alpha \tag{1-28}$$

破坏面与大主应力作用面的夹角为：

$$\alpha_f = 45° + \frac{\varphi'}{2} = 57°,\quad \sigma_1 = 280 + 200 = 480\text{kPa},\quad \sigma_3 = 200\text{kPa}$$

由式（1-27）和（1-28），可得破坏面上的法向应力和剪应力为：

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\alpha = \frac{1}{2} \times 680 + \frac{1}{2} \times 280 \times (-0.41) = 283\text{kPa}$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\alpha = \frac{1}{2} \times 280 \times 0.91 = 127.9\text{kPa}$$

最大剪应力发生在 $\alpha = 45°$ 平面上

$$\tau_{max} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\alpha = \frac{1}{2} \times 280 \times 1 = 140\text{kPa}$$

【例 2】　试说明［例题 1］中，试样的破坏面发生在 $\alpha = 57°$ 的平面而不发生在最大剪应力作用面上，为什么？

【解 2】　在破坏面上有效正应力 σ' 和抗剪强度 τ_f 为：

$$\sigma' = \sigma - \mu = 283 - 180 = 103\text{kPa}$$

$$\tau_f = c' + \sigma' \text{tg}\varphi' = 80 + 103\text{tg}24° = 127\text{kPa}$$

所以在 $\alpha = 57°$ 的面上抗剪强度等于该面上剪应力，即 $\tau_f = \tau = 127\text{kPa}$，故在该面上发生破坏

在最大剪应力作用面上即 $\alpha = 45°$ 面上，

$$\sigma = \frac{1}{2}(480 + 200) + \frac{1}{2}(480 - 200)\cos 90° = 340\text{kPa}$$

$$\sigma' = \sigma - \mu = 340 - 180 = 160\text{kPa}$$

$$\tau_f = c' + \sigma' \text{tg}\varphi' = 80 + 160\text{tg}24° = 151\text{kPa}$$

据题［例 1］，在 $\alpha = 45°$面上，最大剪应力 $\tau_{max} = 140kPa$，但该面上抗剪强度 $\tau_f = 151kPa$，抗剪强度大于剪应力，所以在剪应力最大的作用面上不发生剪切破坏。

【例 3】 某干砂试样进行直接剪切试验，当垂直压力 $p = 300kPa$ 时，测得抗剪强度 $\tau_f = 200kPa$，试求（1）砂土内摩擦角；

（2）破坏时大小主应力；（3）大主应力与剪切面夹角

【解 3】 （1）$\tau = \sigma tg\varphi$，$200 = 300tg\varphi$，$tg\varphi = 0.67$，$\varphi = 33.7°$

（2）无粘性土极限平衡条件为；

$$\sigma_1 = \sigma_3 tg^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right), \sigma_1 = \sigma_3 \times tg^2\left(45° + \frac{33.7}{2}\right) = \sigma_3 \times 3.49, \alpha = 45° + \frac{\varphi}{2} = 45° + \frac{33.7}{2}$$

$$= 61.8°, \tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\alpha, 200 = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin(2 \times 61.8°) = \frac{1}{2}(3.49\sigma_3 - \sigma_3) \times 0.83。$$

小主应力 $\sigma_3 = 194kPa$，大主应力 $\sigma_1 = 677.7kPa$

（3）大主应力与剪切面夹角，$\alpha_f = 90° - 61.8° = 28.2°$

1.29 如何进行场地勘察方案设计（例题）？

【例】 某高层建筑长 60m，宽 15m，地上 30 层，地下 4 层，基础埋深 12m，其底竖向压力约 550kPa，荷载基本均匀对称，建于河流三角洲平原上，基岩深度 50m，7 度地震区，试设计勘察方案。

【解】 （1）钻孔数量和深度

根据 GB50021—2001 规范对单栋高层建筑钻孔布置要求，场地布置 2 排钻孔，每排 4 个，控制孔 4 个；

控制孔深度 50m，到达基岩，一般钻孔深度根据控制孔揭露的地层情况确定，原则上应穿过软土层到达硬土层，并且不小于 27m。

（2）取土试样至少 3 个，主要土层原状土试样不少于 6 件；压缩试验最大压力应大于土的有效自重压力与附加压力之和，提供压缩性指标，必要时可加做高压固结试验，提供先期固结压力和压缩指数；15m 以上的土加做剪切试验；砂土做标贯试验。

（3）划分地层和确定地层承载力，持力层做压板载荷试验；做基岩以上土层波速测试。

（4）测定地下水位，有隔水层时应分层测定地下水位；调查水位的年变化及与邻近地面水的补给关系；做地下水层对建筑材料腐蚀性的化学分析；必要时做抽水试验。

（5）岩土工程评价内容应包括：1）基础类型建议；2）土的承载力特征值和沉降估算；3）若采用桩基，提供桩的类型，单桩承载力和各土层侧阻力、桩端土层端阻力值；4）场地土类型、场地类别和可液化土地震液化判定；5）地下水腐蚀性判定；6）基坑支护和降水方案建议。

1.30 如何计算黄土的湿陷量（例题）？

【例】 某一黄土场地（因土质地区而异的修正系数 β_0 取 0.5）上进行场地初步勘察，在一探井中取样进行黄土湿陷性试验，结果如表 1-6，试计算黄土的总湿陷量 Δ_s（不考虑地质分层）

黄土试验结果　　表 1-6

取样深度 /m	自重湿陷系数 δ_{Zs}	湿陷系数 δ_s	取样深度 /m	自重湿陷系数 δ_{Zs}	湿陷系数 δ_s
1.0	0.032	0.044	5.0	0.001	0.012
2.0	0.027	0.036	6.0	0.005	0.022
3.0	0.022	0.038	7.0	0.004	0.020
4.0	0.020	0.030	8.0	0.001	0.006

【解】　当湿陷性系数 $\delta_s < 0.015$ 时，一般定为非湿性黄土，所以凡湿陷性系数 $\delta_s < 0.015$ 的土层不累计，

自重湿陷量按式 1-29 计算。

$$\Delta_{ZS} = \beta_0 \sum_1^n \delta_{ZS} h_i = 0.5(0.032 \times 100 + 0.027 \times 100 + 0.022 \times 100 + 0.020 \times 100) = 0.5 \times 10.1 = 5.05\text{cm} \tag{1-29}$$

$\Delta_{ZS} = 5.05\text{cm} < 7\text{cm}$，属非自重湿陷性黄土场地。

总湿陷量 Δ_s，在非自重湿陷黄土场地自基础底面（初勘时自地面下 1.5m）算至基底下 5m，本题计算自地面下 1.5m～6.5m，β 值取 1.5

$$\Delta_S = \beta \sum_1^n \delta_{si} h_i = 1.5\ (0.036 \times 50 + 0.038 \times 100 + 0.030 \times 100 + 0.022 \times 100 + 0.020 \times 50)$$
$$= 1.5 \times 11.5 = 17.25\text{cm}。$$

1.31　如何计算土的抗剪强度标准值（例题）？

【例】　某一粘性土层，根据 6 件试样的抗剪强度试验结果，经统计后得出土的抗剪强度指标的平均值，$\varphi_m = 17.5°$，$c_m = 15.0\text{kPa}$，并得到相应的变异系数，$\delta_\varphi = 0.25$，$\delta_c = 0.30$，试计算土的抗剪强度标准值 φ_k、c_k。

【解】　土的内摩擦角和粘聚力的统计修正系数 ψ_φ，ψ_c 为：

$$\psi_\varphi = 1 - \left(\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2}\right)\delta_\varphi = 1 - \left(\frac{1.704}{\sqrt{6}} + \frac{4.678}{6^2}\right) \times 0.25$$
$$= 1 - (0.696 + 0.13) \times 0.25 = 1 - 0.206 = 0.794$$
$$\psi_c = 1 - 0.826 \times 0.3 = 1 - 0.2478 = 0.752$$

所以土的内摩擦角和粘聚力标准值为：

$$\varphi_k = \psi_\varphi \varphi_m = 0.794 \times 17.5° = 13.9°$$
$$c_k = \psi_c c_m = 0.752 \times 15 = 11.3\text{kPa}$$

1.32　如何根据抽水试验确定土层的渗透系数（例题 2 道）？

【例 1】　某潜水含水层中打了一口抽水井及观测孔，已知初始水位为 14.69m，抽水井直径 0.3m，抽水试验参数见表 1-7，试计算该含水层的平均渗透系数。

抽水试验参数　　表 1-7

井　型	至抽水井中心距离（m）	降　深					
		第一次降深		第二次降深		第三次降深	
		水位/m	流量（m^3/d）	水位/m	流量（m^3/d）	水位/m	流量（m^3/d）
抽水井	—	13.32	302.4	12.90	456.8	12.39	506.00
观测井	12	13.77	—	13.57	—	13.16	—

【解 1】　仅有一个观测孔的渗透系数按下列公式计算

$$k = \frac{0.732Q}{(2H - S - S_1)(S - S_1)} \lg \frac{r_1}{r}$$

式中　k——渗透系数；

Q——每天抽水量；

H——初始水位；

S——抽水井水位下降深度；

S_1——观测井水位下降深度；

r_1——观测井与抽水井中心距离；

r——抽水井半径。

第一次降深，$Q = 302.4m^3/d$，$r_1 = 12m$，$r = 0.15m$，$H = 14.69m$，$S_1 = 14.69 - 13.77 = 0.92m$，$S = 14.69 - 13.32 = 1.37m$

$$k_1 = \frac{0.732 \times 302.4}{(2 \times 14.69 - 1.37 - 0.92)(1.37 - 0.92)} \lg \frac{12}{0.15} = \frac{221.4}{27.09 \times 0.45} \times 1.9 = 34.51m/d$$

第二次降深，$Q = 456.8m^3/d$，$r_1 = 12m$，$r = 0.15m$，$H = 14.69m$，$S_1 = 14.69 - 13.57 = 1.12m$，$S = 14.69 - 12.9 = 1.79m$。

$$k_2 = \frac{0.732 \times 456.8}{(2 \times 14.69 - 1.79 - 1.12)(1.79 - 1.12)} \lg \frac{12}{0.15} = \frac{334.4}{26.47 \times 0.67} \times 1.9 = 35.83m/d$$

第三次降深，$Q = 506m^3/d$，$r_1 = 12m$，$r = 0.15m$，$H = 14.69m$，$S_1 = 14.69 - 13.16 = 1.53m$，$S = 14.69 - 12.39 = 2.3m$。

$$k_3 = \frac{0.732 \times 506}{(2 \times 14.69 - 2.3 - 1.53)(2.3 - 1.53)} \lg \frac{12}{0.15} = \frac{370.4}{25.55 \times 0.77} \times 1.9 = 35.77m/d$$

所以试验含水层的平均渗透系数为：

$k = (k_1 + k_2 + k_3)/3 = (34.51 + 35.83 + 35.77)/3 = 36.37m/d$

【例 2】　某工程场地进行单孔抽水试验，地层情况及滤水管位置见图 1-3，滤水管上下均设止水装置，抽水参数为：钻孔深 12m，承压水位 1.5m，钻孔直径 0.8m，假定影响半径 100m，第一次降深 2.1m，涌水量 $510m^3/d$；第二次降深 3.0m，涌水量 $760m^3/d$；第三次降深 4.2m，涌水量 $1050m^3/d$，试用裘布依公式计算含水层的平均渗透系数 k。

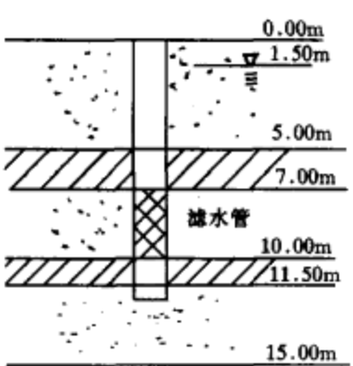


图 1-3　例题 1.32

【解 2】　根据裘布依（Dupuit）公式：

$$k = \frac{0.366Q}{MS}\lg\frac{R}{r}$$

式中 Q——每天抽水量；

R——降水影响半径；

r——滤水管半径（钻孔半径）；

M——含水层厚度；

S——水位降深。

第一次降深，$Q = 510\text{m}^3/\text{d}$，$R = 100\text{m}$，$r = 0.4\text{m}$，$M = 3\text{m}$，$S_1 = 2.1\text{m}$

$$k_1 = \frac{0.366 \times 510}{3 \times 2.1}\lg\frac{100}{0.4} = 29.63 \times 2.4 = 71\text{m/d}$$

第二次降深，$Q = 760\text{m}^3/\text{d}$，$R = 100\text{m}$，$r = 0.4\text{m}$，$M = 3\text{m}$，$S_2 = 3.0\text{m}$

$$k_2 = \frac{0.366 \times 760}{3 \times 3} \times 2.4 = 30.9 \times 2.4 = 74.2\text{m/d}$$

第三次降深，$Q = 1050\text{m}^3/\text{d}$，$R = 100\text{m}$，$r = 0.4\text{m}$，$M = 3\text{m}$，$S_2 = 4.2\text{m}$

$$k_3 = \frac{0.366 \times 1050}{3 \times 4.2} \times 2.4 = 30.5 \times 2.4 = 73.2\text{m/d}$$

所以含水层的平均渗透系数为：

$$k = (k_1 + k_2 + k_3)/3 = (71 + 74.2 + 73.2)/3 = 73\text{m/d}$$

1.33 如何配制土的含水量（例题）？

【例】 某一湿土试样重200g，其含水量 $w = 15\%$，若要将其配制含水量 $w = 20\%$ 的土试样，试计算需加多少水

【解】 根据土含水量定义，土中水的质量与土粒质量之比为土的含水量

$w = \frac{m_w}{m_s} \times 100\%$，土粒质量 $m_s = 200 - m_w$

$0.15 = \frac{m_w}{m_s} = \frac{m_w}{200 - m_w}$，

$30 - 0.15m_w = m_w$，$m_w = \frac{30}{1.15} = 26.1\text{g}$，$m_s = \frac{m_w}{0.15} = \frac{26.1}{0.15} = 173.3\text{g}$。

$0.2 = \frac{m_w}{m_s} = \frac{m_w}{173.3}$，$m_w = 173.3 \times 0.2 = 34.7\text{g}$。

所以需要加水量为：$34.7 - 26.1 = 8.6\text{g}$。

1.34 如何进行渗流量和渗透系数计算（例题10道）？

【例1】 一板桩打入透水土层后形成流网（图1.4）已知透水层深18m，渗透系数 $k = 3 \times 10^{-4}\text{mm/s}$，板桩打入土层表面以下9.0mm，板桩前后水深如图1-4，试求（1）图中所示 a、b、c、d、e 各点的孔隙水压力；（2）地基的单位渗水量。

【解】 （1）a 点 $u_a = 0$；

b 点，$u_b = \gamma_w h = \rho_w g h = 1 \times 9.81 \times 9 = 88.2\text{kPa}$；

c 点，水经土层渗流，水头损失8.0m，板桩前后各损失4.0m。

$$u_c = \gamma_w (18 - 4) = 9.81 \times 14 = 137.3\text{kPa}$$

d 点，$u_d = \gamma_w h = 9.81 \times 1.0 = 9.8\text{kPa}$

e 点，$u_e = 0$

（2）地基单位渗流量

$$q = kiA$$

$i = \dfrac{\Delta h}{h} = \dfrac{8}{18}$，$A$ 为渗流截面积，单位宽度渗流截面积 $A = 1 \times 9 \times 9\text{m}^2$

$$q = 3 \times 10^{-1}\text{m/s} \times \frac{8}{18} \times 9 = 12 \times 10^{-1}\text{m}^3/\text{s}$$

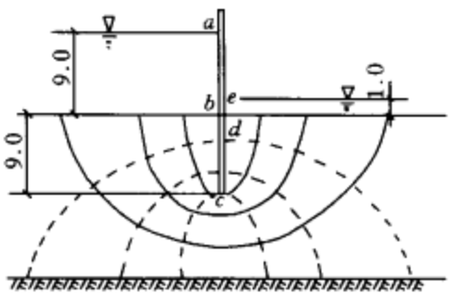


图 1-4　例题 1.34

【例 2】　定水头渗透试验中，已知渗透仪直径 $D = 75\text{mm}$，在 $l = 200\text{mm}$ 渗流途径上的水头损失 $h = 83\text{mm}$，在 60s 时间内的渗水量 $q = 71.6\text{cm}^3$，试求土的渗透系数

【解】　$i = \dfrac{\Delta l}{l} = \dfrac{83}{200} = 0.415$

$$q = \frac{71.6}{60} = 1.19\text{cm}^3/\text{s}$$

$$k = \frac{q}{iA} = \frac{1.19}{0.415 \times 44.2} = 6.5 \times 10^{-2}\text{cm/s}$$

【例 3】　设做变水头渗透试验的粘土试样的截面积为 30cm^2，厚度为 4cm，渗透仪细玻璃管的内径为 0.4cm，试验开始时的水位差为 145cm，经时段 7 分 25 秒观察得水位差为 100cm，试验时水温为 20℃，试求试样的渗透系数

【解】　$k = 2.3 \dfrac{al}{A(t_2 - t_1)} \lg \dfrac{h_1}{h_2}$

式中　a——变水头管截面积；

l——试样高度；

h_1——测压管中开始水头；

h_2——测压管中终止水头；

$$k = 2.3 \times \frac{0.1256 \times 4}{30 \times 445} \lg \frac{145}{100} = 8.6 \times 10^{-5} \times 0.16 = 1.38 \times 10^{-5}\text{cm/s}$$

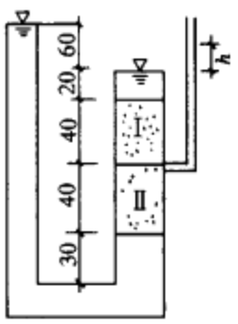


图 1-5　例题 1.34 例 5

【例 5】　某渗透试验装置如图 1-5 所示，砂Ⅰ的渗透系数 $k_1 = 2 \times 10^{-1}\text{cm/s}$；砂Ⅱ的渗透系数 $k_2 = 1 \times 10^{-1}\text{cm/s}$，砂样截面积 $A = 200\text{cm}^2$，试求（1）若在砂Ⅰ与砂Ⅱ分界面处安装一测压管，测压管中水面将升至右端水面以上多高？

（2）砂Ⅰ与砂Ⅱ界面处的单位渗流量 q 多大？

【解】（1）水经砂Ⅰ和砂Ⅱ渗流后水头损失 60cm，砂Ⅰ渗透系数 k_1 是砂Ⅱ k_2 的 2 倍，所以砂Ⅱ水头损失为 40cm，砂Ⅰ水头损失为 20cm，所以测压管中水面将升至右端水面以上，高度 $h = 60 - 40 = 20\text{cm}$。

（2）砂Ⅰ与砂Ⅱ界面处的单位流量

$$q = k_2 iA = 2 \times 10^{-1}\text{cm/s} \times \frac{40}{80} \times 200 = 20\text{cm}^3/\text{s}$$

【例 6】　某场地为了降低地下水位，在水平不透水层上修建了一条长 100m 的地下集

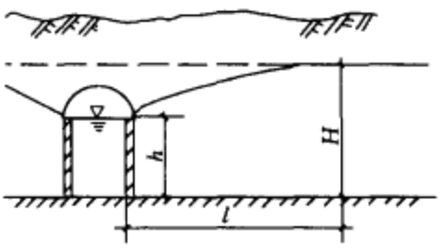


图 1-6　例题 1.34 例 6

水廊道（图 1-6），然后经排水沟排走，经实测，在廊道边缘距离 $l = 80\text{m}$ 处地下水位开始下降，该处水深 $H = 7.6\text{m}$，廊道中水深 $h = 3.6\text{m}$，由廊道排出总流量 $Q = 2.23\text{m}^3/\text{s}$，试求土层的渗透系数

【解】　廊道中所集积的地下水流量系由两侧土层中渗出，故每一侧渗出的单位宽流量为：

$$q = \frac{Q}{2b} = \frac{2.23}{2 \times 100} = 0.0112\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$$

根据流量公式

$$q = \frac{k(h_2^2 - h_1^2)}{2(l_2 - l_1)}, h_2 = H = 7.6\text{m}, h_1 = h = 3.6\text{m}, l = 80\text{m}$$

$$k = \frac{2ql}{H^2 - h^2} = \frac{2 \times 0.0112 \times 80}{7.6^2 - 3.6^2} = 0.04 \times 10^{-2}\text{m/s}$$

【例 7】　某堤坝上游水深 12m，下游水深 2m，土的渗透系数 $k = 0.6\text{m/d}$，流网网格为正方形，其中流线 5 条，等势线 9 条，试估算坝宽 1m 的渗流量

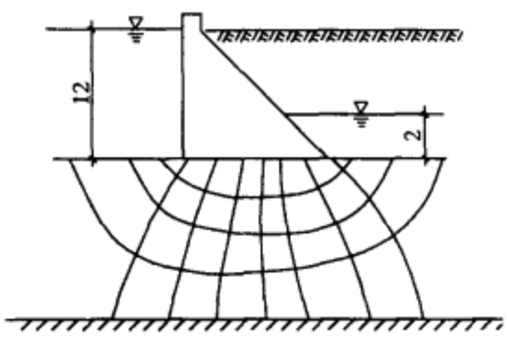


图 1-7　例题 1.34 例 7

【解】　每米坝宽的渗流量

$$q = k(h_1 - h_2) \times \frac{(n-1)}{(m-1)} \times \frac{\Delta b}{\Delta l}$$

式中　k——土渗透系数；

$(h_1 - h_2)$——水头差 $h_1 - h_2 = 12 - 2 = 10\text{m}$；

n、m——分别为等流线和等势线条数，$n = 5$，$m = 9$；

Δb、Δl——等势线和等流线宽度。

$$q = 0.6 \times 10 \times \frac{4}{8} \times 1 = 3\text{m}^3/\text{d}\cdot\text{m}$$

【例 8】　某水闸上游水深为 15m，下游水深为 15m，流网如图 1-7，土的渗透系数 $k = 10^{-2}\text{cm/s}$，试求 a、b、c 三点的孔隙水压力及 ab 段的平均流速。

【解】　上游水经土层渗流至下游，共 10 条等势线，水头损失为（15 - 5）= 10m。

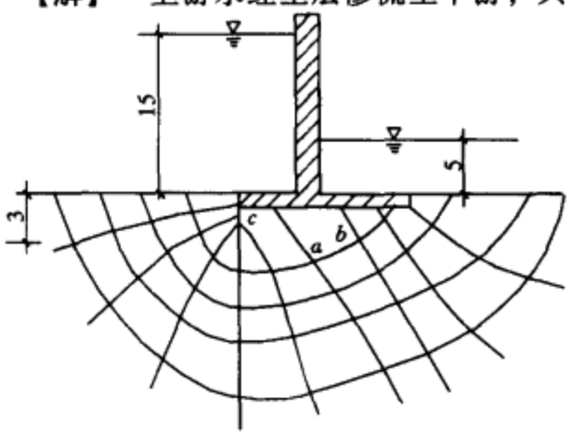


图 1-8　例题 1.34 例 8

每两等势线间的水头差 $\Delta h = \frac{10}{10} = 1\text{m}$。

a 点孔隙水压力为：

$$u_a = \gamma h = 9.81 \times (15 - 5) = 9.81 \times 10 = 98.1\text{kPa}$$

b 点孔隙水压力为：

$$u_b = 9.81(15 - 6) = 9.81 \times 9 = 88.3\text{kPa}$$

c 点孔隙水压力为：

$$u_c = 9.81(15 - 3) = 9.81 \times 12 = 117.7\text{kPa}$$

ab 段相距为 3m，ab 段平均流速为：

$$V_{ab} = ki = 10^{-2} \times \frac{\Delta h}{\Delta l} = 10^{-2} \times \frac{1}{3} \times 100 = 33.3 \times 10^{-2}\text{cm/s}$$

【例 9】 厚度 $h = 15\text{m}$ 的含水层，用两口观测井（距离 $l = 200\text{m}$）测得井 1 水位 64.22m，井 2 水位 63.44m（图 1-9），土层渗透系数 $k = 45\text{m/d}$，试求含水层单位宽度的渗流量

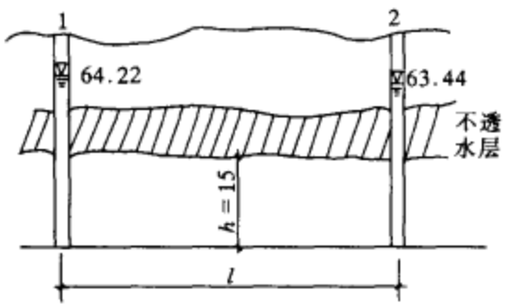


图 1-9 例题 1.34 例 9

【解】 图中情况属有压（承压）的均匀渗流，单位宽度流量 q

$$q = kiA,$$

$$i = \frac{64.22 - 63.44}{200} = 0.0039$$

$$A = 15 \times 1 = 15\text{m}^2$$

$$q = 45 \times 0.0039 \times 15 = 2.63\text{m}^3/\text{d}$$

【例 10】 某场地 60m × 40m，其四周布置 8 口潜水井（图 1-10），已知总抽水量 $Q_o = 5.0\text{m}^3/\text{s}$，每口井半径 $r_0 = 0.1\text{m}$，土渗透系数 $k = 0.1\text{m/s}$，含水层厚度 $H = 10\text{m}$，整个井群的影响半径 $R = 500\text{m}$，试求 o、a、b 三点水位降深

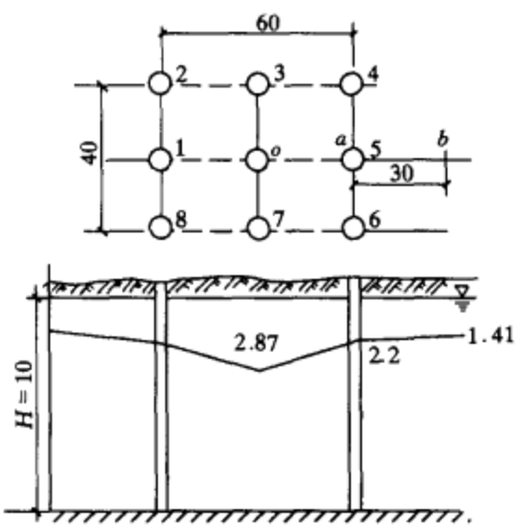


图 1-10 例题 1.34 例 10

【解】 场地各个位置的降深按下式计算

$$Z^2 = H^2 - 0.73\frac{Q_o}{k}\left[\lg R - \frac{1}{n}\lg(r_1 r_2 \cdots\cdots r_n)\right]$$

式中 Z——潜水井降水某位置离不透水层距离；

H——含水层厚度；

Q_0——总抽水量；

R——井群降水影响半径；

r——各降水井离计算点水平距离；

n——潜水井数量。

场地中心 o 点：

$r_1 = r_5 = 30\text{m}$；$r_3 = r_7 = 20\text{m}$，

$$r_2 = r_4 = r_6 = r_8 = \sqrt{30^2 + 20^2} = 36\text{m}$$

$$Z_o^2 = 10^2 - 0.73 \times \frac{5.0}{0.1}\left[\lg 500 - \frac{1}{8}\lg(30 \times 30 \times 20 \times 20 \times 36 \times 36 \times 36 \times 36 \times 0.1)\right]$$

$$= 100 - 36.5\left[2.699 - \frac{1}{8} \times 10.78\right] = 100 - 49.3 = 50.7$$

$Z = 7.12\text{m}$，o 点降深为 $(10 - 7.12) = 2.87\text{m}$。

a 点：

$$r_1 = 60\text{m}, r_2 = r_8 = \sqrt{60^2 + 20^2} = 63.2\text{m}, r_3 = r_7 = \sqrt{30^2 + 20^2} = 36\text{m}$$

$r_4 = r_6 = 20\text{m}$，5 号井中心至井管壁 $r_5 = 0.1\text{m}$

$$Z_a^2 = 100 - 36.5\left[2.699 - \frac{1}{8}\lg(60 \times 63.2^2 \times 36^2 \times 30^2 \times 20^2 \times 0.1)\right]$$

$= 100 - 36.5[2.699 - 1.21] = 61$

$Z_a = 7.8\text{m}$，a 点降深为$(10 - 7.8) = 2.2\text{m}$

b 点：

$r_1 = 90\text{m}, r_2 = r_8 = \sqrt{90^2 + 20^2} = 92.2\text{m}, r_3 = r_7 = \sqrt{60^2 + 20^2} = 63.2\text{m}$

$r_4 = r_6 = \sqrt{30^2 + 20^2} = 36\text{m}, r_5 = 30\text{m}$

$$Z_b^2 = 100 - 36.5\left[2.699 - \frac{1}{8}\lg(90 \times 92.2^2 \times 63.2^2 \times 36^2 \times 30 \times 60)\right]$$

$$= 100 - 36.5[2.699 - 1.98] = 73.82$$

$Z_b = 8.59\text{m}$，b 点降深为$(10 - 8.1) = 1.41\text{m}$

1.35 如何确定土的名称（例题5道）？

【例1】 某饱和原状土，其体积 $V = 100\text{cm}^3$，湿土质量 $m = 0.185\text{kg}$，烘干后质量为 0.145kg，$G_s = 2.70$，$\omega_L = 35\%$，$\omega_p = 17\%$，试求（1）I_P，I_L 并确定土名称和状态；（2）若将土压密使其 $\gamma_d = 1.65\text{t/m}^3$，此时孔隙比减小多少？

【解】 （1）土质量密度 $\rho = \dfrac{m}{V} = \dfrac{0.185}{100} = 1.85\text{t/m}^3$，

土含水量 $\omega = \dfrac{m_w}{m_s} = \dfrac{m - m_s}{m_s} = \dfrac{0.185 - 0.145}{0.145} = 27.5\%$

土干密度 $\rho_d = \dfrac{m_s}{V} = \dfrac{0.145}{100} = 1.45\text{t/m}^3$

孔隙比 $e = \dfrac{G_s\rho_w}{\rho_d} - 1 = \dfrac{2.7 \times 1}{1.45} - 1 = 0.86$

$I_P = \omega_L - \omega_P = 35 - 17 = 18, I_L = \dfrac{\omega - \omega_P}{I_P} = \dfrac{0.2758 - 0.17}{0.18} = 0.59$

$I_P = 18 > 17$，该土为粘土，

$0.25 < I_L = 0.59 < 0.75$，粘土的状态为可塑。

（2）压密后 $\gamma'_d = 1.65\text{t/m}^3, \rho'_d = \dfrac{r_d}{g} = 1650\text{kg/m}^3$

$$e' = \frac{G_3\rho_\omega}{\rho'_d} - 1 = \frac{2.7 \times 1000}{1650} - 1 = 0.64$$

压缩后孔隙比减小 $\Delta e = e - e' = 0.86 - 0.64 = 0.22$

【例2】 某无粘性土的颗粒分析结果如表1-8所示，试确定该土名称。

土 粒 径 含 量　　表 1-8

粒径（mm）	20～2	2～0.5	0.5～0.25	0.25～0.075	0.075～0.05	<0.05
粒组含量（%）	15	20.3	26.8	20.1	12.7	5.1

【解】

（1）粒径含量大于2mm的颗粒占总质量的15%；

（2）粒径大于0.5mm的颗粒占总质量的（15 + 20.3）% = 35.3%；

（3）粒径大于0.25mm的颗粒占总质量的（15 + 20.3 + 26.8）% = 62.1%；

(4) 粒径大于0.075mm的颗粒占总质量的 (15 + 20.3 + 26.8 + 20.1)% = 82.2%。

第 (3) 项含量为 62.1% > 50%，该土为中砂；

第 (4) 项含量为 82.2% > 50%，该土为粉砂，以最先符合者定名，所以该土为中砂。

【例 3】 已知 *A* 土样和 *B* 土样的物理性质如表 1-9 试问下列论断哪些是正确的。

表 1-9

土 样	ω_L	ω_P	ω (%)	G_s	s_r
A	32	14	45	2.7	1.0
B	15	5	26	2.68	1.0

(1) *A* 土样比 *B* 土样有更多的粘粒；

(2) *A* 土样比 *B* 土样重度大；

(3) *A* 土样比 *B* 土样干密度大；

(4) *A* 土样比 *B* 土样孔隙率大。

【解】 (1) *A* 土样 $I_P = \omega_L - \omega_P = 32 - 14 = 18$，

B 土样 $I_P = \omega_L - \omega_P = 15 - 5 = 10$，

A 土样塑性指数比 *B* 土样大，(1) 论断正确

(2) $s_r = \dfrac{\omega G_s}{e}, e = \dfrac{\omega G_s}{s_r}$，

A 土样 $e = \dfrac{0.45 \times 2.7}{1.0} = 1.22, \gamma = \dfrac{G_s(1+\omega)}{1+e}\gamma_\omega = \dfrac{2.7(1+0.45)}{1+1.22} \times 10 = 17.6\text{kN/m}^3$

B 土样 $e = \dfrac{0.26 \times 2.68}{1.0} = 0.7, \gamma = \dfrac{2.68(1+0.26)}{1+0.7} \times 10 = 19.9\text{kN/m}^3$

B 土样 $\gamma = 19.9\text{kN/m}^3$ 大于 *A* 土样 $\gamma = 17.6\text{kN/m}^3$，(2) 论断错

(3) *A* 土样 $\gamma_d = \dfrac{G_s}{1+e}\gamma_\omega = \dfrac{2.7}{1+1.22} \times 10 = 12.2\text{kN/m}^3$，

B 土样 $\gamma_d = \dfrac{2.68}{1+0.7} \times 10 = 15.8\text{kN/m}^3$

B 土样 $\gamma_d = 15.8\text{kN/m}^3$ 比 *A* 土样 $r_d = 12.2\text{kN/m}^3$ 大，(3) 论断错

(4) *A* 土样 $n = \dfrac{e}{1+e} = \dfrac{1.22}{1+1.22} = 0.55$，

B 土样 $n = \dfrac{0.7}{1+0.7} = 0.41$

A 土样比 *B* 土样孔隙率大，(4) 论断正确

【例 4】 甲、乙两地的土样，液限和塑限相同 $\omega_L = 43$，$\omega_P = 22$，但甲地土样 $\omega = 50\%$，乙地土样 $\omega = 20\%$，试求甲、乙土样 I_L、土名称、状态和哪处土更宜作为天然地基。

【解】 甲地土样 $I_L = \dfrac{\omega - \omega_P}{\omega_L - \omega_P} = \dfrac{50 - 22}{43 - 22} = 1.33$，$I_L > 1$，属流塑状态，

乙地土样 $I_L = \dfrac{20 - 22}{21} = -0.095$，$I_L < 0$，属坚硬状态，

两地土样 $I_P = \omega_L - \omega_P = 43 - 22 = 21 > 17$，两地的土均为粘性土，乙地土属坚硬状

态，更宜作为天然地基。

【例 5】 某砂土，标贯击数 $N_{63.5}=32$，土样颗粒分析结果如表 1-10，试确定该土的名称和状态

土样粒组含量　　表 1-10

粒径/mm	2～0.5	0.5～0.25	0.25～0.075	0.075～0.05	0.05～0.01	<0.01
粒组含量/g	7.4	19.1	28.6	26.7	14.3	3.9

【解】

颗粒大于 0.5mm 的占全重为：

$$\frac{7.4}{7.4+19.1+28.6+26.7+14.3+3.9}=7.4\%$$

颗粒大于 0.25mm 的占全重为：$\dfrac{7.4+19.1}{7.4+19.1+28.6+26.7+14.3+3.9}=26.5\%$

颗粒大于 0.075mm 的占全重为：$\dfrac{7.4+19.1+28.6}{7.4+19.1+28.6+26.7+14.3+3.9}=55.1\%$

颗粒大于 0.075mm 的占全重 55.1%＞50%，该土属粉砂，$N_{63.5}=32$，属密实状态

1.36 如何判断土样级配好坏（例题）？

某土样经颗粒分析结果，粒径小于 6mm 土重占 60%，粒径小于 1mm 的占 30%，粒径小于 0.2mm 的占 10%，试求土样的不均匀系数 C_u、曲率系数 C_c 并判断该土级配好坏。

【解】 $C_u=\dfrac{d_{60}}{d_{10}}=\dfrac{6}{0.2}=30$，

$$C_c=\frac{d_{30}^2}{d_{10}\cdot d_{60}}=\frac{12}{0.2\times 6}=0.83$$

土的不均匀系数 C_u 反映大小不同粒组的分布情况，即土粒大小的均匀程度，C_u 愈大表示粒度的分布范围愈大，土粒愈不均匀，级配愈好，$C_u=30>10$，所该土级配良好。

1.37 如何用十字板剪切试验确定土的抗剪强度（例题）？

某高灵敏度的软粘土，用十字板剪切试验，十字板高 0.2m，直径 0.1m，剪切破坏时扭力矩 $M=0.5\text{kN}\cdot\text{m}$，试计算软粘土的抗剪强度。

【解】 天然土水平面固结压力大于侧向固结压力，所以水平面抗剪强度大于垂直面的抗剪强度，但实用上用简化计算

$$\tau_H=\tau_V=\tau_f$$

$$\tau_f=\frac{2M}{\pi D^2\left(H+\dfrac{D}{3}\right)}$$

式中 τ_f——十字板测定的土的抗剪强度；

M——剪切破坏时的扭力矩；

D、H——十字板的直径和高度。

$$\tau_f=\frac{2\times 0.5}{\pi\times 0.1^2\left(0.2+\dfrac{0.1}{3}\right)}=\frac{1}{0.0073}=136\text{kPa}$$

1.38 如何判断正常固结土、超固结土和欠固结土（例题3道）？

【例1】 某粉土测得前期固结压力 $p_c = 350\text{kPa}$，试判定埋深 20m，重度 $\gamma = 18.5\text{kN/m}^3$的粉土属什么土？

【解】 $p_1 = \gamma h = 18.5 \times 20 = 370\text{kPa}$

$p_c = 350\text{kPa} < p_1 = 370\text{kPa}$，该土属欠固结土。

【例2】 某粉土，$\gamma = 18.5\text{kN/m}^3$，$\gamma_{sat} = 19.5\text{kN/m}^3$，地下水位地面下 5m，测得前期固结压力 $p_c = 350\text{kPa}$，试判定埋深 20m 的粉土属什么土？

【解】 $p_1 = 5 \times 18.5 + 15 \times 9.5 = 235\text{kPa}$

$p_c = 350\text{kPa} > p_1 = 235\text{kPa}$，该土层超固结固土

【例3】 某粉土，$\gamma = 18.5\text{kN/m}^3$，$\gamma_{sat} = 19.5\text{kN/m}^3$，地下水位地面下 5.0m，测得前期固结压力 $p_c = 350\text{kPa}$ 试判定埋深 27.1m 的粉土属什么土

【解】 $p_1 = 5 \times 18.5 + 27.1 \times 9.5 = 350\text{kPa}$

$p_c = p_1 = 350\text{kPa}$，超固结比 $OCR = 1$，该土属正常固结土

1.39 如何计算取土器的面积比（例题）？

现以标准贯入器作为取土器，试计算其面积比

【解】 根据（GB 50021—2001）规范 10.5.2 条，标准贯入器对开管的外径为 51mm，内径为 35mm，则面积比为 $\dfrac{\pi \times \dfrac{D^2}{4} - \pi \times \dfrac{d^2}{4}}{\pi \times \dfrac{d^2}{4}} = \dfrac{D^2 - d^2}{d^2} = \dfrac{51^2 - 35^2}{35^2} = \dfrac{2601 - 1225}{1225} = 1.123$

1.40 如何由十字板剪切试验结果求土的灵敏度（例题）？

软土某深度处用机械式（开口钢环）十字板剪力仪测得原状土剪损时量表最大读数 $R_y = 21.5$（0.01mm）轴杆与土摩擦时量表最大读数 $R_g = 20$（0.01mm）；重塑土剪损时量表最大读数 $R'_y = 64$（0.01mm），轴杆与土摩擦的量表最大读数 $R'_g = 10$（0.01mm），已知板头系数 $k = 129.4\text{m}^{-2}$，钢环系数 $c = 1.288\text{N/0.01mm}$，试求土的灵敏度。

【解】 土的灵敏度为未扰动土的抗剪强度 C_u 与重塑土的抗剪强度 C'_u 的比值。

$$s_t = C_u / C'_u$$

$$C_u = KC\ (R_y - R_g)$$

原状土，$C_u = KC(R_y - R_g) = 129.4(\text{m}^{-2}) \times 0.001288(\text{kN/0.01mm}) \times (215 - 20)(0.01\text{mm}) = 32.5\text{kPa}$

重塑土，$C'_u = KC(R'_y - R'_g) = 129.4(\text{m}^{-2}) \times 0.001288(\text{kN/0.01mm}) \times (64 - 10)(0.01\text{mm}) = 9.0\text{kPa}$

土的灵敏度 $s_t = C_u / C'_u = \dfrac{32.5}{9.0} = 3.61$

1.41 如何根据平板静载试验结果确定地基土承载力特征值（例题）？

在稍密的砂层中作浅层平板载荷试验，承压板为方形，面积 0.5m^2，各级荷载和对应

的沉降量如表 1-11：

平板静荷载试验结果　　表 1-11

p（kPa）	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250	275
s（mm）	0.88	1.76	2.65	3.53	4.41	5.30	6.13	7.05	8.50	10.54	15.80

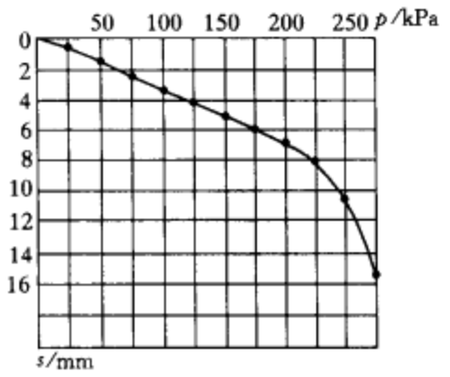


图 1-11　例题 1.41

试求砂层承载力特征值

【解】　根据表中数值绘制 p-s 曲线，从曲线知，第一拐点（比例界限）为 225kPa，该曲线已下弯，趋向承载力极限值，最大加载为 275kPa，小于比例界线的 2 倍，砂层承载力特征值取极限荷载的一半，即 $R_a = 275/2 = 138\text{kPa}$。

1.42　如何根据多孔抽水试验，求土层渗透系数（例题）？

某场地进行多孔抽水试验，地层情况、滤水管位置和孔位见示意图，测试的主要数据如表 1-12：

表 1-12

次数	降深/m			流量 Q/（m^3/d）	抽水孔与观测孔距离/m		含水层厚度 H/m
	S	S_1	S_2		r_1	r_2	
第一次	3.18	0.73	0.48	132.19	4.30	9.95	12.34
第二次	2.33	0.60	0.43	92.45			
第三次	1.45	0.43	0.31	57.89			

试用潜水完整井公式计算土的平均渗透系数

【解】　有两个观测孔潜水完整井渗透系数计算公式为：

$$K = \frac{0.732Q}{(2H - S_1 - S_2)(S_1 - S_2)}\lg\frac{r_2}{r_1}$$

第一次降深：

$$K_1 = \frac{0.732 \times 132.19}{(2 \times 12.34 - 0.73 - 0.48)(0.73 - 0.48)}\lg\frac{9.95}{4.3} = \frac{96.76}{5.88} \times 0.364 = 6.0\text{m/d}$$

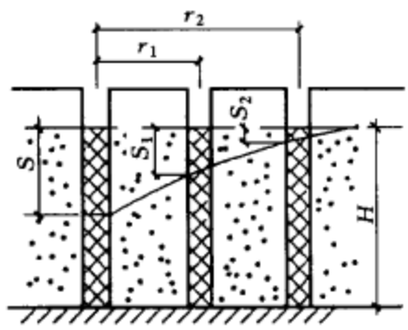


图 1-12　例题 1.42

第二次降深：$K_2 = \dfrac{0.732 \times 92.45}{(2 \times 12.34 - 0.6 - 0.43)(0.6 - 0.43)} \times 0.364 = \dfrac{67.7}{4.02} \times 0.364 = 6.13\text{m/d}$

第三次降深：$K_3 = \dfrac{0.732 \times 57.89}{(2 \times 12.34 - 0.43 - 0.31)(0.43 - 0.31)} \times 0.364 = \dfrac{42.4}{2.87} \times 0.364 = 5.37\text{m/d}$

土层平均渗透系数为：

$$K = (K_1 + K_2 + K_3)/3 = (6 + 6.13 + 5.37)/3 = 5.83\text{m/d}$$

1.43 如何根据岩石点载荷试验结果确定岩石强度（例题）？

某岩块测得点载荷强度指数 $I_{s(50)} = 2.8\text{MN/m}^2$，试按《工程岩体分级标准》（GB50218—94）推荐的公式计算岩石的单轴饱和抗压强度。

【解】 根据（GB50218—94）计算岩石单轴饱和抗压强度推荐的公式为：

$$R_c = 22.82 I_{s(50)}^{0.75} = 22.82 \times 2.8^{0.75} = 22.8 \times 2.164 = 49.4\text{MPa}$$

1.44 如何计算土的压缩指数 C_c（例题）？

某土样高压固结试验成果如表 1-13，并已绘成 e-lg$p$ 曲线如图，试计算土的压缩指数 C_c。

表 1-13

压力 p/kPa	25	50	100	200	400	800	1600	3200
孔隙比 e	0.916	0.913	0.903	0.883	0.838	0.757	0.677	0.599

【解】 土的压缩指数是土体在侧限条件下孔隙比减小量与竖向有效压应力常用对数值增量的比值，e-lg$p$ 曲线直线段的斜率即为土的压缩指数 C_c

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\lg p_2 - \lg p_1} = \frac{0.838 - 0.677}{\lg 1600 - \lg 400}$$

$$= \frac{0.161}{3.204 - 2.602} = 0.267$$

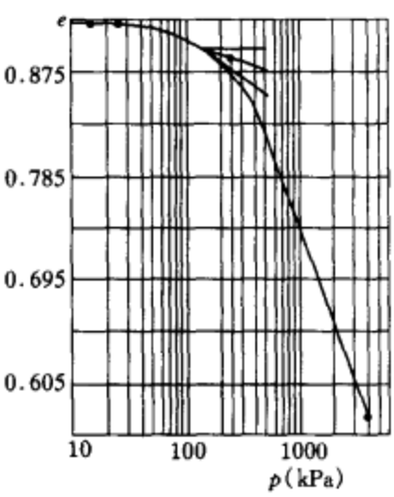


图 1-13 例题 1.44

1.45 如何求黄土的湿陷起始压力（例题）？

某黄土试样，室内双线法压缩试验的成果数据如表 1-14，试用插入法求算此黄土的湿陷起始压力 p_{sh}

表 1-14

压力 p/kPa	0	50	100	150	200	300
天然湿度下试样高度 h_p/mm	20.00	19.81	19.55	19.28	19.01	18.75
浸水状态下试样高度 h'_p/mm	20.00	19.61	19.28	18.95	18.64	18.38

【解】 黄土湿陷系数 δ_s 为：

$$\delta_s = \frac{h_p - h'_p}{h_0}$$

在各级荷载作用下可得到不同 δ_s，从而绘制 p-δ_s 曲线，在 p-δ_s 曲线上 $\delta_s = 0.015$ 所对应的压力为湿陷起压力 p_{sh}，

$\delta_s = 0.015 = \dfrac{h_p - h'_p}{h_o}$，$h_p - h'_p = 0.015h_0 = 0.015 \times 20 = 0.3\text{mm}$，即 $h_p - h'_p = 0.3\text{mm}$ 所对应的压力为 p_{sh}

当 $p = 100\text{kPa}$ 时，$h_p - h'_p = 19.55 - 19.28 = 0.27$

当 $p = 150\text{kPa}$ 时，$h_p - h'_p = 19.28 - 18.95 = 0.33$

用插入法得 $h_p - h'_p = 0.3\text{mm}$ 时，$p_{sh} = 125\text{kPa}$。

1.46 如何计算降水的涌水量（例题）？

某矩形基坑采用在基坑外围均匀等距布置多井点同时抽水方法进行降水，井点围成的矩形面积为 50m × 80m。按无压潜水完整井进行降水设计。已知含水层厚度 $H = 20\text{m}$，单井影响半径 $R = 100\text{m}$，渗透系数 $k = 8\text{m/d}$。如果要求水位降深 $s = 4\text{m}$，试计算井点系统降水涌水量 Q。

【解】

1. 计算公式：$Q = 1.366k \dfrac{(2H - s)s}{\log R' - \log r_0}$

2. 等代半径 $r_0 = \sqrt{\dfrac{A}{\pi}} = \sqrt{\dfrac{50 \times 80}{\pi}} = 35.7\text{m}$

3. 影响半径 $R' = R + r_0 = 100 + 35.7 = 135.7\text{m}$

4. $Q = 2727.4\text{m}^3/\text{d}$

1.47 如何进行水工建筑围岩工程评价（例题）？

按水工建筑物围岩工程地质分类法，已知岩石强度评分为 25、岩体完整程度评分为 30、结构面状态评分为 15、地下水评分为 -2、主要结构面产状评分为 -5，围岩应力比 $S < 2$，试求其总评分是多少和围岩类别。

【解】 $T = A + B + C + D + E$ = 总评分 $T = 25 + 30 + 15 - 2 - 5 = 63$

$T > 85$，Ⅰ 类 $85 > T > 65$，Ⅱ 类

$65 \geqslant T > 45$，Ⅲ 类 $45 \geqslant T > 25$，Ⅳ 类 $T \leqslant 25$，Ⅴ 类

Ⅰ、Ⅱ 类 $S > 4$ Ⅲ、Ⅳ 类 $S > 2$

初判为 Ⅲ、Ⅳ 类 $S < 2$，围岩类别降低一级，应属Ⅳ类

2 浅　基　础

2.1 什么是地基和基础?

(1) 地基

地基是承受由基础传来荷载的地层，即基础以下的土体。一旦建筑场地选定，基础形式可以选择，而地基却没选择余地。地基设计基本内容是地基承载力、变形和稳定性分析。

(2) 基础

基础是把建筑物本身的重量和作用在建筑物上的荷载传递给地基的那部分结构。

基础按埋置深度可分为浅基础（条形基础、柱基础、片筏基础等）和深基础（桩基础、沉井和沉箱基础等)；按基础变形特性可分为：柔性基础和刚性基础；按基础形式可分为：独立基础、联合基础、条形基础、片筏基础、箱形基础、沉井基础、沉箱基础和桩基础。

桩是埋入土中的杆件，它将上部结构荷载传递给地基土或岩体。桩按材料分，有钢筋混凝土桩、钢桩和木桩等；按成桩方法可分为预制桩和灌注桩；按功能分，有轴向抗压桩，抗拔桩和横向受荷桩；按荷载传递方式可分为摩擦桩和端承桩；按设计时对地基土的效应可分为挤土桩，部分挤土桩和非挤土桩；按桩径大小可分为小桩（$d \leqslant 250\text{mm}$)，普通桩（$250 < d < 800\text{mm}$)，大直径桩（$d \geqslant 800\text{mm}$)；根据入土深度可分为长桩（$L > 60\text{m}$)、短桩（$L < 20\text{m}$）和中长桩（$20\text{m} \leqslant L \leqslant 60\text{m}$)。

2.2 什么是特征值?

特征值是发挥正常使用功能时所允许采用的值。它可以由以下几种方法得到：1）统计分析；2）传统经验；3）物理限定等。

2.3 什么是地基承载力特征值，容许承载力和极限承载力?

(1) 地基承载力特征值

由荷载试验测定的地基土压力变形曲线线性变形段内规定的变形所对应的压力值。其最大值为比例界限值。

(2) 地基容许承载力

指地基稳定有足够安全度的承载力，相当于地基极限承载力除以一个安全系数，一般安全系数为 2～3，是定值法确定的地基承载力。

3. 地基极限承载力

使地基发生剪切破坏失去整体稳定的基础最小底面压力。是地基承受基底压力的极限值。

2.4 建筑物的设计等级（安全等级）是根据什么划分的?

建筑物的设计等级是根据地基复杂程度、建筑物的规模和功能特征以及由于地基问题

可能造成建筑物破坏或影响正常使用的程度进行划分。地基基础设计等级分为甲级、乙级和丙级。

（1）甲级的建筑物：

1）重要的工业与民用建筑。

2）30层以上的高层建筑　30层以上的建筑，从高度和荷重对地基承载力和变形都有较高要求，层数多荷重大，采用筏基或箱基等天然地基往往不能满足承载力要求，需要采用复合地基或桩基础，从沉降和不均匀沉降（倾斜）的要求，按规范规定，30层高层建筑，地基允许平均沉降量为200mm，倾斜量为高度的2.5‰。所以30层以上建筑不论体型复杂与否均列入甲级设计等级。

3）体型复杂、层数超过10层的高低层连成一体的建筑物　例如目前大部分高层住宅或写字楼旁边设有地下车库、游泳池或裙房，但其基础为厚度800～1200mm的整块底板基础，由于荷载大小相差悬殊，易使地基产生不均匀沉降。体型复杂指的立面高差明显，平面上多转折，例如平面体型呈“L”、“E”和“T”型建筑物，会削弱建筑物的整体刚度，同时在纵横交叉处地基的附加应力叠加，导致该部位的沉降大于其他部位，产生不均匀沉降。导致房屋裂缝，甚至开裂严重以致破坏。

4）大面积的多层地下的建筑物　如地下车库、商场、运动场和游泳馆。大面积的多层地下建筑往往需要降水、基坑支护，在降水和基坑开挖过程会增加邻近建筑物的沉降，产生不良影响，在水位高的地下建筑受水浮力作用会产生上浮，所以基础底板下往往要设计抗拔桩，减小底板上浮。

5）对地基变形有特殊要求的建筑物　例如地面卫星站、核电站和计量设备等基础。

6）复杂地质条件下的坡上建筑物　坡上建筑需考虑在一定范围内地基整体滑动问题，也就是使建筑物失去稳定性。如果土坡上被雨水或生活用水渗入，会使土体含水量和孔隙水压力增加，降低土的抗剪强度，另外坡顶堆放材料等重物或重车行驶，打桩或地震等振动影响使土坡作用力发生变化，都能使坡顶建筑物失稳。

7）对原有工程影响较大的新建建筑物　新建的建筑物离原有建筑很近或在地铁、地下隧道等旁边，新建建筑物对原有建筑或工程有较大影响，为保证原有工程的安全和正常使用，增加地基基础设计的难度。

8）场地和地基条件复杂的一般建筑物　如遇有古河道、岩溶土洞、地下采矿区等场地均属地基复杂条件，另外特殊土场地，如湿陷性黄土、膨胀土、盐积土和冻土地区，在设计地基基础时都必须特殊考虑。

9）位于复杂地质条件及软土地区的二层或二层以上地下室的基坑工程　例如在沿海或内陆湖泊的软粘土场地，基坑开挖时，为了保证坑壁不坍塌以及对周围环境的不利影响，在设计基坑支护、降水和开挖等技术都比一般土层难度大，要有更多的经验。

（2）乙级的建筑物

除甲级和丙级以外的工业与民用建筑物。

（3）丙级的建筑物

场地和地基条件简单，荷载分布均匀的七层及七层以下民用建筑及一般工业建筑物；次要的轻型建筑物。

2.5 地基基础设计时，哪些建筑物应按地基变形计算？哪些建筑物可不作变形计算？

所有建筑在满足承载力要求前题下，甲级和乙级建筑物均应按地基变形计算，“建筑地基基础设计规范”（GB50007—2002）表 3.0.2 所列范围内的丙级建筑物可不作变形验算，但有如下情况之一者，仍应作变形验算。

（1）地基承载力特征值小于 130kPa，且体型复杂的建筑；

（2）在基础上及附近有地面堆载或相邻基础荷载差异较大，可能引起地基产生过大的不均匀沉降时；

（3）软弱地基上存在偏心荷载的建筑；

（4）相邻建筑距离过近，可能发生倾斜时；

（5）有厚度较大或厚薄不均填土的地基，其自重固结未完成的；

以下建筑应进行稳定性或抗浮验算：

（1）经常受水平荷载作用的高层建筑、高耸结构和挡土墙等，以及建造在斜坡上或边坡附近的建筑物和构筑物，尚应验算其稳定性；

（2）基坑工程应进行稳定性验算；

（3）地下室或地下构筑物在地下水作用下存在上浮时，尚应进行抗浮验算。

2.6 地基设计时，其受力层指的是什么？

地基受力层为条形基础底面下深度 $3b$（b 为基础底面宽度）范围；独立基础为 $1.5b$，且厚度不小于 5m 的范围（2 层以下的一般民用建筑除外）。

2.7 地基计算时，传至基础底面上的荷载何种情况按标准组合、准永久组合和基本组合？何种情况不计入风荷载和地震作用？土自重的分项系数应取多少？

（1）按承载力设计基础底面积及埋深或按单桩承载力确定桩数时，传至基础或承台底面上的荷载效应应按正常使用极限状态下荷载效应的标准组合，即考虑永久荷载（结构自重、土压力和预力等）和可变荷载（风荷载、吊车、雪和楼面等的活荷载），不采用分项系数。相应的抗力应采用地基承载力特征值或单桩承载力特征值。

（2）按地基变形设计时，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，即考虑永久荷载和可变荷载，不计入风荷载和地震作用。

（3）计算挡土墙土压力、地基或斜坡稳定及滑坡推力时，荷载效应应按承载力极限状态下荷载效应的基本组合，即考虑永久荷载和可变荷载，但分项系数均为 1.0。土的自重分项系数取 1.0。

（4）根据材料性质确定基础或桩台的高度、支档结构截面、计算基础或支挡结构内力、确定配筋和验算材料强度时，应按承载力极限状态下荷载效应基本组合，采用相应的分项系数。

对由永久荷载控制的荷载效应基本组合确定设计值时，综合荷载分项系数取 1.35。

$$S = 1.35S_k \leqslant R \tag{2-1}$$

式中 S——荷载效应基本组合设计值；

R——结构抗力设计值；

S_k——荷载效应标准组合。

2.8 基础埋置深度根据什么确定？应满足什么条件？

基础埋置深度关系到地基是否安全、经济和施工的难易，如何选择基础埋深的因素很多，但对每项具体工程，往往就其中一、二种因素起决定作用。考虑基础埋深时应根据以下条件确定：

（1）建筑物的功能和用途，有无地下室，设备层和地下设施，基础型式和构造；

（2）作用在地基上的荷载大小和性质

例如高层建筑，竖向荷载大，又受风力和地震水平荷载，采用筏形和箱形基础的埋置深度随着高度增加应适当增大，不仅应满足地基承载力要求，还要满足变形和稳定性要求，其埋置深度不宜小于建筑物高度的 1/15，桩箱或桩筏基础埋置深度不宜小于建筑物高度的 1/18～1/20，位于岩石地基上的高层建筑，常需依靠基础侧面土体承担水平荷载，其基础埋深应满足抗滑要求。

（3）工程地质和水文地质条件

根据场地土层分布情况，基础应做在好持力层的土层上；当存在软弱下卧层时，基础应尽量浅埋，加大基底与软弱层的距离；当土层的分布明显不均匀或各部位荷载差别很大时，同一建筑的基础可以采用不同的埋深以对不均匀沉降进行调整。

对于基础底位于地下水面以下的，要考虑基坑排水，坑壁围护以及施工中可能出现的涌土、流砂的可能，基础由于水浮力有可能上浮等问题

（4）相邻建筑物基础埋深

相邻建筑，由于附加应力的扩散和叠加，使得太近的两幢建筑、新老建筑产生附加的不均匀沉降，有可能使建筑物开裂或互倾斜。新建建筑物的基础埋深不宜超过原有基础的底面，否则新旧基础间应保留一定的距离，一般不小于该相邻基础底面高差的 1～2 倍，不能满足上述要求时，应采取相应措施以保证已有建筑物的安全。

（5）地基土冻胀和融陷的影响

当冻土厚度较大，土温比较稳定，或不采暖建筑，基础始终处于冻土层的“保持冻结法”设计原则。对上部结构刚度较好或对不均匀沉降不敏感的或高温车间、浴室等，按允许融化原则设计较合理。

2.9 地基承载力与基础宽度及埋置深度有无关系？如何进行深、宽修正？修正系数与土的类别是什么关系？

地基承载力不仅与土的性质有关，还与基础大小（宽度）、形状、埋深及荷载情况有关。

对于饱和软粘土，内摩擦角 $\varphi_k=0$，增大基础宽度不可能提高地基承载力，而 $\varphi_k>0$ 的土，增加基底宽度，地基承载力随 φ_k 增大而提高逐渐显著，对于基础宽度 $b>6\text{m}$ 时，基于对沉降的考虑，按 6m 计；

地基承载力随基础埋深增大而增加。

根据“建筑地基基础设计规范”（GB50007—2002）规定，当基础宽度大于 3m 或埋置深度大于 0.5m 时，从荷载试验或其他原位测试、经验值等方法确定的地基承载力特征值，按式（2-2）进行深、宽修正，

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5) \tag{2-2}$$

根据“公路桥函地基与基础设计规范”（JTJ024—85）规定，其承载力深、宽修正按式（2-3）进行。

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 2) + \eta_d \gamma_m (d - 3) \tag{2-3}$$

式中 f_a——修正后的地基承载力特征值；

f_{ak}——地基承载力特征值；

η_b、η_d——基础宽度和埋深的地基承载力修正系数；

γ——基础底面以上土的重度，地下水位以下取浮重度；

b——基础底面宽度（m），当基础宽度小于 3.0m，按 3.0m 取值，大于 6.0m 按 6.0m 取值；

γ_m——基础底面以上土的加权平均重度，地下水位以下取浮重度；

d——基础埋置深度（m）。

地基承载力修正系数 η_b 和 η_d，根据基底下土的性质不同，其值可查 GB50007—2002 规范表 5.2.4（本书附录 1，以下同）。

岩石地基除强风化和全风化岩外，其他状态的岩石不进行深宽修正。

采用标准平板载荷试验和静力触探原位测试所得地基承载力均应深、宽修正；深层平板载荷试验所得地基承载力仅作宽度修正，不作深度修正。

2.10 土的抗剪强度由哪两个土性参数组成？如何用土的抗剪强度参数确定地基承载力？

土的抗剪强度指土体抵抗剪切破坏的极限能力，并与剪切面上的法向应力有关。他是土的重要力学性质之一。抗剪强度 τ_f 由土的粘聚力 c 和内摩擦角 φ 两个参数组成。

$$\tau_f = c + \sigma \tan\varphi \tag{2-4}$$

式中 c——土的粘聚力，kPa；

φ——土的内摩擦角，度；

σ——滑动面上法向总应力，kPa。

GB50007—2002 规范规定，当偏心距 e 小于或等于 0.033 倍基础宽度时，由土的抗剪强度确定地基承载力特征值是地基临界荷载 $p_{1/4}$的修正公式：

$$f_a = M_b \gamma b + M_d \gamma_m d + M_c c_k \tag{2-5}$$

式中 f_a——地基承载力特征值；

b——基础底面宽度，当 $b > 6.0$m 按 6.0m 取值，对于砂土小于 3.0m 按 3.0m 取值；

c_k——基底下一倍短边宽深度内土的粘聚力标准值；

M_b、M_d、M_c——承载力系数，它们和基底下一倍短边宽深度内土的内摩擦角标准值 φ_k 有关，可由 GB50007—2002 规范表 5.2.5 查得（本书附录 1，以下同）。

2.11 轴心荷载和偏心荷载作用下如何进行地基承载力验算？

基础底面压力，当轴心荷载作用时应满足式（2-6）要求；当偏心荷载作用时，除满足式（2-6）外，尚应符合式（2-7）要求。

$$p_k \leqslant f_a \tag{2-6}$$

$$p_{kmax} \leqslant 1.2 f_a \tag{2-7}$$

式中 f_a——修正后的地基承载力特征值；

p_k——相应于荷载效应标准组合时，基础底面处的平均压力值；

p_{kmax}——相应荷载效应标准组合时，基础边缘的最大压力值。

基础底面压力 p_k、p_{kmax}和 p_{kmin}由下列公式计算：

（1）当轴心荷载作用时

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} \tag{2-8}$$

（2）当偏心荷载作用时

$$p_{kmax} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} \tag{2-9}$$

$$p_{kmin} = \frac{F_k + G_k}{A} - \frac{M_k}{W} \tag{2-10}$$

（3）当荷载偏心距 $e > b/6$（b 为基础宽度）时，

$$p_{kmax} = \frac{2(F_k + G_k)}{3la} \tag{2-11}$$

式中 F_k——相应于荷载效应标准组合时，上部结构传至基础顶面的竖向力值；

G_k——基础自重和基础上的土重，$G_k = \gamma_G Ad$，其中 γ_G 为基础自重和其上回填土重度，一般取 20kN/m^3，d 为基础埋深，一般自室外地面标高算起。在填方整平地区，可自填土地面标高算起，但填土在上部结构施工完成时，应从天然地面标高算起，对于地下室，如采用箱基或筏基时，基础埋置深度自室外地面标高算起，当采用独立基础或条形基础时，应从室内地面标高算起。

A——基础底面积；

M_k——相应于荷载效应标准组合时，作用于基础底面的力矩值；

W——基础底面抵抗矩，$W = \frac{b^2 l}{6}$，b 为力矩作用方向的基础边长，l 为垂直于力矩作用方向的基础边长；

p_{kmin}——相应荷载效应标准组合时，基础底面最小压力值；

l——垂直于力矩作用方向的基础底面边长；

a——合力作用点至基础底面最大压力边缘的距离。

2.12 什么叫基础底面的附加压力？它和基础埋深有什么关系？

基底附加压力指建筑物荷重在土体中引起的附加于原有压力之上的压力，是引起地基附加应力和变形的主要因素。附加压力是建筑物基底压力与建前土中自重应力之差。

基底平均附加压力值 p_0 为：

$$p_0 = p - \sigma_{ch} = p - \gamma_m d \tag{2-12}$$

式中 p——基底平均压力，kPa；

σ_{ch}——基底处土中自重应力，kPa；

γ_m——基底标高以上天然土层的加权平均重度，$\gamma_m = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \cdots) / (h_1 + h_2 + \cdots)$，其中地下水位下的重度取浮重度，$kN/m^3$；

d——从天然地面算起的基础埋深，m。

由式（2-12）知，当基础埋置愈深，d 愈大，附加压力愈小，但是当基坑的平面尺寸和深度较大时，坑底有明显回弹，且坑中点回弹大于边缘点，在沉降计算时应考虑坑底回弹和再压缩影响。

2.13 如何进行软弱下卧层地基承载力验算？

在地基受力层范围内的某层土的承载力显著低于持力层的承载力时，该层土称软弱下卧层，如存在高压缩性土，这时按持力层承载力计算所得到的基础面积，应进行软弱下卧层承载力验算，即作用在软弱下卧层顶面处的附加压力与自重压力之和不应超过其承载力特征值。

$$p_z + p_{cz} \leqslant f_{az} \tag{2-13}$$

式中 p_z——相应于荷载效应标准组合时，软弱下卧层顶面处的附加压力值；

p_{cz}——软弱下卧层顶面处的自重压力值；

f_{az}——软弱下卧层顶面处经深度修正后地基承载力特征值。

附加压力 p_z 按下列公式计算：

（1）条形基础

$$p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2Z\tan\theta} \tag{2-14}$$

（2）矩形基础

$$p_z = \frac{lb(p_k - p_c)}{(b + 2Z\tan\theta)(l + 2Z\tan\theta)} \tag{2-15}$$

式中 b——矩形基础或条形基础底边的宽度；

l——矩形基础底边的长度；

p_c——基础底面处土的自重压力值；

Z——基础底面至软弱下卧层顶面的距离；

θ——地基压力扩散线与垂直线的夹角，按表 2-1 采用。

地基压力扩散角 **表 2-1**

E_{s1}/E_{s2}	$Z \geqslant 0.25b$	$z \geqslant 0.5b$	E_{s1}/E_{s2}	$Z \geqslant 0.25b$	$z \geqslant 0.5b$
3	6°	23°	10	20°	30°
5	10°	25°			

表 2-1 中 E_{s1}为上层土压缩模量；E_{s2}为下层土压缩模量；当 $Z < 0.25b$ 时，取 $\theta = 0°$，必要时由试验确定，$Z > 0.5b$ 时 θ 值不变。

2.14 当地下水位处于基础底面以上时，对浅基础设计有什么影响？设计时对地下水要考虑哪些方面问题？

当地下水位处于基础底面以上时，计算水位以下土的自重压力时，土的重度应以浮重度计算，即

$$\gamma'_i = \gamma_i - \gamma_w \tag{2-16}$$

式中 γ_i——第 i 层土天然重度，kN/m^3

γ_w——水重度，$\gamma_w = \rho_w g = 1000kg/m^3 \times 9.81m/s^2 = 9.81 \times 10^3 N/m^3 \approx 10kN/m^3$。

基础位于地下水位以下，应考虑水浮力对基础的浮托作用，必要时可设计抗拔桩，防止基础上浮，还应考虑浮托力对基础底板内力影响。

在季节性冻土地区，应考虑地基土冻胀和融陷对基础的影响。

施工时应采取地基土不受扰动的措施，以及基坑排水、坑壁围护、有否可能出现涌土、流砂、水对基础材料的腐蚀作用等问题。

2.15 如何进行天然地基沉降计算？

建筑地基基础设计规范”（GB50007—2002）规定天然地基沉降计算采用分层总和法，即在地基沉降计算深度范围内土层划分若干分层，计算各分层压缩量，然后求其总和。在计算地基沉降时，采用各向同性均质、线性变形体理论。同时考虑以下几点：1）采用侧限条件的压缩性指标；2）采用平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ 计算；3）采用某层厚度土的计算沉降量和计算深度范围内总的沉降量比值确定沉降计算深度 Z_n；4）引入总沉降量的经验修正系数 ψ_s。

天然地基最终沉降量按式（2-17）进行计算。

$$s = \psi_s s' = \psi_s \sum_{i=1}^{n} \frac{p_0}{E_{si}} (Z_i \bar{\alpha}_i - Z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \tag{2-17}$$

沉降计算深度 Z_n 应符合式（2-18）要求。

$$\Delta s'_n \leqslant 0.025 \sum_{i=1}^{n} \Delta s'_i \tag{2-18}$$

式中 s——地基最终沉降量，mm；

s'——按分层总和计算出的地基沉降量；

ψ_s——沉降计算经验系数，根据地区沉降观测资料及经验确定，或按表 2-2 确定；

n——在计算深度范围内划分土层数；

p_0——荷载效应准永久组合的基底处附加压力，kPa；

E_{si}——基底下第 i 层土的压缩模量，MPa；

Z_i、Z_{i-1}——基底面至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面的距离，m；

$\bar{\alpha}_i$、$\bar{\alpha}_{i-1}$——基础底面计算点至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面范围内平均附加应力系数；

$\Delta s'_n$——在计算深度范围内，第 i 层土的计算变形值，mm；

$\Delta s'_n$——在由计算深度向上取厚度为 ΔZ 的土层计算变形值，ΔZ 按表 2-3 确定。

沉降计算经验系数 ψ_s **表 2-2**

基底附加压力 \ $\bar{E}_s$/MPa	2.5	4.0	7.0	15.0	10.0
$p_0 \geqslant f_{ak}$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
$p_0 \leqslant 0.75 f_{ak}$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

注：表中 $\bar{E}_s$ 为变形计算深度范围内压缩模量当量值，$\bar{E}_s = \Sigma A_i / \Sigma \frac{A_i}{E_{si}}$

ΔZ 表 2-3

b/m	$b \leqslant 2$	$2 < b \leqslant 4$	$4 < b \leqslant 8$	$8 < b$
ΔZ/m	0.3	0.6	0.8	1.0

2.16 考虑应力历史或沉降与时间关系时，怎样计算地基沉降？对土工试验有什么要求？

考虑土的应力历史进行沉降计算时，土工试验应进行高压固结试验，试验结果用 e-log$p$ 曲线表示，由曲线可以确定先期固结压力和压缩指数，例如正常固结土和欠固结土的压缩指数 C_c、超固结土的压缩指数 C_c 和回弹指数 C_e，从而考虑应力历史对地基沉降的影响。

天然土层根据先前的固结压力和现有压力相对比，可将土分为正常固结土，（如粘性土和粉土）、超固结土（超压密土）和欠固结土（如新近沉积的粘性土、粉土、淤泥和年代不久的人工填土）。

三种不同应力历史的土层的固结沉降计算都采用单向压缩分层总和法，计算公式如下：

（1）正常固结土沉降计算

$$s_c = \sum_{i=1}^{n} \frac{H_i}{1 + e_{0i}} C_{ci} \log\left(\frac{p_{1i} + \Delta p_i}{p_{1i}}\right) \tag{2-19}$$

（2）超固结土沉降计算

当 $\Delta p > (p_c - p_1)$ 时，

$$s_{cn} = \sum_{i=1}^{n} \frac{H_i}{1 + e_{0i}} \left[C_{ei} \log\left(\frac{p_{ci}}{p_{1i}}\right) + C_{ci} \log\left(\frac{p_{1i} + \Delta p_i}{p_{ci}}\right) \right] \tag{2-20}$$

当 $\Delta p \leqslant (p_c - p_1)$ 时

$$s_{cm} = \sum_{i=1}^{m} \frac{H_i}{1 + e_{0i}} \left[C_{ei} \log\left(\frac{p_{1i} + \Delta p_i}{p_{1i}}\right) \right] \tag{2-21}$$

$$s_c = s_{cn} + s_{cm} \tag{2-22}$$

（3）欠固结土沉降计算

欠固结土沉降等于在自重应力作用下继续固结的那一部分沉降与附加应力引起的沉降之和。

$$s_c = \sum_{i=1}^{n} \frac{H_i}{1 + e_{0i}} C_{ci} \log\left(\frac{p_{1i} + \Delta p_i}{p_{ci}}\right) \tag{2-23}$$

式中 C_{ci}——从原始压缩曲线确定的第 i 层土的压缩指数；

p_{1i}——第 i 层土自重应力的平均值。$p_{1i} = (\sigma_{ci} + \sigma_{c(i-1)})/2$；

Δp_i——第 i 层土附加应力平均值。$\Delta p_i = (\sigma_{Zi} + \sigma_{Z(i-1)})/2$；

e_{0i}——第 i 层土的初始孔隙比；

C_{ei}、C_{ci}——第 i 层土的回弹指数和压缩指数；

p_{ci}——第 i 层土的先期固结压力（式 2-20），或第 i 层土的实际有效压力（式 2-23）。

n、m——分层计算时，压缩土层的分层数。

2.17 哪些因素会导致建筑物的不均匀沉降？设计时可采取哪些措施减少不均匀沉降？

建筑物荷载通过基础传递给地基，地基土在附加三向应力分量作用下产生竖向、侧向和剪切变形，导致各点的竖向和侧向位移，其中地基表面的竖向变形称为地基沉降。

地基不均匀沉降和下列因素有关，1）土层分布及其工程特性；2）荷载大小及分布；3）基础埋深和地下水情况；4）结构类型、体型和基础结构形式；5）施工过程和方法。

一般说建筑物沉降愈大其不均匀沉降也愈大，为防止建筑物不因地基变形或不均匀沉降过大造成建筑物的开裂与损坏，保证建筑物正常使用，必须对地基变形，特别是不均匀沉降加以控制，设计时可考虑：1）采用桩基础或深基础；2）对地基进行处理，以提高地基承载力和压缩模量；3）将结构、基础和地基三者作为一整体，考虑变形协调共同作用的设计方法。

同时可以辅以建筑和结构设计方面的措施：

（1）建筑措施

1）建筑物体型力求简单。复杂的平面形状，如“L”“T”“E”形等建筑物，在建筑单元纵横交叉处，附加应力相互重叠，造成这部分沉降大于其他部位；建筑物立面高低变化悬殊，荷载分布不均，必然加大不均匀沉降。2）增强整体结构刚度，以加大抵抗弯曲变形和调整不均匀沉降的能力；3）设置沉降缝；4）相邻建筑物基础间有合适的净距；5）调整建筑物的标高。

（2）结构措施

1）设置圈梁；2）减轻建筑物和基础自重；3）减小或调整基础底面附加压力；4）加强基础刚度；5）选用合适的结构形式，例如排架，三铰拱等铰接结构，其支座发生相对变位时，不会使结构引起很大附加应力。

2.18 用什么方法验算地基稳定性？规定的稳定安全系数应不小于多少？从稳定性考虑，对位于土坡顶上的建筑有什么专门的要求？

广义的地基稳定性问题包括地基承载力不足而失稳、经常作用有水平荷载的构筑物基础的倾覆和滑动失稳以及边坡失稳。对于有些建筑物的独立基础，当承受较大水平荷载和偏心荷载时，有可能发生沿基底面的滑动、倾斜或与深层土层一起滑动，所以对经常受水平荷载作用的高层建筑、高耸结构物以及建在斜坡上的建筑物，应进行稳定性验算。

地基稳定性可采用圆弧滑动面法进行验算，即最危险的滑动面上诸力对滑动中心所产生的抗滑力矩与滑动力矩关系应符合式（2-24）要求：

$$M_R / M_S \geqslant 1.2 \tag{2-24}$$

式中 M_S——滑动力矩；

M_R——抗滑力矩。

位于稳定土坡坡顶上的建筑，当垂直于坡顶边缘线的基础底面边长小于或等于3m时，其基础底面外边缘至坡顶的水平距离（图2-1）应符合式（2-25）和（2-26）要求，但不得小于2.5m，

条形基础

$$a \geqslant 3.5b - \frac{d}{\tan\beta} \tag{2-25}$$

矩形基础　　$a \geqslant 2.5b - \dfrac{d}{\tan\beta}$　　(2-26)

式中　a——基础底面外边缘线至坡顶的水平距离；

b——垂直于坡顶边缘线的基础底面边长；

d——基础埋置深度；

β——边坡坡角。

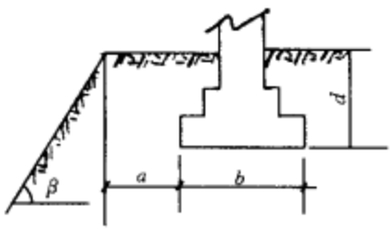


图 2-1　基础外缘至坡顶水平距离示意图　题 2.18

当基础面外边缘线至坡顶的水平距离不满足式（2-23）（2-24）的要求时，可根据基底平均压力按式（2-23）确定基础距坡顶边缘的距离和基础埋深。

当边坡坡角大于 45°，坡高大于 8m 时，应按式（2-24）进行土坡稳定性验算。

2.19　浅基础有哪些型式？

浅基础主要有以下几种形式：

（1）无筋扩展基础

无筋扩展基础是由砖、毛石、混凝土或毛石混凝土、灰土和三合土等材料砌成，适用于多层民用建筑和轻型厂房。

（2）扩展基础

扩展基础分为以下两种形式：

1）柱下钢筋混凝土独立基础和条形基础。它适用于地基条件较好的情况。当地基承载力不满足要求时，可以把若干柱子的基础连成一条，构成柱下十字交叉条形基础，它可以把柱子集中荷载较均匀地分布到条形基础底面积上，以减少地基压力，并通过形成的基础整体刚度调整可能产生的不均匀沉降；

2）墙下钢筋混凝土条形基础　其横截面根据受力条件可分为带肋和不带肋两种。当单向条基承载力不够时，同样可把纵横柱的基础连在一起，形成十字交叉条形基础，它可用于 10 层以下民用建筑。

（3）筏板基础

当十字交叉条形基础不能满足地基强度和变形要求时，可以用钢筋混凝土满堂基础，称为筏板基础，筏板分为平板式和梁板式两种。筏板基础可增强建筑物整体刚度，并将上部结构荷载均匀地分布到地基上，从而减少沉降量和沉降差。六层以下的民用建筑，采用浅埋的墙下筏板基础厚度不小于 200mm，多层的，每增一层增加 50mm，12 层以上建筑，板厚不小于 400mm。

（4）箱形基础

箱形基础是由钢筋混凝土底板、顶板、外侧墙和纵横布置内隔墙组成，形成一个刚度很大的箱体称箱形基础。箱体高度一般为建筑物高度的 1/8 ~ 1/12，且不宜小于箱基长度的 1/18，顶、底板和墙身厚度应根据受力情况、整体刚度及防水要求确定，底板、顶板、内墙和外墙分别不宜小于 300mm，200mm，200mm 和 250mm。

（5）壳体基础

壳体基础主要靠其抗压性能将上部结构荷载传给地基的薄壁锥形基础，它适用于烟囱、水塔、粮仓和中小型高炉的基础。

2.20 建筑物沉降观测要点是什么?

通过建筑物沉降观测的实测值和计算值比较，可判断沉降计算方法的准确性；还可以为研究符合实际的沉降计算方法提供资料；施工过程进行沉降监测，是对施工质量评价和一些事故是否要及时处理的重要依据。

沉降观测前应编制观测计划，埋设水准点和布置观测点。水准点是沉降观测的依据，应埋设在坚实的土层上，一般距被观测的建筑物 30m～80m，且应严加保护不受损坏。

观测点布置应能满足全面查明建筑物基础沉降的要求。

观测仪器应采用精密水准仪和水准尺，以保证测量精度。

观测时间，对民用建筑一般每建一层观测一次，建筑完工后，第一年观测四次，第二年二次，以后每年一次，直至沉降基本稳定为止，即每半年沉降量不超过 3mm。

2.21 动力基础设计基本要求是什么?

动力机器基础设计应满足强度、变形和使用功能等方面要求。

(1) 基础的外形、尺寸和预留孔、螺栓孔等应按安装图布置，以便机器安装、正常使用和维修；

(2) 地基应满足承载力要求并控制基础沉降和倾斜，保证地基承载安全，且满足不影响机器正常使用的变形；

(3) 基础振动应限制在容许的范围内，保证机器的正常使用和不对附近精密设备及邻近建筑和管线产生有害影响；

(4) 基础结构应具有足够的强度、刚度和耐久性。

所以在进行动力基础设计时，应从满足工艺与建筑构造要求，验算地基承载力、基础变形计算与控制基础动力响应等内容。

2.22 天然地基土的动力参数有哪些?

天然地基土的动力参数主要有动剪切模量和阻尼比。

(1) 土的动剪切模量 G_d 是指产生单位动剪应变所需的动剪应力

$$G_d = \tau_d/\varepsilon_d = E_d/2(1+\mu) \tag{2-27}$$

式中 E_d——动弹性模量；

μ——泊松比。

(2) 土的阻尼比 ξ 是指阻尼系数与临界阻尼系数的的比值

质点在运动过程中由于粘滞摩擦作用，能量会损失，这种现象称为粘滞阻尼，在自由振动中，阻尼表现为质点振幅的衰减，在强迫振动中，表现为应变滞后于应力而形成滞回圈。

在小应变状态下，土体视为线弹性体，动剪切模量 G_d 和阻尼比 ξ 可视为常数。在大应变时，土体呈非线性变化，G_d 和 ξ 也在不断变化，所以在应用土的动参数时，应根据具体情况选用相应应力应变条件下的滞回圈，从而确定 G_d 和 ξ 值。

2.23 地基基础与上部结构共同作用的概念是什么?

建筑结构常规的设计方法是将上部结构、基础与地基三者作为独立的体系进行力学分

析，分析上部结构时用固定支座代替基础，并假定支座没任何变形，求得结构内力、变形和支座反力；分析基础时，将支座反力作用在基础上，求得地基反力，然后得到基础内力和变形；分析地基时，把地基反力作用在地基上，验算地基承载力和变形。这种方法忽视了地基、基础和上部结构在接触部位的变形协调条件，合理的设计方法是将三者作为一整体，考虑接触部位的变形协调进行内力和变形计算，这种方法称为地基基础与上部结构共同作用分析。

土是半无限三相体，上部结构又是空间结构，因此使得共同作用分析相当复杂，但是随着计算机技术和测试技术的发展，使得共同作用设计分析方法成为可能性和发展方向。

2.24 如何用分层总和法单向压缩基本公式计算基础沉降（例题）？

【例】 某基础尺寸 $b \times l = 4 \times 5\text{m}$，荷载和土参数如图 2-2，试用分层总和法单向压缩基本公式计算基础的沉降量。

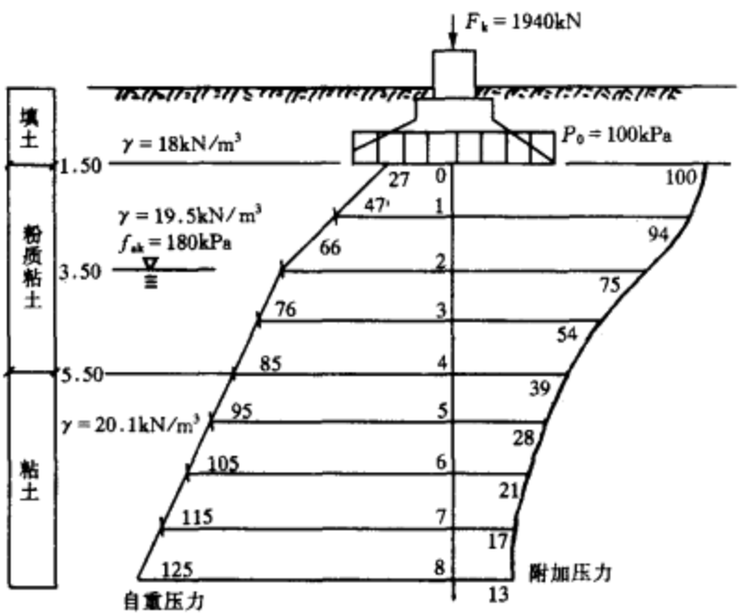


图 2-2 土层参数和分层 例题 2.24

【解】 （1）计算基础底面的附加压力

基础自重和其上的土重为：

$$G_k = \gamma_G A d = 20 \times 5 \times 4 \times 1.5 = 600\text{kN}$$

基础底面平均压力为：

$$P_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{1940 + 600}{5 \times 4} = 127\text{kPa}$$

基底处土自重压力为：

$$\sigma_{ch} = \gamma d = 18 \times 1.5 = 27\text{kPa}$$

基底处的附加压力

$$p_0 = p_k - \sigma_{ch} = 127 - 27 = 100\text{kPa}$$

（2）计算各分层（1 层 1m）处的自重应力和附加应力

1）自重应力

0 点　　$\sigma_c = 18 \times 1.5 = 27\text{kPa}$

2 点　　$\sigma_c = 27 + 19.5 \times 2 = 66\text{kPa}$

4 点　　$\sigma_c = 66 + (19.5 - 10) \times 2 = 85\text{kPa}$

其余各点自重应力如图 2-2 所示。

2）附加应力计算

基底中心点可看成 4 块相等矩形荷载的公共角点，查 GB50007—2002 附录 K 的表 K.0.1-1（本书附录 1，以下同）。可得附加应力系数 α，由式（2-28）计算附加应力

$$\sigma_Z = 4\alpha p_0 \tag{2-28}$$

例如 0 点 $\sigma_Z = 4 \times 0.25 \times 100 = 100\text{kPa}$

各分层附加应力如表 2-4。

各分层附加应力　　**表 2-4**

点	Z/m	l/b	Z/b	α	σ_Z/kPa	点	Z/m	l/b	Z/b	α	σ_Z/kPa
0	0	1.25	0	0.250	100	6	6	1.25	3	0.054	21
1	1	1.25	0.5	0.235	94	7	7	1.25	3.5	0.042	17
2	2	1.25	1	0.187	75	8	8	1.25	4	0.032	13
3	3	1.25	1.5	0.135	54	9	9	1.25	4.5	0.022	8.8
4	4	1.25	2	0.097	39	10	10	1.25	5.0	0.022	8.8
5	5	1.25	2.5	0.071	28						

3）各分层自重应力平均值和附加应力平均值的计算

例如 0-1 分层，$p_{1i} = (\sigma_{c(i-1)} + \sigma_{ci})/2 = (27 + 47)/2 = 37\text{kPa}$

$\sigma_{ml} = (\sigma_{z(i-1)} + \sigma_{Zi})/2 = (100 + 94)/2 = 97\text{kPa}$

$p_{2i} = p_{1i} + \sigma_{ml} = 37 + 97 = 134\text{kPa}$

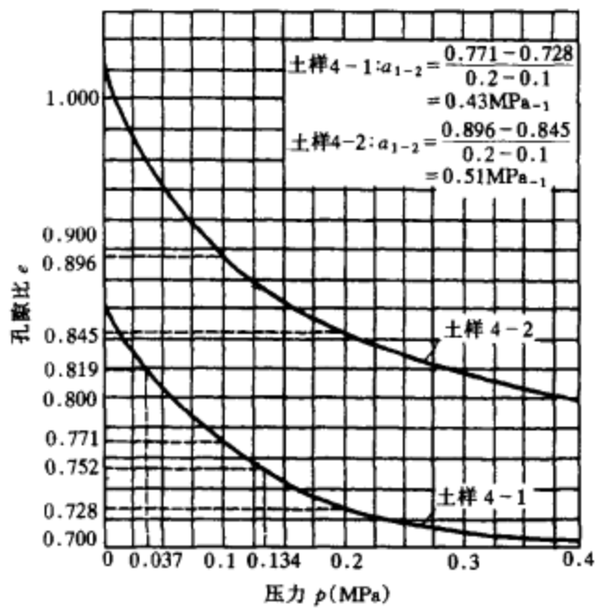


图 2-3　$e \sim p$ 曲线　例题 2.24

4）各分层土的孔隙比变化值确定

按各分层的 p_{1i} 及 p_{2i} 值从土样（粉质粘土）或土样 4-2（粘土）的压缩曲线，由图 2-3，分别查取孔隙比。例如 0-1 分层，p_{1i} = 37kPa 和 p_{2i} = 134kPa，从土样 4-1 的 $e \sim p$ 曲线分别查得 $e_{1i} = 0.819$ 和 $e_{2i} = 0.752$

5）地基沉降深度确定

按 $\sigma_Z = 0.2\sigma_c$ 确定深度下限，在 6.0m 深处 $0.2\sigma_c = 0.2 \times 105 = 21\text{kPa}$，6.0m 处 σ_Z = 21kPa，所以沉降计算深度选 6.0m。

6）沉降计算

各分层沉降值由式（2-29）进行计算

$$\Delta s_i = Z_i H_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} H_i \tag{2-29}$$

式中　H_i——第 i 层厚度。

例如 0-1 分层 $\Delta s_i = \dfrac{0.819 - 0.752}{1 + 0.819} \times 10^3 = 37\text{mm}$，各分层沉降见表 2-5。

分层总和法单向压缩公式计算基础沉降　　表 2-5

点	深度 Z_i /m	层厚 H_i /m	自重应力 /kPa	附加应力 /kPa	自重应力平均值 /kPa	附加应力平均值 /kPa	自重应力加附加应力 /kPa	压缩曲线	受压前 e_{1i}	受压后 e_{2i}	Δs_i /mm	s /mm
0	0		27	100								
1	1.0	1.0	47	94	37	97	134		0.819	0.752	37	
2	2.0	1.0	66	75	57	84.5	141.5	土样 4-1	0.801	0.149	29	
3	3.0	1.0	76	54	71	64.5	135.5		0.790	0.756	19	120.5
4	4.0	1.0	85	39	81	46.5	127.5		0.784	0.760	13	
5	5.0	1.0	95	28	90	33.5	123.5	土样 4-1	0.904	0.880	13	
6	6.0	1.0	105	21	100	24.5	124.5		0.896	0.878	9.5	

最终沉降 $s = \sum_{i=1}^{n} \Delta s_i = 37 + 29 + 19 + 13 + 13 + 9.5 = 120.5\text{mm}$。

2.25　如何用 GB50007—2002 规范的计算地基变形公式计算基础最终沉降（例题）?

【例】　条件与 2.24 题相同，但土层自重应力和附加压力如表 2-6，试用规范公式计算基础中点沉降。

【解】　(1) 计算基底处附加压力，和例题 2.24 同

$$p_0 = 100\text{kPa}$$

(2) 计算压缩模量 E_{si}

将土层分为二个自然层，粉质粘土和粘土，按下式计算 E_{si}，

$$E_{si} = (1 + e_{1i})/a_{1-2} \tag{2-30}$$

计算结果见表 2-6，

各分层土压缩模量计算　　表 2-6

分层深度 Z_i/m	自重应力平均值 p_{1i}/kPa	附加应力平均值 Δp_i/kPa	自重应力 + 附加应力 p_{2i}/kPa	分层厚度 /m	压缩曲线	受压前 e_{1i}	a_{1-2} /MPa^{-1}	E_{si} /MPa
0 ~ 4	56	73	129	4.0	4-1	0.771	0.43	4.12
4 ~ 8	105	34.5	139.5	4.0	4-2	0.896	0.51	3.72

(3) 计算分层沉降量

根据 $l/b = 1.25$ 和 $Z/b = 2.4$ 查 BG50007—2002 的表 K.0.1-2 可得到平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$，计算的分层沉降值见表 2-7。

GB50007—2002 规范的分层总和法沉降计算　　表 2-7

Z /m	l/b	Z/b	$\bar{\alpha}$	$Z\bar{\alpha}$	$Z\bar{\alpha} - \bar{Z}_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}$	E_{si} /MPa	$\Delta S'_i = \frac{p_0}{E_{si}}(Z\bar{\alpha}_i - Z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1})$ /mm	$\Sigma\Delta S'_i$ /mm
0	1.25	0	4 × 0.25 = 1.0	0				
4	1.25	2	4 × 0.1835 = 0.734	2.936	2.936	4.12	71.3	71.3
7.4	1.25	3.7	4 × 0.1288 = 0.5152	3.812	0.876	3.72	23.55	94.8
8.0	1.25	4	4 × 0.1204 = 0.4816	3.853	0.041	3.72	1.10	95.9

(4) 确定 Z_n

根据表 2-7 $Z=8\text{m}$ 时，计算沉降量 $\Sigma\Delta s_i'=95.9\text{mm}$，$Z=7.4\text{m}$ 至 8.0m（按表 2-3 规定，向上取 0.6m）土层计算沉降量 $\Delta s_n'=1.10\text{mm}\leqslant 0.025\times 95.9\text{mm}=2.4\text{mm}$，满足要求，故确定计算深度 $Z_n=8.0\text{m}$。

(5) 确定沉降计算经验系数 ψ_s

由沉降计算深度范围内压缩模量的当量值 $\overline{E}_s$ 可从表 2-2 查得 ψ_s 系数

$$\overline{E}_s=\sum_1^n A_i/\sum_1^n\frac{A_i}{E_{si}} \tag{2-31}$$

$$A_i=p_0(Z_i\bar{a}_i-Z_{i-1}\bar{a}_{i-1}) \tag{2-32}$$

式中 A_i——第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值。

$$\overline{E}_s=\frac{p_0\times 3.853}{p_0\left(\frac{2.936}{4.12}+\frac{0.876}{3.72}+\frac{0.041}{3.72}\right)}=\frac{3.853}{0.712+0.235+0.011}=4.02\text{MPa}$$

根据表 2-2 沉降计算经验系数 ψ_s，当 $p_0\leqslant 0.75f_{ak}$ 时，$p_0=100\text{kPa}\leqslant 0.75\times 180=135\text{kPa}$，$\psi_s=0.998$。

(5) 计算地基最终沉降量

$$s=\psi_s s'=\psi_s\sum_1^n\Delta s'_i=0.998\times 95.9=95.7\text{mm}$$

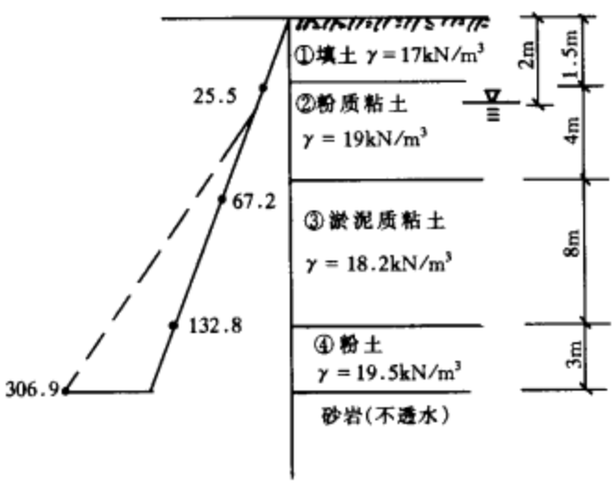


图 2-4 例题 2.26

2.26 如何计算土层自重应力（例题）?

【例】 某建筑场地的土层分布均匀，第一层杂填土，厚 1.5m，$\gamma=17\text{kN/m}^3$；第二层粉质粘土，厚 4m，$\gamma=19\text{kN/m}^3$，$G_s=2.73$，$\omega=31\%$，地下水位在地面下 2m 深；第三层淤泥质粘土，厚 8m，$\gamma=18.2\text{kN/m}^3$，$G_s=2.74$，$\omega=41\%$；第四层粉土，厚 3m，$\gamma=19.5\text{kN/m}^3$，$G_s=2.72$，$\omega=27\%$，第五层砂岩未钻穿，试计算各土层交界处的自重应力。

【解】 (1) 计算水位下各土层浮重度

$$\gamma'_2=\frac{(G_s-1)\gamma}{G_s(1+\omega)}=\frac{(2.73-1)\times 19}{2.73(1+0.31)}=9.19\text{kN/m}^3$$

$$\gamma'_3=\frac{(2.74-1)\times 18.2}{2.74(1+0.41)}=8.20\text{kN/m}^3$$

$$\gamma'_4=\frac{(2.72-1)\times 19.5}{2.72(1+0.27)}=9.71\text{kN/m}^3$$

(2) 计算各土层交界处自重应力

$$\sigma_{c1}=1.5\times 17=25.5\text{kPa}$$

$$\sigma_{c2}=25.5+19\times 0.5+9.19\times 3.5=67.2\text{kPa}$$

$\sigma_{c3} = 67.2 + 8.2 \times 8 = 132.8\text{kPa}$

$\sigma_{c4} = 132.8 + 3 \times 9.71 + \gamma_\omega(3.5 + 8 + 3) = 161.9 + 145 = 306.9\text{kPa}$

不透水层顶面的自重应力值应按上覆盖土层的水土总重计算。水的重度 $\gamma_\omega \approx 10\text{kN/m}^3$。

2.27 如何求基础底面压力值（例题）?

【例】 某构筑物基础 4m×2m（$b \times l$），埋深 2m，基础作用偏心荷载 $F_k = 680\text{kN}$，偏心距 1.31m，试求基底平均压力 p_k 和边缘最大压力 p_{kmax}。

【解】 （1）基底平均压力

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{680 + 20 \times 4 \times 2 \times 2}{4 \times 2} = 125\text{kPa}$$

（2）最大压力 p_{kmax}

（$F_k + G_k$）的偏心距 $e = 2 - 1.11 = 0.89\text{m} > \frac{b}{6} = 0.67$，$p_{kmax}$按式 2-11 进行计算，$p_{kmax} = \frac{2(F_k + G_k)}{3la}$

式中 l——垂直于力矩作用方向的基础底面边长；

a——合力作用点至基础底面最大压力边缘的距离，$a = 2.0 - 0.89 = 1.11\text{m}$。

$$p_{kmax} = \frac{2(680 + 320)}{3 \times 2 \times 1.11} = 300\text{kPa},$$

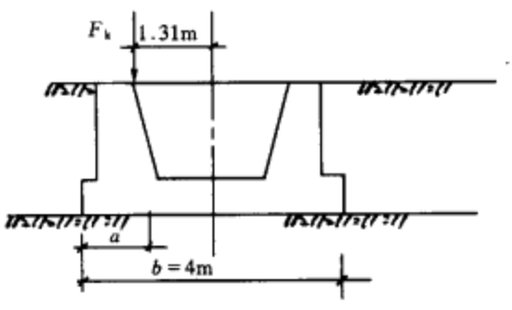


图 2-5 例题 2.27

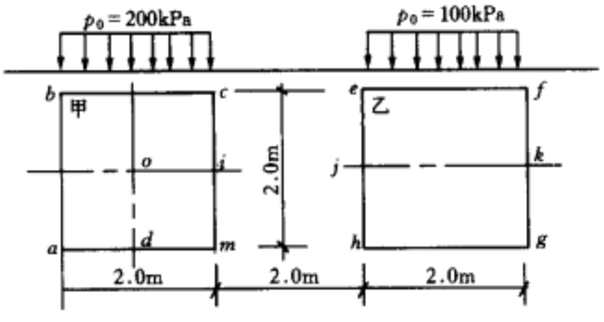


图 2-6 例题 2.28

2.28 如何求地基附加应力（例题）?

【例 1】 某相邻基础如图2-6所示，试计算甲基础中点 o 及角点 m 下，深度 $2m$ 处的附加应力

【解 1】 （1）中点 o 下，$Z = 2\text{m}$ 处附加应力

1）甲基础，矩形 $oimd$ 共 4 块的角点，$l/b = 1$，$Z/b = 2/1 = 2$。查 GB50007—2002 规范表 K.0.1-1 得 $\alpha = 0.084$。

2）乙基础对甲基础影响，矩形 $okgd$，$l/b = 5/1 = 5$，$Z/b = 2/1 = 2$，$\alpha = 0.136$，矩形 $ojhd$，$l/b = 3/1 = 3$，$Z/b = 2$，$\alpha = 0.131$

所以 o 点下 2m 处的附加应力为：

$$\sigma_Z = p_0\alpha = 4 \times 0.084 \times 200 + 2 \times (0.136 - 0.131) \times 100$$
$$= 67.2 + 1 = 68.2\text{kPa}$$

（2）m 点下 2m 处的附加应力

1）甲基础，矩形 $mabc$，$l/b=1$，$Z/b=1$，$\alpha=0.175$

2）乙基础影响，矩形 $mgfc$，$l/b=4/2=2$，$Z/b=1$，$\alpha=0.2$，矩形 $mhec$，$l/b=1$，$Z/b=1$，$\alpha=0.175$

所以角点以下 2m 处的附加应力为：

$$\sigma_Z=200\times0.175+(0.2-0.175)\times100=35+2.5=37.5\text{kPa}$$

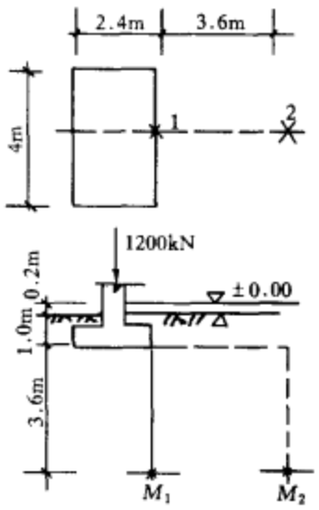


图 2-7　题 2.28 例 2

【例 2】　某矩形基础的底面尺寸为2.4m×4.0m，设计地面下埋深为 1.2m（高于天然地面 0.2m），设计地面以上的荷载为 1200kN，基底标高处原有土的加权平均重度为 18kN/m³，试求基底水平面 1 点和 2 点下各 3.6m 深度 M_1 点和 M_2 点处的地基附加应力值(图 2-7)。

【解 2】　（1）基底附加压力

基底平均压力 $p_k=\dfrac{F_k+G_k}{A}=\dfrac{1200+20\times4\times2.4\times1.2}{4\times2.4}=149\text{kPa}$

自重应力 $\sigma_c=\gamma_m h=18\times1.0=18\text{kPa}$

附加压力 $p_0=p_k-\sigma_c=149-18=131\text{kPa}$

（2）地基附加应力

1）M_1 点，$l/b=2.4/2=1.2$，$Z/b=3.6/2=1.8$，查 GB50007—2002 表 K.0.1-1 得 $\alpha=0.108$，

$\sigma_Z=p_0\alpha=131\times2\times0.108=28.3\text{kPa}$

2）M_2 点，$l/b=6/2=3$，$Z/b=3.6/2=1.8$，$\alpha=0.143$

$l/b=3.6/2=1.8$，$Z/b=3.6/2=1.8$，

$\alpha=0.129$

$\sigma_Z=131\times(0.143-0.129)\times2=3.67\text{kPa}$

【例 3】　某条形基础宽2m，在梯形分布的条形荷载（基底附加压力）下，边缘 $(p_0)_{max}=200\text{kPa}$，$(p_0)_{min}=100\text{kPa}$，试求基底宽度中点下和边缘两点下各 3m 及 6m 处的 σ_Z 值（图 2-8）。

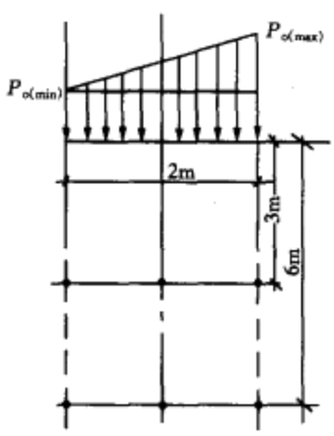


图 2-8　题 2.28 例 3

【解 3】　（1）基底中点下 3m 和 6m 处附加应力

条形基础中点下 3m 深处，$Z/b=3/1=3$ 查 GB50007—2002 表 K.0.1-1，矩形荷载 $\alpha=0.099$，三角形分布荷载，$\alpha_1=0.0476$，$\alpha_2=0.0511$，所以，3m 深处，$\sigma_Z=100\times4\times0.099+50\times2\times0.099+50\times2\times0.0476+50\times2\times0.0511=39.6+9.9+4.76+5.11=59.4\text{kPa}$

条形基础中点下 6m 深处，$Z/b=6/1=6$，矩形荷载，$\alpha=0.052$，三角形荷载，$\alpha_1=0.02565$，$\alpha_2=0.02625$，　.

所以，基础中点下 6m 深处，$\sigma_Z=100\times4\times0.052+50\times2\times0.052+50\times2\times0.02565+50\times2\times0.02625=20.8+5.2+2.565+2.625=31.2\text{kPa}$。

（2）$(p_0)_{max}$边缘下的 σ_Z

$Z/b=3/2=1.5$，矩形荷载，$\alpha=0.167$，三角形分布荷载 $\alpha_1=0.0734$，$\alpha_2=0.0938$，

所以 $(p_0)_{max}$边缘下 3m 深处，$\sigma_Z = 100 \times 2 \times 0.167 + 100 \times 2 \times 0.0938 = 33.4 + 18.76 = 52.2\text{kPa}$。

6m 深处，$Z/b = 6/2 = 3$，矩形荷载，$\alpha = 0.099$，三角形荷载，$\alpha_1 = 0.0476$，$\alpha_2 = 0.0511$

所以，6m 深处 $\sigma_Z = 100 \times 2 \times 0.099 + 100 \times 2 \times 0.0511 = 19.8 + 10.22 = 30\text{kPa}$，

(3) $(p_0)_{min}$边缘下的 σ_Z

3m 深处，$\sigma_Z = 100 \times 2 \times 0.167 + 100 \times 2 \times 0.0734 = 33.4 + 14.68 = 48.1\text{kPa}$。

6m 深处，$\sigma_Z = 100 \times 2 \times 0.099 + 100 \times 2 \times 0.0476 = 19.8 + 9.52 = 29.3\text{kPa}$。

2.29 如何进行基础尺寸设计（例题 4 道）?

【例 1】 某厂房墙基，上部轴向荷载 $F_k = 180\text{kN/m}$，基础埋深 1.1m，地基为粉质粘土，$\gamma = 19\text{kN/m}^3$，$I_L = 0.75$，地基承载力特征值 $f_{ak} = 200\text{kPa}$，试确定基础宽度

【解 1】 (1) 初步确定基础宽度、据式 2-6 和式 2-8，

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} \leqslant f_a, \quad A \geqslant \frac{F_k}{f_a - \gamma_G d}, \quad f_a \text{暂用} f_{ak} \text{代入}$$

$$A \geqslant \frac{180}{200 - 20 \times 1.1} = 1.01\text{m}$$

取基础宽 $b = 1.0\text{m}$

(2) 修正后地基承载力特征值计算

查 GB50007—2002 规范表 5.2.4，$I_L = 0.75 \leqslant 0.85$，承载力修正系数 $\eta_b = 0.3$，$\eta_d = 1.6$。

$b < 3\text{m}$ 按 3m 计算，据式 2-2

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5)$$
$$= 200 + 0 + 1.6 \times 19(1.1 - 0.5) = 200 + 18.2 = 218.2\text{kPa}$$

(3) 验算地基承载力

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{180 + 20 \times 1.1 \times 1.0}{1.0} = 202\text{kPa} < f_a = 218.2\text{kPa}$$

所以基础宽度取 1.0m 满足要求。

【例 2】 某厂房独立基础荷载如图2-9所示，地基土为粉质粘土，其承载力特征值 $f_{ak} = 230\text{kPa}$，试设计基础底面尺寸。

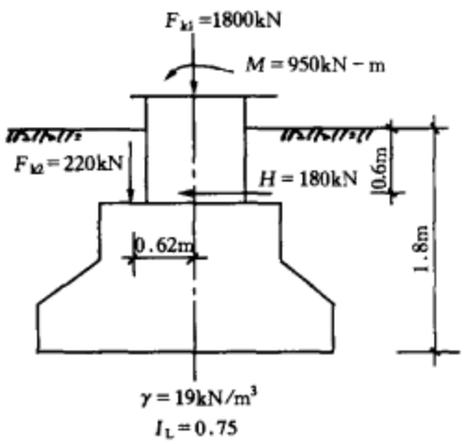


图 2-9 题 2.29 例 2

【解 2】 (1) 按轴心荷载初步确定底面积。

$$A_0 \geqslant \frac{F_k}{f_{ak} - \gamma_G d} = \frac{1800 + 220}{230 - 20 \times 1.8} = 10.4\text{m}^2$$

考虑偏心荷载影响，A_0 增大 30% 即 $A = 1.3A_0 = 1.3 \times 10.4 = 13.5\text{m}^2$

设长宽比 $n = \frac{b}{l} = 2$，$A = l \times b = 2l^2$，$l = \sqrt{\frac{A}{2}} = \sqrt{\frac{13.5}{2}} = 2.6\text{m}$

$b = 5.2\text{m}$，l 为垂直弯矩方向边长。

(2) 计算基底最大压力

$G_k = \gamma dA = 20 \times 2.6 \times 5.2 \times 1.8 = 487\text{kN}$

$F_k = 1800 + 220 = 2020\text{kN}$

$M_k = 950 + 220 \times 0.62 + 180 \times (1.8 - 0.6) = 950 + 136.4 + 216 = 1302.4\text{kN/m}$

偏心距 $e = \dfrac{\Sigma M}{\Sigma F} = \dfrac{1302.4}{487 + 2020} = 0.52\text{m} < \dfrac{b}{6} = \dfrac{5.2}{6} = 0.87\text{m}$

$$p_{max} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} = \frac{487 + 2020}{13.5} + \frac{1302.4}{lb^2/6} = 185.7 + \frac{1302.4 \times 6}{5.2^2 \times 2.6}$$

$$= 185.7 + 111.2 = 296.8\text{kPa}$$

(3) 修正后的地基承载力特征值计算

查 GB50007—2002 表 5.2.4，$I_L = 0.75 < 0.85$，$\eta_b = 0.3$，$\eta_d = 1.6$

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5) = 230 + 0.3 \times 19(5.3 - 3) + 1.6 \times 19(1.8 - 0.5)$$

$$= 230 + 13.1 + 39.5 = 283\text{kPa}$$

(4) 地基承载力验算

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{2020 + 487}{13.5} = 185.7\text{kPa} \leqslant f_a = 283\text{kPa}$$

$$p_{max} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} = 185.7 + \frac{1302.4}{b^2 \times l/6} = 185.7 + 111.2 = 296.8\text{kPa} \leqslant 1.2 f_a$$

$$= 1.2 \times 283 = 339.6\text{kPa}$$，满足。

【例 3】 某墙基，轴向荷载 $F_k = 180\text{kN/m}$，基础埋深 1.1m，持力层为砂土，$\varphi_k = 22°$，$\gamma = 19\text{kN/m}^3$，试求基础宽度。

【解 3】 设基础宽度为 $b < 3.0\text{m}$。

基础持力层为砂土，$\varphi_k = 22°$，查 GB50007—2002 规范表 5.2.5，承载力系数为：$M_b = 0.61$，$M_d = 3.44$，$M_c = 6.00$，地基承载力特征值为：

$$f_a = M_b \gamma b + M_d \gamma_m d + M_c c_k = 0.61 \times 19 \times 3 + 3.44 \times 19 \times 1.1 + 0 = 34.8 + 71.9$$

$$= 106.7\text{kPa}$$

所需基础宽度为：

$$b \geqslant \frac{F_k}{f_a - \gamma_G d} = \frac{180}{106.7 - 20 \times 1.1} = 2.12\text{m}$$，取基础宽 $b = 2.2\text{m}$

地基承载力验算：

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{180 + 20 \times 1.1 \times 2.2}{2.2} = 103.8\text{kPa} \leqslant f_a = 106.7\text{kPa}$$，满足。

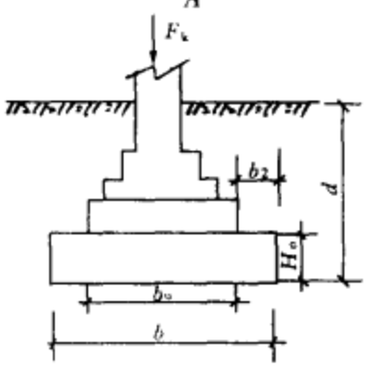


图 2-10 题 2.29 例 4

【例 4】 某砖墙承重房屋，如图 12-10 采用素混凝土（C15）条形基础，基础顶面处砌体宽度 $b_0 = 0.48\text{m}$，传至设计地面荷载 $F_k = 220\text{kN/m}$，地基土为粘性土 $e = 0.8$，$I_L = 0.75$，$\gamma = 19\text{kN/m}^3$，承载力特征值 $f_{ak} = 144\text{kPa}$，试确定条基宽度 b 和最小埋深 d。

【解 4】 基础高度应满足式 2-33

$$H_0 \geqslant \frac{b - b_0}{2\tan\alpha} \tag{2-33}$$

式中 b——基础底面宽度；

b_0——基础顶面墙体宽度；

H_0——基础高度；

$\tan\alpha$——基础台阶宽高比，$\tan\alpha = b_2/H_0$ 查 GB50007—2002 规范表 8.1.2。$\tan\alpha = 1/1.0 = 1.0$

设 $H_0 = 0.4\text{m}$，$b = 2H_0 \tan\alpha + b_0 = 2 \times 0.4 + 0.49 = 1.3\text{m}$

砌二皮砖，$b_0 = 240 + 2 \times 2 \times 60 = 480\text{mm}$。

基础最小埋深为：$d = H_0 + b_0 = 0.4 + 0.48 = 0.88\text{m}$

修正后地基承载力特征值为：

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5), \eta_d = 1.6$$
$$= 144 + 0 + 1.6 \times 19(0.88 - 0.5) = 144 + 11.6 = 155.6\text{kPa}$$

基底平均压力 $p_k = \dfrac{F_k + G_k}{A} = \dfrac{220 + 1.3 \times 0.88 \times 20}{1.3} = 171\text{kPa} > f_a = 155.6\text{kPa}$ 不满足，选基础宽度为 1.6m。

$$p_k = \frac{220 + 1.6 \times 0.88 \times 20}{1.6} = 155\text{kPa} \leqslant f_a = 155.6\text{kPa}$$

所以条形基础最小埋深 0.88m，基础宽度 1.6m。

2.30 如何用土的抗剪强度指标计算地基承载力（例题 3 道）？

【例 1】 某基础宽3m，埋深 3m，土层分布 0～1.5mm 杂填土，$\gamma = 19\text{kN/m}^3$。1.5m～9.0m 为粉土，$\gamma = 18\text{kN/m}^3$，，$\gamma_{sat} = 19.5\text{kN/m}^3$，取 6 个土样进行土工试验，得到粘聚力 c（kPa）= 15，13，16，18，23，21，内摩擦角 φ（度）= 25，23，21，20，23，22，地下水位 -2.0m，试计算该地基承载力特征值。

【解 1】 根据题 1.23（本书 P_{16}），该粘土的粘聚力和内摩擦角的试验值进行统计计算得标准值为 $c_k = 14.6\text{kPa}$，$\varphi_k = 20.5°$。

按公式 2-3 进行承载力特征值计算

$$f_a = M_b \gamma b + M_d \gamma_m d + M_c c_k$$

由 $\varphi_k = 20.5°$ 查 GB50007—2002 规范表 5.2.5 得 $M_b = 0.535$，$M_d = 3.155$，$M_c = 5.82$。

$$\gamma_m = \frac{1.5 \times 19 + 0.5 \times 18 + 1.0 \times 9.5}{1.5 + 0.5 + 1.0} = \frac{28.5 + 9 + 9.5}{3} = 15.7\text{kN/m}^3$$

持力层粉土地基承载力特征值为：

$f_a = 0.535 \times 9.5 \times 3 + 3.155 \times 15.7 \times 3 + 5.82 \times 14.6 = 15.2 + 148.6 + 85 = 248.8\text{kPa}$。

【例 2】 某基础宽度1.5m，埋深 1.5m，地下水位 -1.0m，地基为粉土，水位以上土重度 $\gamma = 17.8\text{kN/m}^3$，水位以下 $\gamma_{sat} = 18.1\text{kN/m}^3$，$\varphi_k = 22°$，$c_k = 1\text{kN/m}^2$，试求地基承载力特征值。

【解 2】 由 $\varphi_k = 22°$，查 GB50007—2002 规范表 5.2.5 得：$M_b = 0.61$，$M_d = 3.44$，$M_v = 6.04$，按公式 2-5 进行承载力特征值计算

$$f_a = M_b \gamma b + M_d \gamma_m d + M_c c_k$$

式中 $\gamma = 18.1 - 10 = 8.1\text{kN/m}^3$，$\gamma_m = \dfrac{17.8 \times 1.0 + 8.1 \times 0.5}{1.5} = 14.5\text{kN/m}^3$。

$f_a = 0.61 \times 8.1 \times 1.5 + 3.44 \times 14.5 \times 1.5 + 6.04 \times 10 = 7.41 + 74.82 + 6.04 = 88.3\text{kPa}$

【例 3】　某独立基础1.5×2.5m,埋深 2.0m，持力层为粉土，$\varphi_k = 22°$，$c_k = 10kPa$，$\gamma = 18.1kN/m^3$,基底以上为填土 $\gamma = 17.8kN/m^3$，水位在地面下 1.5m，试求地基承载力特征值

【解 3】　持力层为粉土，$\varphi_k = 22°$，查 GB50007—2002 规范表 5.2.5 得：

$M_b = 0.61$，$M_d = 3.44$，$M_c = 6.04$，

按式 2-5 进行地基承载力特征值计算：

$$f_a = M_b \gamma b + M_d \gamma_m d + M_c c_k$$

$$\gamma_m = \frac{17.8 \times 1.5 + 7.8 \times 0.5}{2.0} = 15.3kN/m^3$$

$$f_a = 0.61 \times 8.1 \times 1.5 + 3.44 \times 15.3 \times 2.0 + 6.04 \times 10 = 173kPa$$

2.31　如何进行软弱下卧层地基承载力验算（例题 3 道）?

【例 1】　某矩形基础，$b \times l = 3 \times 2 = 6m^2$，轴心荷载 $F_k = 800kN$，土参数如图 2-11，试验算淤泥质粘土承载力。

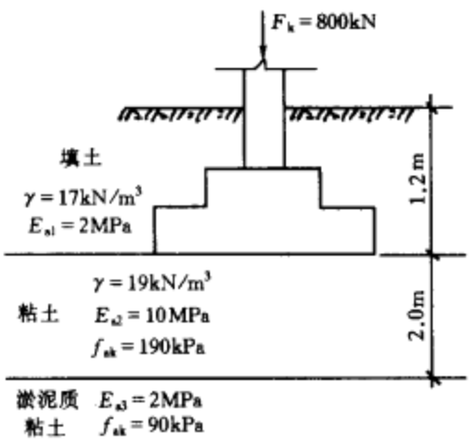


图 2-11　题 2.31 例 1

【解 1】　据式 2-13，软弱下卧层承载力应满足：

$$p_z + p_{cz} \leqslant f_{az}$$

据式 2-15，附加应力

$$p_z = \frac{l \times b\ (p_k - p_c)}{(b + 2z\mathrm{tg}\theta)\ (l + 2z\mathrm{tg}\theta)}$$

$E_{s2}/E_{s3} = 10/2 = 5$，查表 2-1，$Z/b = 2.0/2 = 1.0$，得 $\theta = 25°$。

$$p_c = 1.2 \times 17 = 20.4kPa$$

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{800 + 3 \times 2 \times 20 \times 1.2}{6} = 157kPa$$

$$p_z = \frac{2 \times 3\ (157 - 20.4)}{(3 + 2 \times 2\mathrm{tg}25°)\ (2 + 2 \times 2\mathrm{tg}25°)} = \frac{819.6}{4.86 \times 3.86} = 43.7kPa$$

$p_{cz} = 17 \times 1.2 + 19 \times 2 = 58.4kPa$。

修正后软弱下卧层承载力特征值为

$$f_a = f_{ak} + \eta_d \gamma_m\ (d - 0.5) = 90 + 1.0 \times \frac{17 \times 1.2 + 19 \times 2}{1.2 + 2}\ (3.2 - 0.5)$$

$$= 90 + 18.25 \times 2.7 = 139.3kPa$$

所以 $p_z + p_{cZ} = 43.7 + 58.4 = 102.1kPa < f_{aZ} = 139.3kPa$。软弱下卧层承载力满足要求。

【例 2】　某基础底面积$2.5 \times 2.0m^2$,受的荷载 $F_k = 500kN$，$H_k = 14kN$，$M_k = 100kN \cdot m$。土的参数如图 2-12，试验算持力层和软弱下卧层的承载力。

【解 2】　（1）基底平均压力和最大压力

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{500 + 2.5 \times 2 \times 2.2 \times 20}{2.5 \times 2.0} = 144kPa$$

$$p_{kmax} = \frac{F + G}{A} + \frac{M}{W} = 144 + \frac{100 + 14 \times 0.7}{2.5^2 \times 2.0/6} = 196.7kPa$$

（2）持力层承载力特征值

粉质粘土 $e=0.78$，$I_L=0.74$，查 GB50007—2002 表 5.2.4，得：

$\eta_b=0.3$，$\eta_d=1.6$，

$$f_a=f_{ak}+\eta_b(b-3)+\eta_d\gamma_m(d-0.5)$$
$$=150+0+1.6\times16(2.2-0.5)$$
$$=193.5\text{kPa}$$

所以，$p_k=144\text{kPa}\leqslant f_a=193.51\text{kPa}$

$$e=\frac{\Sigma M}{N}=\frac{\Sigma M}{F_k+G_k}=\frac{109.8}{720}=0.15\text{m}<b/6=2.5/6$$
$$=0.42\text{m}$$

$$p_{max}=196.7\text{kPa}\leqslant1.2f_a=1.2\times193.5=232.2\text{kPa}$$

持力层承载力满足要求

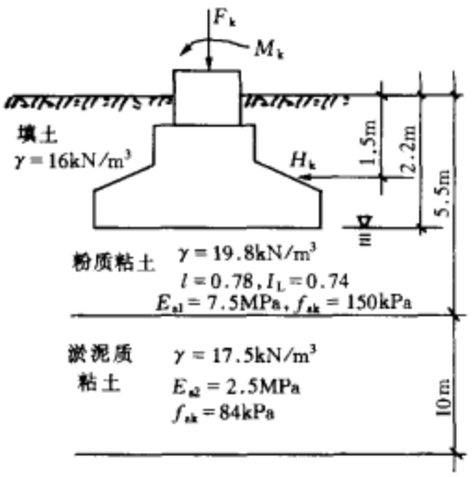


图 2-12　题 2.31 例 2

(3) 软弱下卧层承载力验算

淤泥质粘土 $\eta_b=0$　$\eta_d=1.0$

$$\gamma_m=\frac{16\times2.2+9.8\times3.3}{2.2+3.3}=\frac{35.2+32.34}{5.5}=12.28\text{kN/m}^3$$

$$f_a=f_{ak}+\eta_b\gamma(b-3)+\eta_d\gamma_m(d-0.5)=84+12.28\times5.0=145.4\text{kPa}$$

下卧层顶面处应力：

自重应力 $p_{cz}=16\times2.2+9.8\times3.3=35.2+32.34=67.5\text{kPa}$

附加应力按扩散角计算，$E_{s1}/E_{s2}=7.5/2.5=3$，$Z/b=3.3/2.5=1.32$ 查表 2-1，得 $\theta=23°$。

$$\text{附加应力 } p_z=\frac{l\times b(p_k-p_c)}{(b+2Z\text{tg}\theta)(l+2Z\text{tg}\theta)}=\frac{2.5\times2.0(144-35.2)}{(2.5+2\times3.5\text{tg}23°)(2.0+2\times3.5\text{tg}23°)}$$
$$=\frac{544}{5.47\times4.97}=20\text{kPa}$$

所以 $p_z+p_{cz}=20+67.5=87.5\text{kPa}<f_a=145.4\text{kPa}$。

软弱下卧层承载力满足要求。

【例 3】　某条形基础宽3.0m,埋深 2.3m，轴向荷载 $F_k=300\text{kN/m}$ 持力层为粉质粘土，$f_{ak}=200\text{kPa}$，$e=0.8$，$I_L=0.74$ 土层分布为：0～1.5 为填土，$\gamma=16\text{kN/m}^3$，1.5m～10.8m 为粉质粘土，$\gamma=19.0\text{kN/m}^3$，$E_s=5.6\text{MPa}$，10.8m 以下为淤泥质粘土，$f_{ak}=100\text{kPa}$，$E_s=1.86\text{MPa}$ 试验算地基和软弱下卧层承载力

【解 3】　(1) 持力层承载力验算

持力层为粉质粘土 $e=0.8$，$I_L=0.74$，查 GB50007—2002 规范表 5.2.4 得 $\eta_b=0.3$，$\eta_d=1.6$

$$\gamma_m=\frac{16\times1.5+19\times0.8}{2.3}=17.0\text{kN/m}^3$$

$$f_a=f_{ak}+\eta_b\gamma(b-3)+\eta_d\gamma_m(d-0.5)=200+0+1.6\times17\times(2.3-0.5)$$
$$=249\text{kPa}$$

基底平均压力为：

$$p_k=\frac{F_k+G_k}{A}=\frac{300+3\times2.3\times20}{3}=146\text{kPa}<f_a=249\text{kPa}$$

（2）软弱下卧层承载力验算

修正后下卧层承载力特征值为：

$f_{az}=f_{ak}+\eta_b\gamma\ (b-3)\ +\eta_d\gamma_m\ (d-0.5)$，$\eta_b=0$，$\eta_d=1$

$$\gamma_m=\frac{16\times1.5+9.3\times19}{10.8}=18.6\text{kN/m}^3$$

$f_{az}=100+0+1.0\times18.6\times\ (10.8-0.5)\ =100+191.6=291.6\text{kPa}$

$p_{cz}=16\times1.5+9.3\times19=200.7\text{kPa}$

$p_c=16+1.5+19\times0.8=39.2\text{kPa}$

条形基础软弱下卧层顶面处附加压力为：

$$p_z=\frac{b\ (p_k-p_c)}{b+2Z\tan\theta}$$，$E_{s1}/E_{s2}=5.6/1.86=3.0$，$Z/b=8.5/3=2.8$，$\theta=23°$

$$p_z=\frac{3.0\ (146-39.2)}{3.0+2\times8.5\tan23°}=\frac{320.4}{10.2}=31.4\text{kPa}$$

$p_z+p_{cz}=31.4+200.7=232.1\text{kPa}\leqslant f_{aZ}=291.6\text{kPa}$

所以持力层和软弱下卧层承载力均满足要求

2.32 如何计算基础中点的最终沉降量（例题）？

【例】 条件同题2.31［例2］，试计算基础中点的最终沉降量（假设沉降计算深度为13.3m，沉降系数 $\psi_c=1.0$）

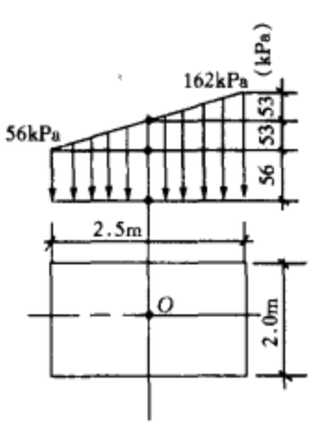


图2-13 例题2.32

【解】 根据题2.31［例2］，基底最大压力 $p_{kmax}=196.7\text{kPa}$

基底最小压力 $p_{kmin}=\frac{F+G}{A}-\frac{M}{W}=144-52.8=91.3\text{kPa}$

基底处土自重应力 $p_c=\gamma_m d=16\times2.2=35.2\text{kPa}$

所以基底处附加压力（图2-13）为：

$(p_0)_{max}=p_{kmax}-p_c=196.7-35.2=161.5\text{kPa}\approx162\text{kPa}$

$(p_0)_{min}=p_{kmin}-p_c=91.2-35.2=56\text{kPa}$

（1）粉质粘土层沉降量计算，$Z=3.3\text{m}$，

矩形荷载，$Z/b=3.3/1.25=2.64$，$l/b=\frac{1.25}{1.0}=1.25$，$\bar{\alpha}_1=4\times0.1584=0.634$，$\bar{\alpha}_2=2\times0.1584=0.317$。

三角形荷载，$Z/b=3.3/1.25=2.64$，$l/b=\frac{1.0}{1.25}=0.8$，$\bar{\alpha}_1=2\times0.0419=0.0838$，$\bar{\alpha}_2=2\times0.0964=0.193$，

$$\Delta s_1=\frac{p_0}{E_{s1}}\ (Z_i\alpha_i-Z_{i-1}\alpha_{i-1})\ =\frac{5.6}{7.5}\ (3.3\times0.634)\ +\frac{53}{7.5}\times3.3\ (0.317+0.0838+0.193)$$

$=7.47\times2.092+7.07\times1.96=15.63+13.85=29.49\text{mm}$

（2）淤泥质粘土沉降量，$Z=13.3\text{m}$

矩形荷载，$Z/b=13.3/1.25=10.64$，$l/b=1.25/1.0=1.25$

$\bar{\alpha}_1=4\times0.0535=0.214$，$\bar{\alpha}_2=2\times0.0535=0.107$

三角形荷载，$Z/b=10.14$，$l/b=1.0/1.25=0.8$，

$\bar{\alpha}_1=0.0162\times2=0.0324$，$\bar{\alpha}_2=0.0308\times2=0.0616$

$$\Delta s_2 = \frac{56}{7.5}(13.3\times0.214-3.3\times0.634)$$

$$+\frac{53}{7.5}[13.3(0.107+0.0324+0.0616)-1.96]$$

$$=5.63+7.067\times0.713=10.67\text{mm}$$

所以基础 p 点最终沉降

$$s=\Delta s_1+\Delta s_2=29.49+10.67=40.2\text{mm}$$

2.33 当水位上升后对地基承载力有何影响（例题）?

【例】 某独立基础 1.8m × 2.5m，土参数如图（2-14）所示，原地下水为地面下 -5.0m，后来地下水上升至 -0.7m，试比较地基承载力的变化（忽略水位上升对土抗剪强度的影响）

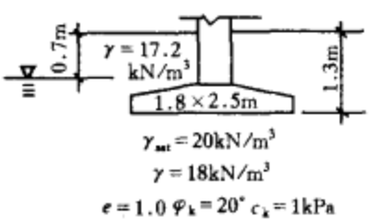


图 2-14 例题 2.33

【解】 （1）无地下水承载力特征值

查 GB50007—2002 规范表 5.2.5 得：

$M_b=0.51$，$M_d=3.06$，$M_c=5.66$

$$f_a=M_b\gamma b+M_d\gamma_m d+M_c c_k$$

$$=0.51\times18\times1.8+3.06\times17.2\times1.3+5.66\times1.0$$

$$=16.5+68.4+5.66$$

$$=90.6\text{kPa}$$

（2）地下水上升后地基承载力特征值

$$f_a=0.51\times10\times1.8+3.06\times\frac{17.2\times0.7+7.2\times0.6}{1.3}\times1.3+5.66\times1.0$$

$$=9.2+50.1+5.66=64.9\text{kPa}$$

所以水位上升后由于土有效重度减小使地基承载力减小 28%。

2.34 如何进行条形基础宽度计算、软弱下卧层承载力验算和沉降计算（例题）?

【例】 某条形基础作用竖向荷载 $F_k=270\text{kN/m}$，地基土分二层，0 ~ 5m 为粉土，$\gamma=19\text{kN/m}^3$，$c_m=25\text{kPa}$，$\varphi_m=18°$，$E_s=8.8\text{MPa}$，5m 以下为淤泥质粘土，$\gamma=18\text{kN/m}^3$，$f_{ak}=65\text{kPa}$，$E_s=3.6\text{MPa}$，地下水位 -1.5m，基础埋深 $d=1.5\text{m}$，土的粘聚力和内摩擦角的变异系数 $\delta_c=0.1$，$\delta_\varphi=0.2$，$n=6$，试求条基宽度、下卧层承载力验算和沉降计算。

【解】 （1）计算 c、φ 的标准值

$\delta_c=0.1$，$\delta_\varphi=0.2$，$n=6$

内摩擦角和粘聚力统计修正系数

$$\psi_c=1-\left(\frac{1.704}{\sqrt{n}}+\frac{4.678}{n^2}\right)\delta_c=1-\left(\frac{1.704}{\sqrt{6}}+\frac{4.678}{6^2}\right)\times0.1=1-(0.695+0.130)\times0.1$$

$$=0.918$$

$$\psi_\varphi=1-0.825\times0.2=0.835$$

$$c_k=\psi_c\times c_m=0.918\times25=23\text{kPa}$$

$$\varphi_k=\psi_\varphi+\varphi_m=0.835\times18=15°$$

（2）计算地基承载力特征值

$\varphi_k = 15°$，查 GB50007—2002 规范表 5.2.5 得

$M_b = 0.33$，$M_d = 2.3$，$M_c = 4.85$

$f_a = M_b \gamma b + M_d \gamma_m d + M_c c_k$，初设基础宽度 $b = 1.8m$

$= 0.33 \times 9 \times 1.8 + 2.3 \times 19 \times 1.5 + 4.85 \times 23 = 5.35 + 65.6 + 111.6 = 182.5kPa$

（3）计算基础宽度

$$b = \frac{F_k}{f_a - \gamma_G d} = \frac{270}{182.5 - 20 \times 1.5} = \frac{270}{152.5} = 1.77m$$，基础宽度取 1.8m

（4）软弱下卧层承载力验算

软弱下卧层顶面处自重应力为：

$$p_{cz} = 19 \times 1.5 + 9 \times 3.5 = 60kPa$$

基底平均压力为：

$$p_k = （F_k + G_k）/A = （270 + 1.8 \times 1.5 \times 20）/1.8 = 180kPa \leqslant f_a = 182.5kPa$$

软弱下卧层顶面处的附加压力

$$p_z = \frac{b（p_k - p_c）}{b + 2Z\tan\theta}$$，$E_{s1}/E_{s2} = 8.8/3.6 = 2.44$　$\theta = 23°$，$p_c = \gamma d = 19 \times 1.5 = 28.5kPa$

$$p_z = \frac{1.8（180 - 28.5）}{1.8 + 2 \times 3.5 \times \tan 23°} = \frac{272.7}{4.77} = 57.2kPa$$

$p_z + p_{cz} = 57.2 + 60 = 117.2kPa$。

软弱下卧层经深、宽修正后承载力特征值

$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma（b - 3）+ \eta_d \gamma_m（d - 0.5）$，$\eta_b = 0$，$\eta_d = 1.0$

$$\gamma_m = \frac{19 \times 1.5 + 9 \times 3.5}{5} = 12kN/m^3$$

$f_a = 65 + 0 + 1.0 \times 12（5 - 0.5）= 65 + 54 = 119kPa$

$p_z + p_{cz} = 117.2kPa \leqslant f_a = 119kPa$。

软弱下卧层地基承载力满足要求，

（5）沉降计算

（1）基底附加压力　$p_0 = p_k - \gamma_m h = 180 - 19 \times 1.5 = 151.5kPa$

（2）沉降计算　见表 2-8。

条基沉降计算值　　**表 2-8**

Z /m	l/b	Z/b	$\bar{\alpha}$	$Z\bar{\alpha}$	$Z_i\bar{\alpha}_i - Z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}$	E_s /MPa	$\Delta S'$ /mm	$\Sigma\Delta S'$ /mm
0	10	0	$4 \times 0.25 = 1.0$	0				
3.5	10	3.9	$4 \times 0.1535 = 0.614$	2.15	2.15	8.8	37.01	37.01
8.7	10	9.7	$4 \times 0.09 = 0.36$	3.13	0.98	3.6	41.24	78.25
9	10	10	$4 \times 0.088 = 0.352$	3.17	0.04	3.6	1.68	79.93

3）确定 Z_n

$Z = 9m$ 范围内的计算沉降量 $\Sigma\Delta S' = 79.93mm$，$Z = 8.7m$ 至 $9.0m$（按表 2-3，$b = 1.8m$

$\leqslant 2m$，ΔZ 为 0.3m）土层计算沉降量 $\Delta S'_i = 1.68\text{mm}$，$< 0.025 \times 79.93 = 2.0\text{mm}$，满足要求，$Z_n$ 取 9.0m，

4）确定 ψ_c

计算 Z_n 深度内压缩模量的当量值 $\overline{E}_s$

$$\overline{E}_s = \sum_1^n \Delta A_i / \sum_1^n \Delta A_i / E_{si}$$

$$= \frac{p_0 \times 3.17}{p_0\left(\frac{2.15}{8.8} + \frac{0.98}{3.6} + \frac{0.04}{3.6}\right)} = \frac{3.17}{0.53} = 6.0\text{MPa}$$

未修正的基底地基土承载力特征值为：

$f_{ak} = f_a - \eta_d \gamma_m (d - 0.5) = 182.5 - 1.5 \times 19 (1.5 - 0.5) = 154\text{kPa}$，$p_0 = 151.5\text{kPa}$，$f_{ak} = 154\text{kPa}$，查表 2-2，双向内插，得 $\psi_s = 1.08$

5）计算条基最终沉降量

$s = \psi_s \Sigma \Delta s' = 1.08 \times 79.93 = 86.3\text{mm}$。

2.35 如何进行条形基础设计（例题）？

【例】 如图 2-15 所示的条形基础，墙宽 400mm，基础混凝土强度等级为 C15，基础埋深 2m，传至基础顶面的竖向力 $F_k = 400\text{kN/m}$，弯矩 $M_k = 30\text{kN·m/m}$，试回答下面问题：

（1）已知粉土层的土粒质量密度，$\rho_s = 2.7\text{g/cm}^3$，含水量 $w = 27\%$，求孔隙比；

（2）修正后持力层地基承载力特征值；

（3）计算基础宽度；

（4）按土的抗剪强度指标复核持力层地基承载力特征值；

（5）验算软弱下卧层地基承载力；

（6）验算基础边缘最大压力值；

（7）计算基础底板厚度的最大剪力；

（8）按 GB50007—2002 规范计算地基沉降的附加压力值 p_0；

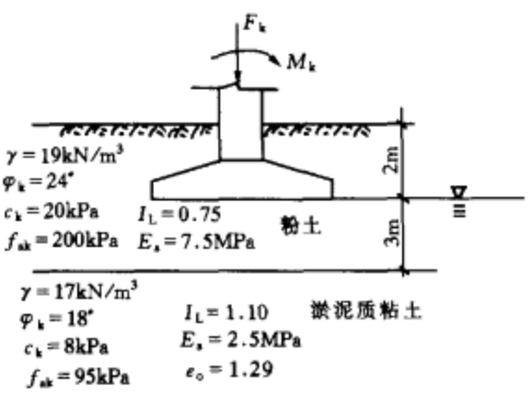


图 2-15 例题 2.35

（9）判断软弱下卧层淤泥质粘土的压缩性；

（10）按“建筑地基基础设计规范”（GB50007—2002）计算基础底板配筋的最大弯矩。

【解】 （1）已知 $\rho_s = 2.7\text{g/cm}^3 = 2700\text{kg/m}^3$

$$\gamma_s = \rho_s g = 2700\text{kg/m}^3 \times 9.81\text{m/s}^2 = 26487\text{N/m}^3 = 26.5\text{kN/m}^3$$

$$e = \frac{\gamma_s (1 + 0.01w)}{\gamma} - 1 = \frac{26.5 (1 + 0.01 \times 27)}{19} - 1 = 1.77 - 1 = 0.77$$

（2）修正后持力层地基承载力

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5)$$

假设条基宽度 $b<3\text{m}$，由 $e=0.77$，$I_L=0.75$ 查 GB5007—2002 查表 5.2.4，得承载力修正系数 $\eta_b=0.3$，$\eta_d=1.6$

$f_a=200+0+1.6\times19\times(2-0.5)=200+45.6=245.6\text{kPa}$

(3) 基础宽度

$$b=\frac{F_k}{f_a-\gamma_G d}=\frac{400}{245.6-20\times2}=\frac{400}{205.6}=1.95\text{m}$$，取基础宽 $b=2.0\text{m}$

(4) 根据土的抗剪强度计算持力层地基承载力特征值。

$f_a=M_b\gamma b+M_a\gamma_m d+M_c c_k$

由 $\varphi_k=24°$ 查 GB50007—2002 表 5.2.5 得承载力系数

$M_b=0.8$，$M_d=3.87$，$M_c=6.45$

$f_a=0.8\times9\times2.0+3.87\times19\times2.0+6.45\times20=14.4+147.06+129=290.5\text{kPa}$

(5) 验算软弱下卧层地基承载力。

经修正后软弱下卧层地基承载力特征值为：

$$f_a=f_{ak}+\eta_b r(b-3)+\eta_a r_m(d-0.5)$$

$$r_m=\frac{19\times2+0.9\times3}{5}=8.14\text{kN/m}^3\quad,\eta_a=1.0$$

$f_a=95+0+1.0\times8.14(5-0.5)=95+36.6=131.6\text{kPa}.$

软弱下卧层顶面处的自重压力值为

$$p_{cz}=19\times2+0.9\times3=38+2.7=40.7\text{kPa}$$

软弱下卧层顶面处附加压力值为

$$p_Z=\frac{b(p_k-p_c)}{b+2z\tan\theta}$$

$$p_k=\frac{F_k+G_k}{A}=\frac{400+2\times2\times20}{2.0}=240\text{kPa}\quad p_c=19\times2=38\text{kPa}$$

$E_{s_1}/E_{s_2}=7.5/2.5=3.\quad z/b=3/2=1.5$ 查 GB5007—2002 规范表 5.2.7 得 $\theta=23°$

$$p_z=\frac{2(240-2\times19)}{2+2\times3\times\tan23°}=\frac{404}{4.55}=88.8\text{kPa}$$

$p_z+p_{cz}=88.8+40.7=129.6\text{kPa}\leqslant f_a=131.6\text{kPa}$ 满足要求

(6) $p_{max}=\frac{F_k+G_k}{A}+\frac{M_k}{W}=\frac{400+80}{2\times1}+\frac{30}{0.67}=240+44.8=284.8\text{kPa}$

$p_{max}=284.8\text{kPa}\leqslant1.2f_a=1.2\times245.6=294.7\text{kPa}$ 满足要求

(7) 确定基础底板厚度的最大剪力

基础板上的净压力为

$$p_{j\ \min}^{\max}=\frac{F_k\times1.35}{A}\pm\frac{M_k\times1.35}{W}=\left(\frac{400}{2\times1}\pm\frac{30}{0.67}\right)\times1.35=(200\pm44.8)\times1.35\text{kPa}$$

$$p_{j\max}=330.5\text{kPa},\quad p_{j\min}=209.5\text{kPa}$$

在最大压力一侧墙边缘处的基础底面地基反力设计值为：

$$p_1=p_{j\min}+\frac{(p_{j\max}-p_{j\min})\times(b-a_1)}{b}$$

$$= 209.5 + \frac{121 \times 1.2}{2} = 282.1\text{kPa}$$

在最大压力一侧翼缘上的平均压力为

$$p_g = \frac{p_{j\max} + p_I}{2} = \frac{330.5 + 282.1}{2} = 306.3\text{kPa}$$

墙侧处底板的平均压力所产生的剪力为

$$V_I = p_g a_I = 306.3 \times 0.8 = 245\text{kN/m}$$

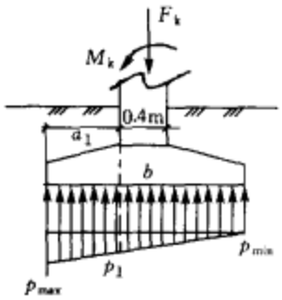


图 2-16　例题 2.35-（7）

（8）按 GB50007—2002 规范计算地基沉降的基础底面附加压力为：

$$p_0 = p_k - r_m d = 240 - 19 \times 2 = 202\text{kPa}$$

（9）求淤泥质粘土的压缩系数

$$a = \frac{1 + e_0}{E_s} = \frac{1 + 1.29}{2.5} = 0.916\text{MPa}^{-1}$$

土的压缩系数 $a \geqslant 0.5$，属高缩性土

（10）按 GB50007—2002 规范，基础底板配筋的弯矩为：

$$M_I = \frac{1}{12} a_1^2 \left[(2l + a') \left(p_{max} + p - \frac{2G}{A} \right) + (p_{max} - p) l \right]$$

$$M_{II} = \frac{1}{48} (l - a')^2 (2b + b') \left(p_{max} + p_{min} - \frac{2G}{A} \right)$$

式中　M_I——任意截面Ⅰ-Ⅰ处相应于荷载效应基本组合时的弯矩设计值；

a_I——任意截面Ⅰ-Ⅰ至基底边缘最大反力处的距离；

l、b——基础底面边长；

p_{max}、p_{min}——相应于荷载效应基本组合时的基础底面边缘最大和最小地基反力设计值；

p——相应荷载效应基本组合时在任意截面Ⅰ-Ⅰ处基础底面地基反力设计值；

G——考虑荷载分项系数的基础自重及其上的土自重；当组合值由永久荷载控制时，$G = 1.35 G_k$，G_k 为基础及上土的标准自重。

墙下条形基础，$l = a' = 1\text{m}$；墙体材料为混凝土时，$a_I = b_I = \frac{b - 0.4}{2} = \frac{2 - 0.4}{2} = 0.8\text{m}$

F_k、G_k 为荷载效应标准组合时的竖向力和基础自重及其上的土重。

荷载效应基本组合时，F_k、G_k、M_k 应乘以 1.35。

$$p_{max} = \frac{(F_k + G_k) \times 1.35}{A} + \frac{M_k \times 1.35}{W}$$

$$= \frac{480 \times 1.35}{2} + \frac{30 \times 1.35}{0.67} = 284.8 \times 1.35 = 384.4\text{kPa}$$

$$p_{min} = 195.2 \times 1.35 = 263.5\text{kPa}$$

$$p_I = p_{min} + \frac{(p_{max} - p_{min})(b - a_I)}{b} = 263.5 + \frac{121 \times 1.2}{2} = 336.0\text{kPa}$$

墙边截面处的弯矩

$$M_1 = \frac{1}{12} \times 0.8^2\left[(2+1)\left(384.5+336.0-\frac{2\times 80\times 1.35}{2}\right)+(384.5-336.0)\times 1\right]$$
$$= 0.053[1837.5+48.5] = 100\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

2.36 如何用“港口工程地基规范”（JTJ250—98）计算地基承载力（例题）？

【例】 某沉箱码头为一条形基础，在抛石基床底面处的有效受压宽度 $B'_e = 11.54\text{m}$，墙前基础底面以上边载的标准值为 $q_k = 18\text{kPa}$，抛面基床底面以下地基的指标为：内摩擦角 $\varphi_k = 30°$，粘聚力 $c_k = 0$，天然重度 $\gamma = 19\text{kN/m}^3$，抛石基床底面合力与垂线间夹角 $\sigma' = 11.31°$，不考虑波浪力的作用，试计算地基极限承载力的竖向分力标准值（承载力系数 $N_{rB} = 8.862$，$N_{qB} = 12.245$）

【解】 根据 JTJ250—98 规范，地基极限承载力的竖向分力标准值为：

$$F'_k = B'_e\left(\frac{1}{2}\gamma_k B'_e N_{rB} + c_k N_{CB} + q_k N_{qB}\right)$$
$$= 11.54\left(\frac{1}{2}\times 9\times 11.54\times 8.862 + 0 + 18\times 12.245\right)$$
$$= 11.54(460.2+220.41) = 7854.24\text{kN/m}$$

2.37 如何计算独立基础的沉降（例题）？

【例】 某建筑物采用独立基础，基础平面尺寸 4m×6m，基础埋深 $d = 1.5\text{m}$，作用基础顶面竖向力 $F_k = 1728\text{kN}$，地下水位距地面 1.0m，土层分布为：①填土：$r = 18\text{kN/m}^3$，层厚 1.0m；②粉质粘土：$r = 18.0\text{kN/m}^3$，$E_s = 7.5\text{MPa}$；层厚 2.5m；③淤泥质粘土：$r = 17\text{kN/m}^3$。$E_s = 2.4\text{MPa}$，层厚 4.4m，④粘土：$r = 19.7\text{kN/m}^3$，$E_s = 9.9\text{MPa}$，层厚 2.6m，该层土为超固结土（$OCR = 1.5$），可作为不压缩层考虑。沉降经验系数 $\psi_s = 1.0$，试按“建筑地基基础设计规范”（GB50007—2002）计算该基础最终沉降。

【解】 基础底面平均压力值为：

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{1728 + 4\times 6\times 1.5\times 20}{4\times 6} = 102\text{kPa}$$

基础底面附加压力为：

$$p_0 = p_k - \gamma_m d = 102 - \frac{18\times 1 + 8\times 0.5}{1.5}\times 1.5 = 102 - 22 = 80\text{kPa}$$

沉降计算见表 2-9，

沉 降 计 算 表 2-9

层序	Z /m	Z/b	l/b	$\bar{\alpha}$	$Z\bar{\alpha}$	$Z_i\bar{\alpha}_i - Z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}$	E_{si} /MPa	$\Delta s'_i$ /mm	$\Sigma\Delta s'_i$ /mm
	0	0	1.5	4×0.25=1.00	0				
②	2.0	1.0	1.5	4×0.2320=0.9280	1.856	1.856	7.5	19.8	19.8
③	6.4	3.2	1.5	4×0.1474=0.5896	3.773	1.917	2.4	63.9	83.7

独立基础最终沉降量为：

$$s = \psi_s\Sigma\Delta s' = 1.0\times 83.7 = 83.7\text{mm}$$

2.38 如何计算沉降计算深度范围内的压缩模量当量（例题）？

【例】 条件同题 3.37，假如作用于基础底面附加压力 $p_0 = 60\text{kPa}$，压缩层厚度 5.2m，试计算确定沉降计算深度范围内压缩模量当量值。

【解】根据 $p_0 = 60\text{kPa}$，压缩层厚度 5.2m，列表沉降计算于表 2-10。

沉 降 计 算　　表 2-10

层序	Z /m	Z/b	l/b	$\bar{\alpha}$	$Z\bar{\alpha}$	$Z_i\bar{\alpha}_i - Z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}$	E_{si} /MPa
	0	0	1.5	$4 \times 0.25 = 1.00$	0	0	
②	2.0	1.0	1.5	$4 \times 0.232 = 0.9280$	1.856	1.856	7.5
③	5.2	2.6	1.5	$4 \times 0.1664 = 0.6656$	3.461	1.605	2.4

计算深度 5.2m 范围内压缩模量的当量值为：

$$\bar{E}_s = \sum_1^n \Delta A_i / \sum_1^n \Delta A_i / E_{si}$$

$$= \frac{p_0(Z_n\bar{\alpha}_n - o \times \bar{\alpha}_0)}{\dfrac{p_0(Z_1\bar{\alpha}_1 - O \times \bar{\alpha}_0)}{E_{s1}} + \dfrac{p_0(Z_2\bar{\alpha}_2 - Z_1\bar{\alpha}_1)}{E_{s2}} + \cdots\cdots + \dfrac{p_0(Z_n\bar{\alpha}_n - Z_{n-1} \times \alpha_{n-1})}{E_{sn}}}$$

$$= \frac{3.461}{\dfrac{1.856}{7.5} + \dfrac{1.605}{2.4}} = \frac{3.461}{0.247 + 0.669} = 3.78\text{MPa}$$

2.39 如何求基础的偏心距（例题）？

【例】 已知挡土墙基础宽度 $b = 3\text{m}$，竖向 $N = 200\text{kN/m}$，作用点与基础轴线的距离 $e = 0.2\text{m}$，挡土墙外侧主动土压力 $E_a = 50\text{kN/m}$，作用点与基础底面的距离 $h = 1.2\text{m}$，挡土墙重度 $\gamma = 23\text{kN/m}^3$，试求作用力的偏心距。

【解】 挡土墙重量为：

$$G = \left(1.2 \times 5 + \frac{1}{2} \times 0.8 \times 5 + 3 \times 1\right) \times 23 = 138 + 46 + 69$$

$$= 253\text{kN/m}$$

G 的作用位置，

离挡土墙内侧基础角点距离为：

$$138 \times 1.9 + 46 \times 1.03 + 69 \times 1.5 = Gx$$

$$x = \frac{262.2 + 47.4 + 103.5}{253} = \frac{413.1}{253} = 1.63\text{m}$$

G 重心离轴线距离为 0.03m

基础偏心距：

$$e' = \frac{M}{N} = \frac{253 \times 0.03 + 200 \times 0.2 - 50 \times 1.2}{253 + 200}$$

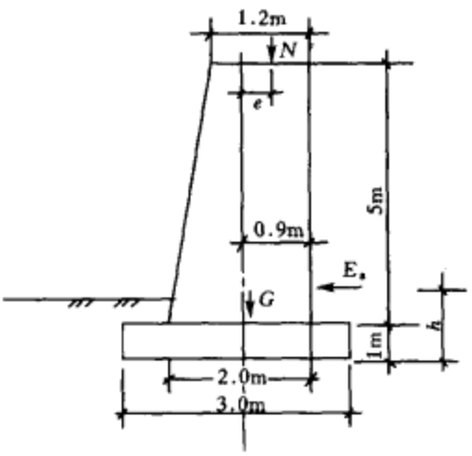


图 2-17 例题 2.39

$$= \frac{7.59 + 40 - 60}{453}$$

$$= 0.027\text{m} = 27\text{mm}$$

基础偏心距在基础外侧离轴线 27mm。

2.40 如何确定挡土墙基底压力分布形式（例题）?

【例】 条件同题 2.39，仅主动土压力 E_a 减少至 20kN/m 试问基础底面压力分布形式?

【解】 作用于挡土墙的顺时针方向力矩为：

$$7.59 + 40 = 47.59\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

逆时针方向力矩为：

$$20 \times 1.2 = 24\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

作用于挡土墙的顺时针方向力矩大于逆时针方向力矩，基础底面压力为梯形分布。

2.41 如何设计承重砖墙混凝土基础（例题）?

【例】 某承重砖墙混凝土基础埋深 1.5m，作用在基础上竖向力 $F_k = 200\text{kN/m}$，持力层为粉质粘土，$\gamma = 17.5\text{kN/m}^3$，$e = 0.843$，$I_l = 0.76$，地基承载力特征值 $f_{ak} = 150\text{kPa}$，地下水位在基底以下，试设计该基础。

【解】 （1）计算修正后地基承载力特征值

设基础宽度 $b < 3\text{m}$，根据 GB50007—2002 规范表 5.2.4 得 $\eta_b = 0.3$，$\eta_d = 1.6$

$$f_a = f_{ak} + \eta_b r(b - 3) + \eta_d r_m(d - 0.5)$$

$$= 150 + 0 + 1.6 \times 17.5 \times 1.0 = 178\text{kPa}$$

（2）依据承载力初步确定基础宽度

$$b_{min} = \frac{F_k}{f_a - r_G d} = \frac{200}{178 - 20 \times 1.5} = 1.35\text{m},$$

初步选定基础宽度 $b = 1.40\text{m}$。

（3）基础剖面布置

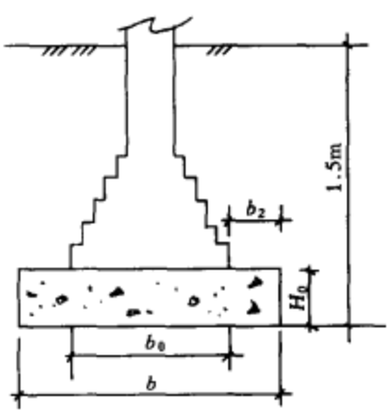


图 2-18 例题 2.41

初步设定基础高度 $H_0 = 0.3\text{m}$，大放脚采用标准砖砌筑，每皮宽度 $b_1 = 60\text{mm}$，$h_1 = 120\text{mm}$ 共砌五皮，大放脚的底面宽度 $b_0 = 240 + 2 \times 5 \times 60 = 840\text{mm}$。

（4）按台阶的宽高比要求验算基础宽度，基础采用 C15 素混凝砌筑，基底平均压力为：

$$p_k = \frac{F_k + G}{A} = \frac{200 + 1.4 \times 1.5 \times 20}{1.4 \times 1.0}$$

$$= 172.9\text{kPa} < f_a = 178\text{kPa}$$

根据 GB50007—2002 规范表 8.1.2 台阶宽高比允许值由下式确定

$$H_0 \geqslant \frac{b - b_0}{2\tan\alpha} \qquad b \leqslant b_0 + 2H_0\tan\alpha$$

$$\tan\alpha = b_2/H_0 = 1.0$$

$b \leqslant 0.84 + 2 \times 0.3 \times 1.0 = 1.44\text{m}$

取基础宽度 $b = 1.4\text{m}$ 满足要求。

2.42 如何验算正方形独立基础受冲切承载力（例题）？

【例】 某厂房采用 C20 钢筋混凝土独立基础，锥形基础尺寸为 $2.5 \times 2.5\text{m}^2$，作用在基础上轴心荷载 $F_k = 556\text{kN/m}$，弯矩 $M_k = 80\text{kN·m}$，柱截面尺寸为 $0.4 \times 0.4\text{m}^2$，基础有效高度 $h_0 = 0.5 - 0.04 = 0.46\text{m}$，试验算基础受冲切承载力。

【解】 基础受冲切承载力按下式验算：

$$F_l \leqslant 0.7\beta_{hp}f_t a_m h_0$$

$$a_m = (a_t + a_b)/2$$

$$F_l = p_j A_l$$

式中 β_{hp}——受冲切承载力截面高度影响系数，当 $h < 800\text{mm}$，$\beta_{hp} = 1.0$，当 $h \geqslant 2000\text{mm}$ 时，$\beta_{hp} = 0.9$，其间按线性内插法；

f_t——混凝土轴心抗拉强度设计值；

h_0——基础冲切破坏锥体有效高度；

a_m——冲切破坏锥体最不利一侧计算长度；

a_t——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面上边长；

a_b——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面在基础底面积范围内的下边长。

p_j——荷载效应基本组合时，地基土单位面积净反力；

A_l——冲切验算时取用的部分基底面积。

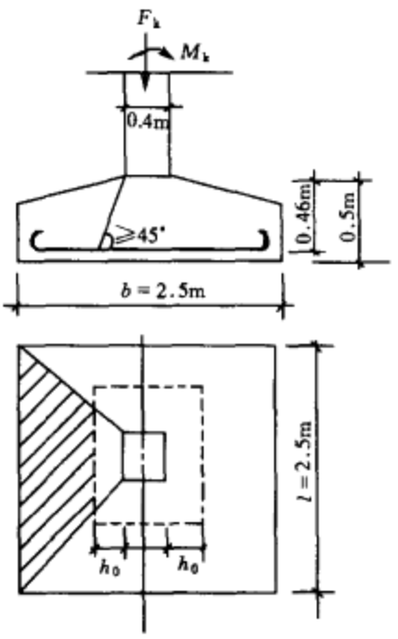


图 2-19 例题 2.42

（1）混凝强度等级为 C20，查得 $f_t = 1.1\text{N/mm}^2 = 1100\text{kN/m}^2$

（2）基础边缘最大和最小净反力

在验算基础强度时，应将荷载效应标准组合值乘以 1.35 分项系数成为荷载效应基本组合的设计值。

基础边缘处最大和最小地基土单位面积净反力为：

$$p_{j\max} = \frac{F_k \times 1.35}{A} + \frac{M_k \times 1.35}{b^2 l/b} = \frac{556 \times 1.35}{2.5 \times 2.5} + \frac{80 \times 1.35}{2.5 \times 2.5^2/6} = 120.1 + 41.5 = 161.6\text{kPa}$$

$$p_{j\min} = 120.1 - 41.5 = 78.6\text{kPa}$$

A_l 为图 2-19 中阴影部分的梯形面积。

$$A_l = \frac{1}{2}(b + 0.4 + 2h_0) \times (b - 0.4 - 2h_0)/2$$

$$= \frac{1}{2}(2.5 + 0.4 + 2 \times 0.46)(2.5 - 0.4 - 2 \times 0.46)/2$$

$$= \frac{1}{2} \times 3.82 \times 0.59 = 1.13\text{m}^2$$

$$F_l = p_i A_l = 161.6 \times 1.13 = 182.6\text{kN}$$

$a_m = (a_t + a_b)/2 = (0.4 + 0.4 + 2h_0)/2 = 0.86$，$h = 0.5 < 0.8\text{m}$，$\beta_{hp}$ 取 1.0

$$0.7\beta_{hp} f_t a_m h_0 = 0.7 \times 1.0 \times 1100 \times 0.86 \times 0.46 = 304.6\text{kN}$$

$F_l = 182.6\text{kN} \leqslant 0.7\beta_{hp} f_t a_m h_0 = 304.6\text{kN}$

基础受冲切承载力满足要求。

2.43 如何进行正方形独立基础底板配筋的弯矩计算（例题）?

【例】 条件同题 2.42，基础埋深 2.0m，采用Ⅰ级钢筋，试计算基础最大弯矩。

【解】 基础长边方向弯矩按下式计算

$$M_{\text{Ⅰ}} = \frac{1}{12} a_{\text{Ⅰ}}^2 \left[(2l + a') \left(p_{max} + p - \frac{2G}{A} \right) + (p_{max} - p) l \right]$$

设计控制截面在柱边处。相应的 $a_{\text{Ⅰ}}$，l，b 为：

$$a_{\text{Ⅰ}} = (l - 0.4)/2 = (2.5 - 0.4)/2 = 1.05\text{m};\ l = b = 2.5\text{m}$$

$$p_{max} = \frac{(F_k + G_k) \times 1.35}{A} + \frac{M_k \times 1.35}{W}$$

$$= \frac{(556 + 2.5 \times 2.5 \times 2 \times 20) \times 1.35}{2.5 \times 2.5} + \frac{80 \times 1.35}{2.5 \times 2.5^2/6}$$

$$= \frac{(556 + 250) \times 1.35}{2.5^2} + 41.5 = 174.1 + 41.5 = 215.6\text{kPa},$$

$$p_{min} = 174.1 - 41.5 = 132.6\text{kPa}$$

柱边处（p_{max}一侧）的地基反力设计值为：

$$p = \frac{(p_{max} - p_{min})(b - a_{\text{Ⅰ}})}{b} + p_{min} = \frac{(215.6 - 132.6)(2.5 - 1.05)}{2.5} + 132.6$$

$$= \frac{83 \times 1.45}{2.5} + 132.6 = 180.7\text{kPa}$$

长边方向弯矩 $M_{\text{Ⅰ}} = \frac{1}{12} \times 1.05^2 \left[(2 \times 2.5 + 0.4) \left(215.6 + 180.7 - \frac{2 \times 250 \times 1.35}{2.5^2} \right) + (215.6 - 180.7) \times 2.5 \right]$

$$= 0.092[5.4 \times 288.3 + 87.3] = 0.092 \times 1644.1 = 151.3\text{kN} \cdot \text{m}$$

基础短边方向弯矩 $M_{\text{Ⅱ}} = \frac{1}{48}(l - a')^2 (2b + b') \left(p_{max} + p_{min} - \frac{2G}{A} \right)$

$$= \frac{1}{48}(2.5 - 0.4)^2 (2 \times 2.5 + 0.4) \left(215.6 + 132.6 - \frac{250 \times 1.35 \times 2}{2.5^2} \right)$$

$$= \frac{1}{48} \times 4.41 \times 5.4 \times 240.2 = 119.2\text{kN} \cdot \text{m}$$

2.44 如何验算矩形独立基础受冲切承载力（例题）？

【例】 某柱下锥形基础尺寸为 2200m × 3000mm，上部结构柱荷载 $F_k = 556\text{kN}$，弯矩 $M_k = 80\text{kN}\cdot\text{m}$，柱截面尺寸 400mm × 400mm，基础采用 C20 混凝土和Ⅰ级钢筋，基础高 0.5m，有效高度 0.46m，试验算基础受冲切承载力。

【解】 基础受冲切承载力按下式验算

$$F_l \leqslant 0.7\beta_{hp} f_t a_m h_0$$

$$a_m = (a_t + a_b)/2$$

$$F_l = p_j A_l$$

$$p_{jmax} = \frac{556 \times 1.35}{2.2 \times 3.0} + \frac{80 \times 1.35}{\frac{1}{6} \times 2.2 \times 3^2} = 113.7 + 32.7$$

$$= 146.4\text{kPa}$$

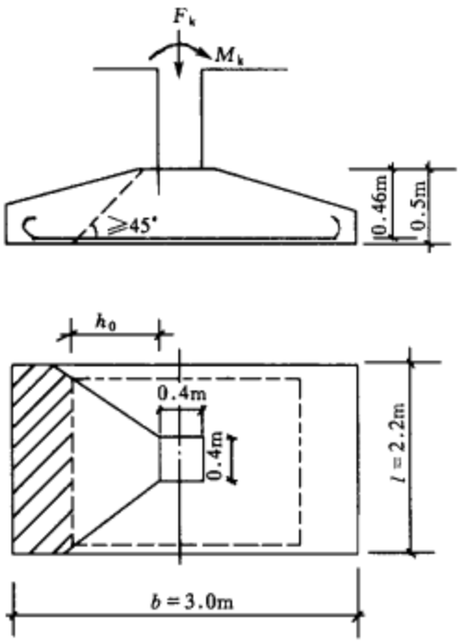


图 2-20 例题 2.44

A_l 为图 2-20 中阴影部分的多边形面积，

$$A_l = \left(\frac{b}{2} - \frac{0.4}{2} - h_0\right) l - \left(\frac{4}{2} - \frac{0.4}{2} - h_0\right)^2$$

$$= \left(\frac{3}{2} - \frac{0.4}{2} - 0.46\right) \times 2.2 - \left(\frac{2.2}{2} - \frac{0.4}{2} - 0.46\right)^2$$

$$= 1.85 - 0.194 = 1.66\text{m}^2$$

$$F_l = 146.4 \times 1.66 = 243\text{kN}$$

C20 混凝土，$f_t = 1.1 \times 10^3\text{kN/m}^2$，$h < 800\text{mm}$，$\beta_{hp} = 1.0$，

$a_t = 0.4\text{m}$，$a_b = 0.4 + 2 \times 0.46 = 1.32\text{m}$

$$a_m = (a_t + a_b)/2 = (0.4 + 1.32)/2 = 0.86\text{m}$$

$$0.7\beta_{hp} f_t a_m h_0 = 0.7 \times 1.0 \times 1.1 \times 10^3 \times 0.86 \times 0.46 = 304.6\text{kN}$$

$$F_l = 243\text{kN} \leqslant 0.7\beta_{hp} f_t a_m h_0 = 304.6\text{kN}$$

基础受冲切承载力满足要求。

2.45 如何进行矩形独立基础配筋计算（例题）？

【例】 条件同题 2.44，基础埋深 1.89m，采用Ⅰ级钢筋，试计算基础最大弯矩和配筋。

【解】 基础相应于荷载效应基本组合的基础底面边缘最大和最小地基反力设计值为：

$$p_{max} = \frac{(F_k + G_k) \times 1.35}{A} + \frac{M_k \times 1.35}{\frac{1}{6} b^2 l} = \frac{(556 + 250) \times 1.35}{2.2 \times 3.0} + \frac{80 \times 1.35}{\frac{1}{6} \times 2.2 \times 3^2}$$

$$= 164.9 + 32.7 = 197.6\text{kPa}$$

$$p_{min} = 164.9 - 32.7 = 132.2\text{kPa}$$

设计控制截面在柱边处，

长边方向，$a_{\text{Ⅰ}} = (b - 0.4)/2 = (3 - 0.4)/2 = 1.3\text{m}$，

$$a' = 0.4\text{m},\quad l = 2.2\text{m},\quad b = 3.0\text{m}$$

柱边处（在 p_{max}一侧）的地基反力设计值为

$$p = \frac{(p_{max} - p_{min})(b - a_{\text{Ⅰ}})}{b} + p_{min} = \frac{(197.6 - 132.2)(3.0 - 1.3)}{3.0} + 132.2$$

$$= \frac{65.4 \times 1.7}{3} + 132.2 = 169.3\text{kPa}$$

长边方向柱边弯矩 $M_{\text{Ⅰ}}$

$$M_{\text{Ⅰ}} = \frac{1}{12}a_{\text{Ⅰ}}^2\left[(2l + a')\left(p_{max} + p - \frac{2G}{A}\right) + (p_{max} - p)l\right]$$

$$= \frac{1}{12} \times 1.3^2\left[(2 \times 2.2 + 0.4)\left(197.6 + 169.3 - \frac{250 \times 1.35 \times 2}{2.2 \times 3}\right) + (197.6 - 169.3) \times 2.2\right]$$

$$= 0.14[4.8 \times 264.6 + 62.3] = 0.14 \times 1332.4 = 186.5\text{kN} \cdot \text{m}$$

短边方向 $M_{\text{Ⅱ}}$

$$M_{\text{Ⅱ}} = \frac{1}{48}(l - a')^2(2b + b')\left(p_{max} + p_{min} - \frac{2G}{A}\right)$$

$$= \frac{1}{48}(2.2 - 0.4)^2(2 \times 3 + 0.4)\left(197.6 + 132.2 - \frac{2 \times 250 \times 1.35}{2.2 \times 3}\right)$$

$$= 0.021 \times 3.24 \times 6.4 \times 227.5 = 99.1\text{kN} \cdot \text{m}$$

（1）按简易方法基础配筋计算

长边方向基础配筋，Ⅰ级钢筋 $f_y = 210\text{N/mm}^2$

$$A_{s\text{Ⅰ}} = \frac{M_{\text{Ⅰ}}}{0.9f_y h_0} = \frac{186.5}{0.9 \times 210 \times 10^3 \times 0.46} = 2.145 \times 10^{-3}\text{m}^2 = 2145\text{mm}^2$$

选用 11ϕ16@180（$A_{s\text{Ⅰ}} = 2210.6\text{mm}^2$）

短边方向基础配筋

$$A_{s\text{Ⅱ}} = \frac{99.1}{0.9 \times 210 \times 10^3 \times (0.46 - 0.016)} = \frac{99.1}{83.92 \times 10^3} = 1.18 \times 10^{-3}\text{m}^2 = 1180\text{mm}^2$$

选用 15ϕ10@200（$A_{s\text{Ⅱ}} = 1178\text{mm}^2$）

（2）按“混凝土结构设计规范”（GB50010—2002）方法配筋计算

长边方向基础配筋计算：

1）求相对界限受压区高度 ζ_b

$$\varepsilon_{cu} = 0.0033 - (f_{cuk} - 50) \times 10^{-5}$$

式中 ε_{cu}——非均匀受压时的混凝土极限压应变；

$f_{cu,k}$——混凝土试块抗压强度标准值，C20 混凝土 $f_{cu,k} = 20\text{N/mm}^2$。

$\varepsilon_{cu} = 0.0033 - (20 - 50) \times 10^{-5} = 0.0033 + 30 \times 10^{-5} = 0.0033 + 0.0003 = 0.0036$，当 $\varepsilon_{cu} > 0.0033$ 时，取 0.0033。

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + f_y/\varepsilon_{cu}E_s}$$

式中 ξ_b——相对界限受压区高度

β_1——系数，对于 C50 以下混凝土，取 $\beta_1 = 0.8$

f_y——钢筋抗拉强度设计值，Ⅰ级钢，$f_y = 210\text{N/mm}^2$

E_s——钢筋弹性模量，$E_s = 2 \times 10^5\text{N/mm}^2$

$$\xi_b = \frac{0.8}{1 + \dfrac{210}{0.0033 \times 2 \times 10^5}} = \frac{0.8}{1 + 0.318} = 0.61$$

2）求受压区高度 x

$$M \leqslant \alpha_1 f_c bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right)$$

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b}} \qquad \alpha_1 \text{ 取 } 1.0$$

式中 M——弯矩设计值；

f_c——混凝土抗压强度设计值；C20 混凝土 $f_c = 9.6\text{N/mm}^2$，

b——矩形截面宽度；$l = 2.2\text{m}$；

h_0——有效高度。$h_0 = 0.46\text{m}$；

x——受压区高度。

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b}} = 460 - \sqrt{460^2 - \frac{2 \times 186.5 \times 10^6}{1.0 \times 9.6 \times 2.2 \times 10^3}} = 460 - \sqrt{460^2 - 17661}$$

$$= 460 - 440.4 = 19.6\text{mm} < \xi_b h_0 = 0.61 \times 460 = 280.6\text{mm}$$

$x < \zeta_b h_0$，适筋破坏。

3）求受拉钢筋面积 A_s

$$\alpha_1 f_c bx = f_y A_s$$

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c bx}{f_y} = \frac{1.0 \times 9.6 \times 2.2 \times 10^3 \times 19.6}{210} = 1971\text{mm}^2$$

选用 13ϕ16（$A_s = 2612\text{mm}^2$）

4）验算配筋率

$$\rho = \frac{A_s}{bh}\% = \frac{2612}{2.2 \times 10^3 \times 0.5 \times 10^3} \times 100\% = 0.24\%$$

$\rho_{min} = 0.2\%$

$\rho_{min} = 0.45 f_t/f_y = 0.45 \times 1.1/210 = 0.24\%$，满足最小配筋率，避免少筋破坏。

$\rho = \rho_{min} = 0.24\%$

长边方向基础配筋 13ϕ16，满足最小配筋率要求。

短边方向基础配筋计算

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b}} = 460 - \sqrt{460^2 - \frac{2 \times 99.1 \times 10^6}{1.0 \times 9.6 \times 3 \times 10^3}} = 460 - 452.5$$

$$= 7.5\text{mm} \leqslant \varphi_b h_0 = 0.61 \times 460 = 280.6\text{mm}$$

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b x}{f_y} = \frac{1.0 \times 9.6 \times 3.0 \times 10^3 \times 7.5}{210} = 1029\text{mm}^2$$

选用 15ϕ10，（$A_s = 1178\text{mm}^2$）

$$\rho = \frac{A_s}{bh}\% = \frac{1178}{3 \times 10^3 \times 0.5 \times 10^3} \times 100\% = 0.0785\%$$

不满足最小配筋率 $\rho_{\min} = 0.24\%$ 要求

选用 18ϕ16（$A_s = 3617\text{mm}^2$）

$$\rho = \frac{3617}{3 \times 10^3 \times 0.5 \times 10^3} = 0.24\%$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0.24\%$$

满足最小配筋率要求。

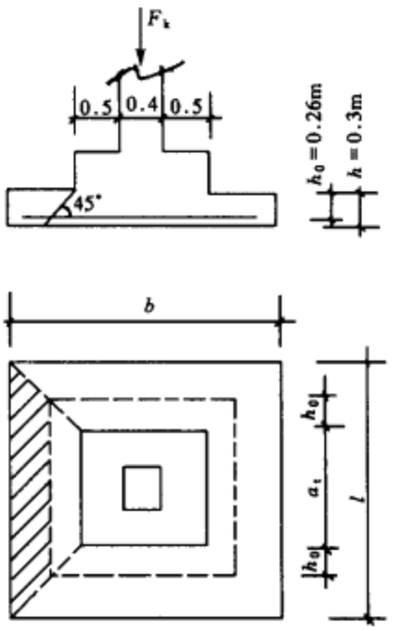


图 2-21　例题 2.46

2.46　如何验算基础变阶处受冲切承载力（例题）？

【例】　某柱截面为 $0.4 \times 0.4\text{m}^2$，轴心荷载 $F_k = 850\text{kN}$，基础面积 $b \times l = 2.6 \times 2.6\text{m}$（图2-21），混凝土强度等级 C20，试验算基础变阶处的冲切承载力。

【解】　（1）混凝土强度等级 C20，其抗拉强度设计值 $f_t = 1100\text{kN/m}^2$

（2）基础边缘最大地基土单位面积净反力，

$$p_{j\max} = \frac{F_k \times 1.35}{A} = \frac{850 \times 1.35}{2.6 \times 2.6} = 169.7\text{kPa}$$

$$A_l = \frac{1}{2}(b + a_t + 2h_0) \times (b - a_t - 2h_0)/2$$

$$= \frac{1}{4}(2.6 + 1.4 + 2 \times 0.26) \times (2.6 - 1.4 - 2 \times 0.26)$$

$$= \frac{1}{4} \times 4.52 \times 0.68 = 0.768\text{m}^2$$

$F_l = p_{j\max} A_l = 169.7 \times 0.768 = 130.3\text{kN}$

$a_m = (a_t + a_b)/2$，　$a_t = 1.4\text{m}$，$a_b = a_t + 2h_0$

$= 1.4 + 2 \times 0.26 = 1.92\text{m}$

$a_m = (1.4 + 1.92)/2 = 1.66\text{m}$

$0.7\beta_{hp} f_t a_m h_0 = 0.7 \times 1.0 \times 1100 \times 1.66 \times 0.26 = 332.3\text{kN}$

$F_l = 130.3\text{kN} < 0.7\beta_{hp} f_t a_m h_0 = 332.3\text{kN}$

基础变阶处受冲切承载力满足要求。

2.47　当 $l < a' + 2h_0$ 时，如何验算基础受冲切承载力（例题）？

【例】　某柱基础，柱截面 $0.7 \times 0.4\text{m}^2$ 基础底面积 $3.7 \times 2.2\text{m}^2$，基础高 $h = 0.95\text{m}$，有效高度 $h_0 = 0.91\text{m}$，基础作用竖向力 $F_k = 1900\text{kN}$，弯矩 $M_k = 10\text{kN} \cdot \text{m}$，水平力 $H_k =$

20kN，混凝强度等级 C20，试验算基础受冲切承载力。

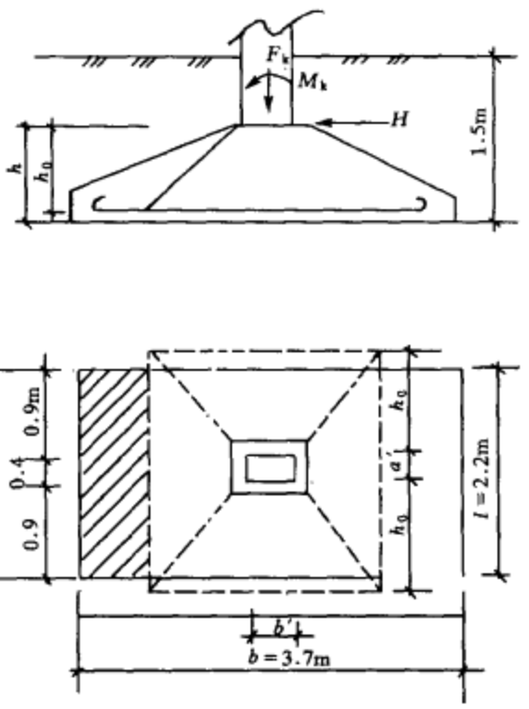


图 2-22　例题 2.47

【解】基础 $b \times l = 3.7\text{m} \times 2.2\text{m}$，

$$l = 2.2\text{m} < a' + 2h_0$$

$$= 0.4 + 2 \times 0.91 = 2.22\text{m}$$

基础的冲切锥体底部有一部分落在基础底面以外。

（1）混凝土强度等级 C20，其抗拉强度设计值 $f_t = 1100\text{kN/m}^2$

（2）基础边缘最大地基土单位面积净反力

$$p_{j\max} = \frac{F_k \times 1.35}{A} + \frac{(M_k + H_k h) \times 1.35}{W}$$

$$= \frac{1900 \times 1.35}{3.7 \times 2.2} + \frac{(10 + 20 \times 0.95) \times 1.35}{\frac{1}{6} \times 3.7^2 \times 2.2}$$

$$= 315 + \frac{234.9}{30.12} = 315 + 7.8 = 322.8\text{kPa}$$

A_l 为图中的阴影面积

$$A_l = (b/2 - 0.7/2 - h_0)l = (3.7/2 - 0.7/2 - 0.91) \times 2.2 = 1.30\text{m}^2$$

$$F_l = p_j A_l = 322.8 \times 1.30 = 419.6\text{kN}$$

受冲切承载力截面高度影响系数 $\beta_{hp} = 0.9875$

$$a_m = (a_t + a_b)/2, \quad a_t = 0.4\text{m}$$

冲切破坏锥体的底面在 l 方向落在基础底面以外，$a' + 2h_0 = 0.4 + 2 \times 0.91 = 2.22\text{m} \geqslant l = 2.2\text{m}$，$a_b = l = 2.2\text{m}$，$a_m = (0.4 + 2.22)/2 = 1.31\text{m}$

$$0.7\beta_{hp} f_t a_m h_0 = 0.7 \times 0.9875 \times 1100 \times (0.4 + 2.22)/2 \times 0.91 = 906.4\text{kN}$$

$$F_l = 419.6 \leqslant 0.7\beta_{hp} f_t a_m h_0 = 906.4\text{kN}$$

基础受冲切承载力满足要求。

2.48　如何进行基础底板的弯矩计算（例题）？

【例】　条件同题 2.47，基础埋深 1.5m，试计算基础长边和短边方向的弯矩值。

【解】　基础相应于荷载效应基本组合的基础底面边缘的最大和最小地基反力设计值为：

$$p_{\max} = \frac{(F_k + G_k) \times 1.35}{A} + \frac{M_k \times 1.35}{\frac{1}{6} b^2 l}$$

$$G_k = 3.7 \times 2.2 \times 1.5 \times 20 = 244.2\text{kN}$$

$$M_k = 10 + 20 \times 0.95 = 29\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$p_{max} = \frac{(1900 + 244.2)1.35}{3.7 \times 2.2} + \frac{29 \times 1.35}{\frac{1}{6} \times 3.7^2 \times 2.2} = 355.6 + 7.8 = 363.4\text{kPa}$$

$$p_{min} = 355.6 - 7.8 = 347.8\text{kPa}$$

长边方向 $a_1 = (b - 0.7)/2 = (3.7 - 0.7)/2 = 1.5\text{m}$，$a' = 0.4\text{m}$，

柱边处的地基反力设计值为：

$$p = \frac{(p_{max} - p_{min})(b - a_1)}{b} + p_{min} = \frac{(363.4 - 347.8)(3.7 - 1.5)}{3.7} + 347.8$$

$$= \frac{15.6 \times 2.2}{3.7} + 347.8 = 9.3 + 347.8 = 357\text{kPa}$$

长边方向柱边弯矩 M_1

$$M_1 = \frac{1}{12}a_1^2\left[(2l + a')\left(p_{max} + p - \frac{2G}{A}\right) + (p_{max} - p)l\right]$$

$$= \frac{1}{12} \times 1.5^2\left[(2 \times 2.2 + 0.4)\left(363.4 + 357 - \frac{2 \times 244.2 \times 1.35}{3.7 \times 2.2}\right) + (363.4 - 357) \times 2.2\right]$$

$$= 0.1875[4.8 \times 639.4 + 14.1] = 578\text{kN} \cdot \text{m}$$

短边方向柱边弯矩 M_{II}

$$M_{II} = \frac{1}{48}(l - a')^2(2b + b')\left(p_{max} + p_{min} - \frac{2G}{A}\right)$$

$$b' = 0.7\text{m}$$

$$M_{II} = \frac{1}{48}(2.2 - 0.4)^2(2 \times 3.7 + 0.7)\left(363.4 + 347.8 - \frac{2 \times 244.2 \times 1.35}{3.7 \times 2.2}\right)$$

$$= \frac{1}{48} \times 3.24 \times 8.1 \times 630.2 = 344.6\text{kN} \cdot \text{m}$$

2.49 如何进行条形基础底板的配筋计算（例题）？

【例】 某建筑采用钢筋混凝土条形基础，墙厚 0.24m，作用基础顶部的轴心荷载 $F_k = 220\text{kN/m}$。弯矩 $M_k = 20\text{kN} \cdot \text{m}$，（图 2-23），基础宽度 $b = 2.0\text{m}$，采用 C20 混凝土，Ⅰ级钢筋，基础有效高度 $h_0 = 0.31\text{m}$，$h = 0.35\text{m}$，基础埋深 2.0m，试计算基础底板配筋。

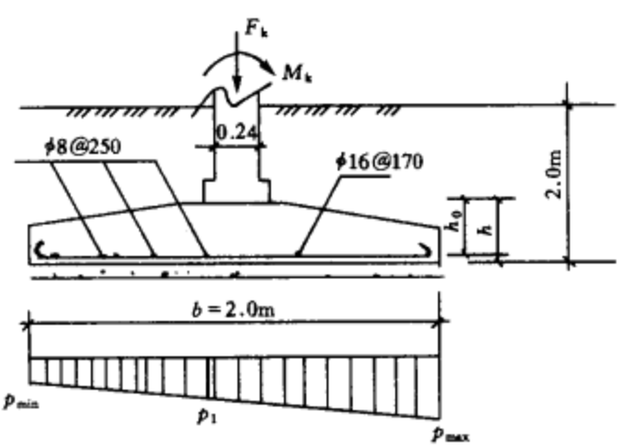


图 2-23 例题 2.49

【解】 （1）混凝土强度等级 C20，$f_c = 9.6 \times 10^3\text{kN/m}^2$，Ⅰ级钢筋，$f_y = 210 \times 10^3\text{kN/m}^2$

（2）基础底面边缘最大和最小地基反力设计值。

$$p_{max} = \frac{(F_k + G_k) \times 1.35}{A} + \frac{M_k \times 1.35}{\frac{1}{6}b^2}$$

$$= \frac{(220 + 2.0 \times 1.0 \times 20 \times 2) \times 1.35}{2.0} + \frac{20 \times 1.35}{\frac{1}{6} \times 2^2}$$

$$= 202.5 + 40.5 = 243\text{kPa}$$

$$p_{min} = 202.5 - 40.5 = 162\text{kPa}$$

（3）墙边处基底面地基反力设计值

$$p_I = p_{min} + \frac{(p_{max} - p_{min})(b - a_I)}{b}, a_I = \frac{b - 0.24}{2} = 0.88\text{m}$$

$$p_I = 162 + \frac{(243 - 162)(2.0 - 0.88)}{2.0} = 162 + 45.4 = 207.4\text{kPa}$$

（4）墙边处弯矩设计值

$$M_I = \frac{1}{12}a_1^2\left[(2l + a')\left(p_{max} + p_I - \frac{2G}{A}\right) + (p_{max} - p_I)l\right]$$

条形基础 $l = a' = 1\text{m}$。

$$M_I = \frac{1}{12} \times 0.88^2\left[(2 + 1)\left(243 + 207.4 - \frac{2 \times 2 \times 1 \times 20 \times 2 \times 1.35}{2}\right) + (243 - 207.4) \times 1.0\right]$$

$$= 0.0645[1027.2 + 35.6]$$

$$= 68.6\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

（5）基础每延米的受力钢筋面积

1）按简易方法配筋计算

$$A_s = \frac{M_I}{0.9f_yh_0} = \frac{68.6}{0.9 \times 210 \times 310} \times 10^6 = 1170\text{mm}^2$$

选配受拉钢筋 6ϕ16@107（$A_s = 1205\text{mm}^2$），沿墙体长度方向配置 ϕ8@250 的分布钢筋

2）按“混凝土结构设计规范“（GB50010—2002）方法配筋计算

C20 混凝土 $f_c = 9.6\text{N/mm}^2$ Ⅰ级钢筋 $f_y = 210\text{N/mm}^2$

①混凝土极限压应变为：

$$\varepsilon_{cu} = 0.0033 - (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} = 0.0033 - (20 - 50) \times 10^{-5} = 0.0036$$

$\varepsilon_{cu} > 0.0033$ 取 0.0033

②相对界限受压区高度为：

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + f_y/\varepsilon_{cu}E_s} \quad \beta_1 = 0.8, \quad E_s = 2 \times 10^5\text{N/mm}^2$$

$$\xi_b = \frac{0.8}{1 + \frac{210}{0.0033 \times 2 \times 10^5}} = 0.61$$

③受压区高度为：

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b}}, \quad h_0 = 310\text{mm} \quad b = l = 1000\text{mm}$$

$$\alpha_1 = 1.0, \quad M = 68.6\text{kN} \cdot \text{m/m} = 68.6 \times 10^6\text{N} \cdot \text{mm/m}$$

$$x = 310 - \sqrt{310^2 - \frac{2 \times 68.6 \times 10^6}{1.0 \times 9.6 \times 2000}} = 310 - 298 = 11.7\text{mm} < \xi_b h_0 = 0.61 \times 310 = 189\text{mm}$$

④配筋面积为：

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b x}{f_y} = \frac{1.0 \times 9.6 \times 2000 \times 11.7}{210} = 1069.7\text{mm}^2$$

选用 6φ16@170，（$A_s = 1205\text{mm}^2$）

（5）验算配筋率

$$\rho = \frac{A_s}{bh} = \frac{1205}{2000 \times 350} = 0.17\%$$

最小配筋率

$$\rho_{min} = 0.20\% \text{ 和 } \rho_{min} = 0.45 f_t / f_y = 0.45 \times 1.1/210 = 0.24\%$$

二者取大值

$$\rho = 0.17\% < \rho_{min} = 0.24\%\text{，不满足。}$$

基础选配受力钢筋 9φ16@170（$A_s = 1809\text{mm}^2$）$\rho = 0.26\% > \rho_{min} = 0.24\%$ 满足要求。

沿墙体长度方向选配 φ8@250 的分布钢筋。

2.50 如何设计无筋扩展基础（例题）？

【例】 某住宅 4 层砖混结构，墙厚 240mm，作用在基础顶轴向荷载 $F_k = 200\text{kN/m}$，土层分布为：0 ~ 0.6m 填土，$\gamma = 17.0\text{kN/m}^3$，0.6 ~ 2.6m 粉土，$\gamma = 19.7\text{kN/m}^3$，$\gamma_{sat} = 19.7\text{kN/m}^3$，$f_{ak} = 164\text{kPa}$，$E_s = 9.6\text{MPa}$，2.6mm 以下淤泥质粘土，$f_{ak} = 80\text{kPa}$，$E_s = 3.2\text{MPa}$，试设计该无筋扩展基础。

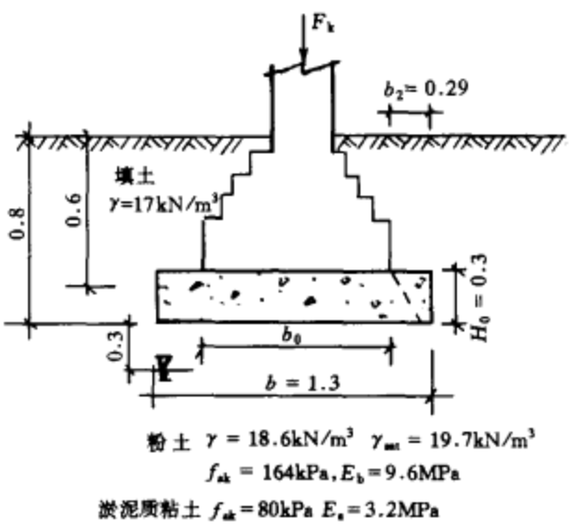


图 2-24 例题 2.50

【解】 由土层分布 0.6 ~ 2.6 为粉土，地下水位地面下 1.1m，初步确定基础埋深 0.8m，基础高 0.3m，C15 混凝土。

（1）计算深宽修正后地基承载力特征值

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5)$$

$$\gamma_m = \frac{17 \times 0.6 + 18.6 \times 0.2}{0.8} = 17.4\text{kN/m}^3$$

由 GB 50007—2002 规范表 5.2.4（本书

附录 1）查得 $\eta_b = 0.3$，$\eta_d = 1.5$ 设基础宽 $b < 3.0\text{m}$

$$f_a = 164 + 0 + 1.5 \times 17.4(0.8 - 0.5) = 164 + 7.8 = 171.8\text{kPa}$$

（2）计算基础宽度

$$b \geqslant \frac{F_k}{f_a - \gamma_G d} = \frac{200}{171.8 - 20 \times 0.8} = 1.28\text{m}$$，取 $b = 1.3\text{m}$。

承重墙采用砖的二一间隔收砌法，$b_0 = 0.72\text{m}$，$b_2 = 0.29\text{m}$，$H_0 \geqslant \frac{b - b_0}{2\tan\alpha}$，

$$\tan\alpha = b_2 / H_0 = 0.29/0.3 = 0.97 \approx 1.0$$

$$H_0 \geqslant \frac{1.3 - 0.72}{2 \times 0.97} = 0.299\text{m}$$，$H_0 = 0.3\text{m}$ 满足。

（3）验算基底压力

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{200 + 1.3 \times 0.8 \times 20}{1.3} = 169.9\text{kPa} \leqslant f_a = 171.4\text{kPa}$$　满足。

（4）验算软弱下卧层地基承载力

$$p_z + p_{cz} \leqslant f_{az}$$

$$f_{az} = f_{ak} + \eta_d \gamma_m (d - 0.5)$$

$$\gamma_m = \frac{17 \times 0.6 + 18.6 \times 0.5 + 9.7 \times 1.5}{2.6} = \frac{34.1}{2.6} = 13.1\text{kN/m}^3$$

$$f_{az} = 80 + 1.0 \times 13.1(2.6 - 0.5) = 107.5\text{kPa}$$

$$p_{cz} = 17 \times 0.6 + 18.6 \times 0.5 + 9.7 \times 1.5 = 34.1\text{kPa}$$

$$p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2Z\tan\theta}$$　　$p_c = 17 \times 0.6 + 18.6 \times 0.2 = 13.9\text{kN/m}^3$

$E_{s1}/E_{s2} = 9.6/3.2 = 3.0$，$z/b = 1.8/1.3 = 1.4$

由 GB 50007—2002 规范表 5.2.7 得 $\theta = 23°$

$$p_z = \frac{1.3(169.9 - 13.9)}{1.3 + 2 \times 1.8\text{tg}23°} = \frac{202.8}{2.83} = 71.7\text{kPa}$$

$p_z + p_{cz} = 71.7 + 34.1 = 105.8\text{kPa} \leqslant f_{az} = 107.5\text{kPa}$，满足。

2.51　如何设计有吊车的厂房柱基础（例题）?

【例】　某厂房柱基荷载如图 2-25，$F_{k1} = 2000\text{kN}$，$M_k = 900\text{kN·m}$，$F_{k2} = 100\text{kN}$，$H_k = 200\text{kN}$，基础持力层为粘土，$e = 0.7$，$I_c = 0.8$，$\gamma = 18\text{kN/m}^3$，$f_{ak} = 200\text{kPa}$ 试设计该柱基础。

【解】　（1）计算修正后地基承载力特征值。

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5)$$

$\eta_b = 0.3$，$\eta_d = 1.6$，设 $b < 3m$

$$f_a = 200 + 0 + 1.6 \times 18(1.8 - 0.5)$$

$$= 200 + 37.4 = 237.4\text{kPa}$$

（2）确定基础面积

按轴心荷载初步确定基底面积

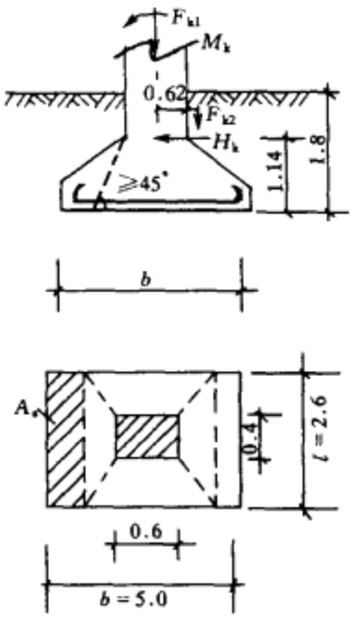


图 2-25　例题 2.51

$$A_0 \geqslant \frac{F_k}{f_a - \gamma_G d} = \frac{2000 + 100}{237.4 - 20 \times 1.8} = \frac{2100}{201.4} = 10.4\text{m}^2$$

由于偏心荷载影响，将 A_0 增大 20%

$A_0 = 1.2 \times 10.4 = 12.5\text{m}^2$　取 $A_0 = 13\text{m}^2$

设长宽比 $n = \frac{l}{b} = 0.5$，$A_0 = b \times l = b \times 0.5b = 13$，$b = 5.1\text{m}$

$l = 0.5b = 0.5 \times 5.1 = 2.55\text{m}$，取 $b = 5.0\text{m}$，$l = 2.6\text{m}$。

$f_a = 200 + 0.3 \times 18(5 - 3) + 37.4 = 200 + 10.8 + 37.4 = 248.2\text{kPa}$

（3）验算基底压力

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{2100 + 5 \times 2.6 \times 1.8 \times 20}{5 \times 2.6} = 168.7\text{kPa} \leqslant f_a = 248.2\text{kPa}$$　满足，

偏心距 $e = \frac{\Sigma M}{\Sigma F} = \frac{1066}{2568} = 0.42\text{m} \leqslant b/6 = 5/6 = 0.83\text{m}$，

$$p_{max} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} = 168.7 + \frac{900 + 200 \times 1.14 - 100 \times 0.62}{\frac{1}{6} \times 5^2 \times 2.6}$$

$= 168.7 + 98.4 = 267.1\text{kPa}$

$\leqslant 1.2 f_a = 1.2 \times 248.2 = 297.8\text{kPa}$　满足

（4）设基础高度 $h = 1.14\text{m}$，有效高度 $h_0 = 1.10\text{m}$，混凝土强度等级 C20，柱截面 0.6 × 0.4m，验算基础柱边抗冲切承载力。

$F_l \leqslant 0.7\beta_{hp} f_t a_m h_0$

$a_m = (a_t + a_b)/2$，　$a_t = 0.4\text{m}$，　$a_b = 0.4 + 2 \times 1.1 = 2.6\text{m}$

$a_m = (0.4 + 2.6)/2 = 1.5\text{m}$

$h > 0.8\text{m}$ 时，$\beta_{hp} = 1.0$，$h = 2.0\text{m}$ 时，$\beta_{hp} = 0.9$

$h = 1.14\text{m}$ 时　$\beta_{hp} = 0.988$

C20 混凝土，$f_t = 1.10\text{N/mm}^2$

$F_l = p_j A_l$

$$A_l = \left(\frac{b}{2} - \frac{0.6}{2} - h_0\right) l - \left(\frac{l}{2} - \frac{0.4}{2} - h_0\right)^2$$

$$= \left(\frac{5}{2} - \frac{0.6}{2} - 1.1\right) \times 2.6 - \left(\frac{2.6}{2} - \frac{0.4}{2} - 1.1\right)^2 = 2.86 - 0 = 2.86\text{m}^2$$

$$p_j = \frac{F_k}{A} + \frac{M_k}{W} = \frac{2100 \times 1.35}{13} + 99.5 \times 1.35 = 218.1 + 134.3 = 352.4\text{kPa}$$

$F_l = p_j A_l = 352.4 \times 2.86 = 1007.864\text{kN} = 1007864\text{N}$

$0.7\beta_{hp} f_t a_m h_0 = 0.7 \times 0.988 \times 1.1 \times 1.5 \times 10^3 \times 1.1 \times 10^3 = 1255254\text{N} > F_l = 1007864\text{N}$。

基础柱边抗冲切承载力满足要求。

（5）基础采用Ⅰ级钢筋，计算基础配筋

基础长边柱侧的弯矩为：

$$M_{\mathrm{I}} = \frac{1}{12}a_1^2\left[(2l + a')\left(p_{\max} + p - \frac{2G}{A}\right) + (p_{\max} - p)l\right]$$

$$p_{\max} = \frac{(F_k + G_k) \times 1.35}{A} + \frac{M_k \times 1.35}{W} = (168.7 + 98.4) \times 1.35$$

$$= 267.1 \times 1.35 = 360.6\mathrm{kPa}$$

$$p_{\min} = (168.7 - 98.4) \times 1.35 = 94.9\mathrm{kPa}$$

柱侧基础截面的地基反力设计值 p_{I} 为

$$p = \frac{(p_{\max} - p_{\min})(b - b_{\mathrm{I}})}{b} + p_{\min} \quad b_{\mathrm{I}} = (b - 0.6)/2 = (5 - 0.6)/2 = 2.2\mathrm{m}$$

$$p = \frac{(360.6 - 94.9)(5 - 2.2)}{5} + 94.9 = \frac{267.5 \times 2.8}{5} + 94.9 = 243.7\mathrm{kPa}$$

$a_1 = 2.2\mathrm{m}$，$a' = 0.4\mathrm{m}$

$$M_{\mathrm{I}} = \frac{1}{12} \times 2.2^2\left[(2 \times 2.6 + 0.4)\left(360.6 + 243.7 - \frac{2 \times 468 \times 1.35}{5 \times 2.6}\right) + (360.6 - 243.7) \times 2.6\right]$$

$$= 0.4[5.6 \times 507.1 \times 303.9] = 1257.5\mathrm{kN \cdot m}$$

基础短边柱侧的弯矩为：

$$M_{\mathrm{II}} = \frac{1}{48}(l - a')^2(2b + b')\left(p_{\max} + p_{\min} - \frac{2G}{A}\right)$$

$$= \frac{1}{48}(2.6 - 0.4)^2(2 \times 5 + 0.6)(360.6 + 94.9 - 97.2)$$

$$= \frac{1}{48} \times 4.84 \times 10.6 \times 358.3 = 283\mathrm{kN \cdot m}$$

长边方向基础配筋计算

C20 混凝土，$f_{\mathrm{cu,k}} = 20\mathrm{N/mm^2}$，$f_{\mathrm{c}} = 9.6\mathrm{N/mm^2}$

Ⅰ级钢筋，$f_{\mathrm{y}} = 210\mathrm{N/mm^2}$

1）相对界限受压区高度计算：

$$\varepsilon_{\mathrm{cu}} = 0.0033 - (f_{\mathrm{cu,k}} - 50) \times 10^{-5} = 0.0033 - (20 - 50) \times 10^{-5}$$

$$= 0.0036 > 0.0033, \text{取 } \varepsilon_{\mathrm{cu}} = 0.0033$$

$$\xi_{\mathrm{b}} = \frac{\beta_1}{1 + f_{\mathrm{y}}/E_{\mathrm{s}}\varepsilon_{\mathrm{cu}}}, \quad \beta_1 = 0.8, E_{\mathrm{s}} = 2 \times 10^5\mathrm{N/mm^2}$$

$$\xi_b = \frac{0.8}{1 + \dfrac{210}{2 \times 10^5 \times 0.0033}} = 0.61$$

2）求受压区高度 x：

$$M \leqslant \alpha_1 f_{\mathrm{c}} bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right)$$

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M_{\mathrm{I}}}{\alpha_1 f_{\mathrm{c}} b}} = 1100 - \sqrt{1100^2 - \frac{2 \times 1257.5 \times 10^6}{1.0 \times 9.6 \times 2.6 \times 10^3}} = 1100 - \sqrt{121 \times 10^4 - 100761}$$

$$= 1100 - 1053 = 47\mathrm{mm} < \xi_{\mathrm{b}} h_0 = 0.61 \times 1100 = 671\mathrm{mm}$$

3）求受拉钢筋面积 A_{s}：

$$\alpha_1 f_{\mathrm{c}} bx = f_{\mathrm{y}} A_{\mathrm{s}}$$

$$A_{\mathrm{s}} = \frac{\alpha_1 f_{\mathrm{c}} bx}{f_{\mathrm{y}}} = \frac{1.0 \times 9.6 \times 2600 \times 47}{210} = 5586.3\mathrm{mm^2}$$

选用 15ϕ22（$A_s = 5699mm^2$）

4）配筋率验算：

$$\rho = \frac{A_s}{bh} = \frac{5699}{2.6 \times 1.14 \times 10^6} = 0.192\% < \rho_{min} = 0.2\%$$

选用 18ϕ22（$A_s = 6839mm^2$）

$\rho = \dfrac{6839}{2.6 \times 1.14 \times 10^6} = 0.23\% > \rho_{min} = 0.2\%$；$\rho = 0.23\% \geqslant \rho_{min} = 0.45 f_t / f_y = 0.45 \times 1.1 / 210 = 0.23\%$ 满足。

短边方向基础配筋计算

$$x = 1100 - \sqrt{121 \times 10^4 - \frac{2 \times 283 \times 10^6}{1.0 \times 9.6 \times 5.0 \times 10^3}} = 1100 - \sqrt{121 \times 10^4 - 11792} = 1100 - 1094.6$$

$$= 5.4mm < \varphi_n h_0 = 671mm$$

$$A_s = \frac{1.0 \times 9.6 \times 5000 \times 5.4}{210} = 1234.3mm^2$$

选用 7ϕ16（$A_s = 1406.7mm^2$）

2.52 如何进行有相邻基础影响的沉降计算（例题）？

【例】 某两相邻基础甲和乙，基础面积 $3 \times 2m^2$，基础埋深 1.5m，作用基础顶面轴向力 $F_k = 900kPa$，两基础间距 4.0m，土层分布 0 ~ 1.5m 填土，$\gamma = 18kN/m^3$，1.5 ~ 3.5m 为粘土，$E_{s1} = 8MPa$，$f_{ak} = 130kPa$，3.5 ~ 5.5m 为粉土，$E_{s2} = 10MPa$，5.5m 以下为粉砂，$E_{s3} = 22MPa$，试计算甲基础中点的最终沉降量。

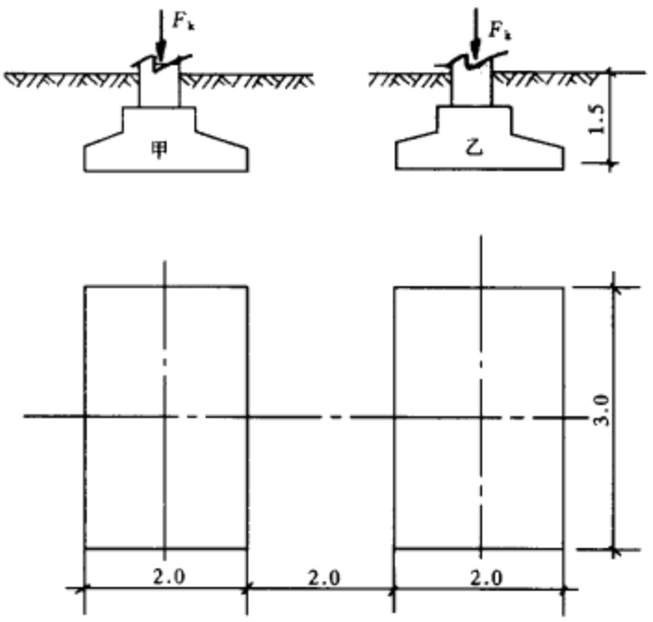


图 2-26 例题 2.52

【解】 两基础底面平均压力

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{900 + 3 \times 2 \times 1.5 \times 20}{6}$$

$$= 180kPa$$

基础底面附加压力：

$$p_0 = p_k - \gamma_m d = 180 - 18 \times 1.5 = 153kPa$$

（1）甲基础沉降按下式计算，

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

计算见表 2-11

甲基础中点沉降计算 表 2-11

Z/m	基础甲			基础乙对甲影响			考虑影响后基础甲 $\bar{\alpha}$	$Z\bar{\alpha}$	$Z_i\bar{\alpha}_i - Z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}$	E_{si} /MPa	$\Delta s'_i$ /mm	$\Sigma \Delta s'_i$ /mm
	l/b	z/b	$\bar{\alpha}$	l/b	z/b	$\bar{\alpha}$						
0	1.5	0	$4 \times 0.25 = 1.0$	0	0	$2(0.25 - 0.25) = 0$	1.0	0	0			

续表

Z /m	基础甲			基础乙对甲影响			考虑影响后基础甲 $\bar{\alpha}$	$Z\bar{\alpha}$	$Z_i\bar{\alpha}_i - Z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}$	E_{si} /MPa	$\Delta s'_i$ /mm	$\Sigma\Delta s'_i$ /mm
	l/b	z/b	$\bar{\alpha}$	l/b	z/b	$\bar{\alpha}$						
2.0	1.5	2.0	4×0.1894 =0.7574	3.3 2.0	1.33 1.33	2(0.2239 −0.2218) =0.0042	0.7616	1.5232	1.5232	8	29.13	29.13
4.0	1.5	4.0	4×0.1271 =0.5084	3.3 2.0	2.67 2.67	2(0.1794 −0.1722) =0.0144	0.5228	2.0912	0.5680	10	8.69	37.82
4.2	1.5	4.2	4×0.1228 0.4912	3.3 2.0	2.8 2.8	2(0.1756 −0.1680) =0.0151	0.5063	2.1265	0.0353	22	0.24	38.06
5.0	1.5	5.0	4×0.108 =0.4318	3.3 2.0	3.33 3.33	2(0.1620 − 0.1527) =0.0186	0.4504	2.252	0.1255	22	0.87	38.93

(2)确定计算深度 Z_n

由表 2-11，$Z = 5.0$m 深度范围内的计算沉降量 $\Sigma\Delta s'_i = 38.93$mm，相应于 $Z = 4.2$m 至 5.0m(由 GB 50007—2002 规范表 5.3.6，规定，向上取 0.8m)土层计算沉降 $\Delta s'_i = 0.87\text{mm} \leqslant 0.025 \times 38.93 = 0.97\text{mm}$，满足要求，故确定 $Z_n = 5.0$m。

(3)确定沉降经验系数 ψ_s

在 Z_n 深度范围内压缩模量的当量值 $\overline{E}_s$

$$\overline{E}_s = \sum_1^n A_i \Big/ \sum_1^n A_i / E_{si}$$

$$= \frac{p_0(z_n\bar{\alpha}_n - 0\times\bar{\alpha}_0)}{p_0\left[\dfrac{z_1\bar{\alpha}_1 - 0\times\bar{\alpha}_0}{E_{s1}} + \cdots + \dfrac{(z_n\bar{\alpha}_n - z_{n-1}\alpha_{n-1})}{E_{sn}}\right]}$$

$$= \frac{p_0 \times 2.252}{p_0\left[\dfrac{1.5232}{8} + \dfrac{0.5680}{10} + \dfrac{0.0353}{22} + \dfrac{0.1255}{22}\right]}$$

$$= \frac{2.252}{0.1904 + 0.0568 + 0.0016 + 0.0057}$$

$$= 2.252/0.2545 = 8.8\text{MPa}$$

由 GB 50007—2002 规范表 5.3.5 得

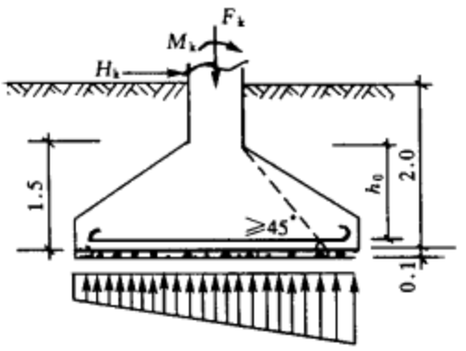
$$\psi_s = 0.865 \quad (p_0 \geqslant f_{ak})$$

(4)计算甲基础中点最终沉降量

$$s = \psi_s \sum_1^n \Delta s'_i = 0.865 \times 38.93 = 33.67\text{mm}$$

2.53 如何进行钢筋混凝土板式基础设计(例题)?

【例】 某钢筋混凝土板式基础,埋深 2.0m,基础作用竖向力 $F_k = 3900kN$,弯矩 $M_k = 1100kN \cdot m$,水平力 $H_k = 60kN$,基底持力层为细砂,$f_{ak} = 290kPa$,$\gamma = 19.2kN/m^3$,基础混凝土 C20,Ⅱ级钢筋,试设计该板式基础。



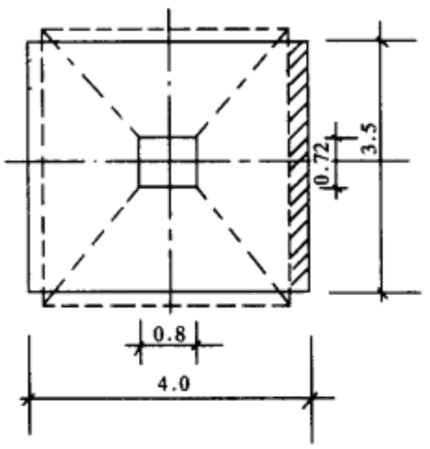


图 2-27 例题 2.53

【解】 (1)计算修正后地基承载力特征值。

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5)$$

细砂 $\eta_b = 2.0$,$\eta_d = 3.0$,初步设基础 $b \times l = 4 \times 3.5m^2$

$$f_a = 290 + 2.0 \times 19.2(4 - 3) + 3.0 \times 19.2(2 - 0.5)$$

$$= 290 + 38.4 + 86.4 = 414.8kPa$$

(2)确定基底面积

$$A_0 \geqslant \frac{F_k}{f_a - \gamma_G d} = \frac{3900}{414.8 - 20 \times 2.0} = 10.4m^2$$

偏心荷载,A_0 增加 30%。

$A_0 = 1.3 \times 10.4 = 13.5m^2$,取 $A_0 = 14m^2$

选取 $b = 4m$,$l = 3.5m$,

(3)验算基底压力

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{3900 + 4 \times 3.5 \times 2.0 \times 20}{4 \times 3.5}$$

$$= \frac{3900 + 560}{14} = 318.6kPa < 414.8kPa \quad 满足$$

$$p_{max} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M}{W} = 318.6 + \frac{1100 + 60 \times 2}{\frac{1}{6} \times 4^2 \times 3.5} = 318.6 + \frac{1220 \times 6}{56} = 318.6 + 130.7$$

$$= 449.3kPa \leqslant 1.2 f_a = 1.2 \times 414.8$$

$$= 497.8kPa \quad 满足$$

(4)基础抗冲切承载力验算

验算柱侧与基础交接处抗冲切承载力

$F_l \leqslant 0.7 \beta_{hp} f_t a_m h_0$

$a_m = (a_t + a_b)/2$ $a_t = 0.72m$, $h_0 = h - 0.04 = 1.5 - 0.04 = 1.46m$

$a_b = 0.72 + 2 \times h_0 = 0.72 + 2 \times 1.46 = 3.64m$

$a_m = (0.72 + 3.50)/2 = 2.11m$

$h = 1.5m$,$\beta_{hp} = 0.942$

$F_l = p_j A_l$

$$p_j = \left(\frac{3900}{A} + 130.7\right) \times 1.35 = (278.6 + 130.7) \times 1.35 = 409.3 \times 1.35 = 553kPa$$

$a + 2h_0 = 0.72 + 2 \times 1.46 = 3.64m > l = 3.5m$

冲切破坏锥体的底面线落在基础面积以外,

$$A_l = \left(\frac{b-0.8}{2} - h_0\right) l = \left(\frac{4-0.8}{2} - 1.46\right) \times 3.5 = 0.14 \times 3.5 = 0.49\text{m}^2$$

$$F_l = p_j A_l = 553 \times 0.49 = 271\text{kN} = 271000\text{N}$$

$C20$ 混凝土　$f_t = 1.1\text{N/mm}^2$

$0.7\beta_{hp} f_t a_m h_0 = 0.7 \times 0.942 \times 1.1 \times 2110 \times 1460 = 2234482.4\text{N} > 271000\text{N}$，满足。

(5)弯矩计算

基础长边方向弯矩

$$M_{\text{I}} = \frac{1}{12} a_1^2 \left[(2l + a') \left(p_{\max} + p - \frac{2G}{A} \right) + (p_{\max} - p) l \right]$$

荷载效应基本组合基础底面边缘最大和最小地基反力设计值

$$p_{\max} = \frac{(F_k + G_k) \times 1.35}{A} + \frac{M \times 1.35}{W} = (318.6 + 130.7) \times 1.35 = 449.3 \times 1.35 = 606.6\text{kPa}$$

$$p_{\min} = (318.6 - 130.7) \times 1.35 = 253.7\text{kPa}$$

柱侧基础截面地基反力设计值

$$p_{\text{I}} = \frac{(p_{\max} - p_{min})(b - b_{\text{I}})}{b} + p_{\min}, \quad b_{\text{I}} = (b - 0.8)/2 = (4 - 0.8)/2 = 1.6\text{m}$$

$$p_{\text{I}} = \frac{(606.6 - 253.7)(4 - 1.6)}{4} + 253.7 = 211.7 + 253.7 = 465.4\text{kPa}$$

$$a_1 = b_{\text{I}} = 1.6\text{m}, \quad a' = 0.72$$

$$M_{\text{I}} = \frac{1}{12} \times 1.6^2 \left[(2 \times 3.5 + 0.72) \left(606.6 + 465.4 - \frac{2 \times 560 \times 1.35}{14} \right) + (606.6 - 465.4) \times 3.5 \right]$$

$$= 0.213[7.72 \times 964 + 494.2] = 1690.4\text{kN} \cdot \text{m}$$

基础短边方向弯矩

$$M_{\text{II}} = \frac{1}{48}(l - a')^2 (2b + b') \left(p_{\max} + p_{\min} - \frac{2G}{A} \right)$$

$$= \frac{1}{48}(3.5 - 0.72)^2 (2 \times 4 + 0.8)(606.6 + 253.7 - 108)$$

$$= \frac{1}{48} \times 7.73 \times 8.8 \times 752.3 = 1066.1\text{kN} \cdot \text{m}$$

(6)配筋计算

基础长边方向配筋计算

1)求相对界限受压区高度 ξ_b

C20 混 $f_t = 1.1\text{N/mm}^2, f_{cu,k} = 20\text{N/mm}^2, f_c = 9.6\text{N/mm}^2$ Ⅱ级钢筋 $f_y = 310\text{N/mm}^2$

$\varepsilon_{cu} = 0.0033 - (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} = 0.0036 > 0.0033$，取 $\varepsilon_{cu} = 0.0033$

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + f_y / E_s \Sigma_{cn}} = \frac{0.8}{1 + 310/2 \times 10^5 \times 0.0033} = 0.544$$

2)求受压区高度 x

$$M \leqslant \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M_{\text{I}}}{\alpha_1 f_c b}} = 1460 - \sqrt{1460^2 - \frac{2 \times 1690.4 \times 10^6}{1.0 \times 9.6 \times 3.5 \times 10^3}}$$

$$= 1460 - \sqrt{2131600 - 100619} = 34.9mm < \xi_b h_0 = 0.544 \times 1460 = 794.2\text{mm}$$

3)求受拉钢筋面积

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b x}{f_y} = \frac{1.0 \times 9.6 \times 3.5 \times 10^3 \times 34.9}{310} = 3782.7\text{mm}^2$$

选用 13 Φ 20($A_s = 4082\text{mm}^2$)

4)配筋率验算

$$\rho = \frac{4082}{3.5 \times 1.50 \times 10^6} = 0.08\% < \rho_{min} = 0.2\%$$ 不满足

选 33 Φ 20,($A_s = 10362\text{mm}^2$)

$$\rho = \frac{10362}{3.5 \times 1.50 \times 10^6} = 0.197\% \approx 0.2\% = \rho_{min} = 0.2\%$$

$$\rho = 0.197\% > \rho_{min} = 0.45 \frac{f_t}{f_y} = 0.45 \times \frac{1.1}{310} = 0.16\%$$

基础长边方向配筋满足

基础短边方向配筋计算

$$x = 1460 - \sqrt{2131600 - \frac{2 \times 1066.1 \times 10^6}{1.0 \times 9.6 \times 4 \times 10^3}} = 1460 - 1440.9 = 19.1\text{mm} < \zeta_b h_0 = 794.2\text{mm}$$

$$A_s = \frac{1.0 \times 9.6 \times 4 \times 10^3 \times 19.1}{310} = 2365.9\text{mm}^2$$

选用 8 Φ 20($A_s = 2512\text{mm}^2$)

2.54 如何计算土层中的总应力、孔隙水压力和有效应力(例题 5 道)?

【例 1】 某场地土层分布如图 2-28,已知总应力为自重应力,地下水位位于地面下 2.0m 处,试绘出总应力 σ、孔隙水压力 u 和有效应力 σ' 沿土层分布。

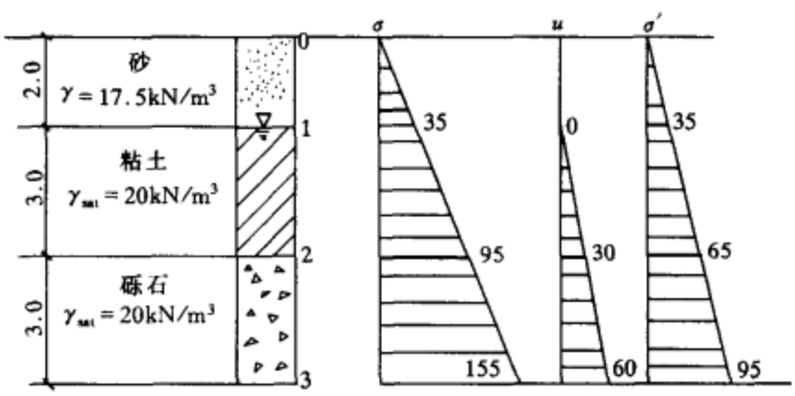


图 2-28 例题 2.54 例 1

【解】 饱和土中任意点的总应力 σ 等于孔隙水压力 u 和有效应力 σ' 之和

$$\sigma = u + \sigma'$$

1. 总应力计算

0 层面 $\sigma_0 = 0$

1 层面 $\sigma_1 = \gamma_1 h_1 = 17.5 \times 2 = 35\text{kPa}$

2 层面 $\sigma_2 = \gamma_1 h_1 + \gamma_{sat} h_2 = 35 + 20 \times 3 = 35 + 60 = 95\text{kPa}$

3 层面 $\sigma_3 = \gamma_1 h_1 + \gamma_{sat} h_2 + \gamma_{sat} h_3 = 95 + 20 \times 3 = 95 + 60 = 155\text{kPa}$

2. 孔隙水压力计算

0、1 层面 $u_1 = 0$

2 层面 $u_2 = \gamma_w h_2 = 10 \times 3 = 30\text{kPa}$

3 层面 $u_3 = \gamma_w h_2 + \gamma_w h_3 = 30 + 10 \times 3 = 60\text{kPa}$

3. 有效应力计算

0 层面 $\sigma'_0 = 0$

1 层面 $\sigma'_1 = \sigma_1 - u_1 = 35 - 0 = 35\text{kPa}$

2 层面 $\sigma'_2 = \sigma_2 - u_2 = 95 - 30 = 65\text{kPa}$

3 层面 $\sigma'_3 = 155 - 60 = 95\text{kPa}$

【例 2】 例 1 中的地面有大面积堆载 $p_0 = 50\text{kPa}$，其余和例 1 同条件，试绘制 σ、u 和 σ' 沿土层分布。

【解】 当地面有大面积堆载时，地面荷载 p_0 所引起的孔隙水压力，对于砂和砾石很快消散，即在砂和砂石中 u 不变，而对于粘性土透水性很低，地面荷载引起的应力全由孔隙水压力承担

1. 总应力计算

0 层面 $\sigma_0 = 50\text{kPa}$

1 层面 $\sigma_1 = \gamma_1 h_1 + p_0 = 35 + 50 = 85\text{kPa}$

2 层面 $\sigma_2 = \gamma_1 h_1 + \gamma_{sat} h_2 + p_0 = 95 + 50 = 145\text{kPa}$

3 层面 $\sigma_3 = \gamma_1 h_1 + \gamma_{sat} h_2 + \gamma_{sat} h_3 + p_0 = 155 + 50 = 205\text{kPa}$

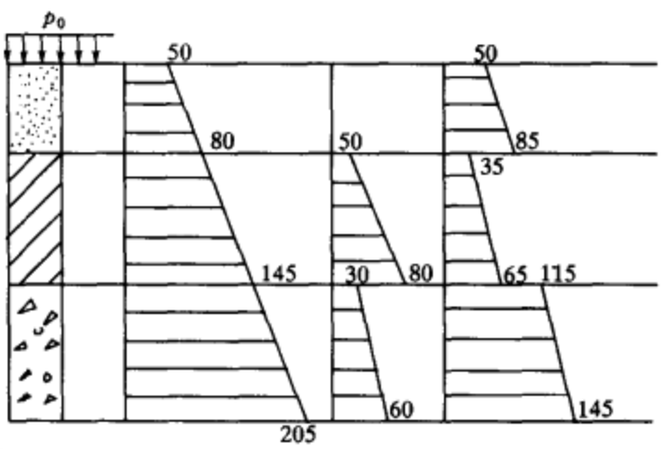


图 2-29 例题 2.54 例 2

2. 孔隙水压力计算

0 层面 $u_0 = 0$

1 层面 $u_1 = 50\text{kPa}$

2 层面的粘土层底面

$$u_2 = \gamma_w h_2 + p_0 = 30 + 50 = 80\text{kPa}$$

2 层面的砾石顶面

$$u_2 = \gamma_w + h_2 = 30\text{kPa}$$

3 层面 $u_3 = \gamma_w(h_2 + h_3) = 60\text{kPa}$

3. 有效应力计算

0层面 $\sigma' = \sigma_0 - u_0 = 50 - 0 = 50\text{kPa}$

1层面的砂层底面 $\sigma' = \sigma_1 - 0 = 85\text{kPa}$

1层面的粘土层顶面 $\sigma' = \sigma_1 - p_0 = 85 - 50 = 35\text{kPa}$

2层面的粘土层底面 $\sigma' = 145 - 80 = 65\text{kPa}$

2层面的砾石顶面 $\sigma' = 145 - 30 = 115\text{kPa}$

3层面 $\sigma' = 205 - 60 = 145\text{kPa}$

【例3】 某场地为砂土，地下水位地面下2.0m，由于水向下渗流作用，将产生渗流（动水）力，使得1点和2点存在水头差0.5m，试绘出土中的总应力、孔隙水压力和有效应力（砂重度 $\gamma = 18.5\text{kN/m}^3$，$\gamma_{sat} = 20\text{kN/m}^3$）

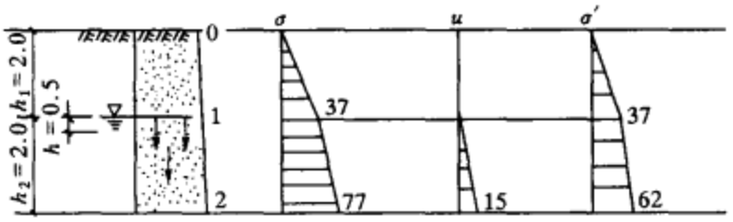


图2-30 例题2.54例3

【解】 土中的渗流对土颗粒作用有渗流（动水）力，渗流作用并不影响总应力值，但土中的孔隙水压力和有效应力将发生变化，当水向下渗流时，其渗流力和土重力方向一致，于是有效应力增加，孔隙水压力相应减小。

已知总应力为重力，水头高为静水压力，水由地下水位面向下渗流，产生水头差0.5m，所以总应力为：

1层面，$\sigma_1 = \gamma h_1 = 18.5 \times 2.0 = 37\text{kPa}$

2层面，$\sigma_2 = \gamma h_1 + \gamma_{sat} h_2 = 37 + 20 \times 2.0 = 37 + 40 = 77\text{kPa}$

孔隙水压力为：

0、1层面 $u = 0$

2层面 $u_2 = \gamma_w (h_2 - h) = 10 \times (2.0 \sim 0.5) = 15\text{kPa}$

有效应力为：

0层面 $\sigma' = 0$

1层面 $\sigma'_1 = \sigma_1 - u_1 = 37 - 0 = 37\text{kPa}$

2层面 $\sigma'_2 = \sigma_2 - u_2 = 77 - 15 = 62\text{kPa}$

【例4】 和例3同条件，但水由2层面向上渗流，由于渗流力作用，产生水头差仍为0.5m，试绘出土中总应力、孔隙水压力和有效应力。

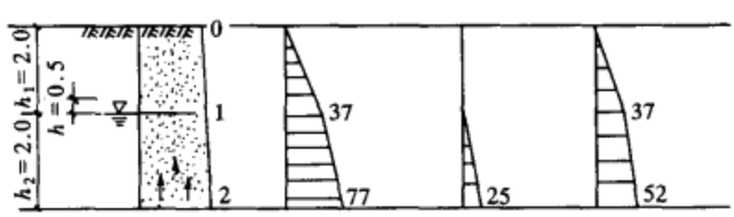


图2-31 例题2.54例4

【解】 土中水由下向上渗流，使土中有效应力减小，孔隙水压力增加，但总应力不变

总应力为：

1层面，$\sigma_1 = \gamma h_1 = 37\text{kPa}$

2层面，$\sigma_2 = \gamma h_1 + \gamma_{sat} h_2 = 77\text{kPa}$

孔隙水压力为：

0、1层面 $u = 0$

2层面，$u_2 = \gamma_w(h_2 + h) = 10 \times (2.0 + 0.5) = 25\text{kPa}$

有效应力为

0层面 $\sigma' = 0$

1层面 $\sigma'_1 = \sigma_1 - u_1 = 37 - 0 = 37\text{kPa}$

2层面 $\sigma'_2 = \sigma_2 - u_2 = 77 - 25 = 52\text{kPa}$

【例5】 某场地为粉土，$\gamma = 18\text{kN/m}^3$，$\gamma_{sat} = 19.5\text{kN/m}^3$，地下水位位于地面下2.0m，由于毛细水上升 $h_c = 0.5\text{m}$，试绘出土层的总应力、孔隙水压力和有效应力

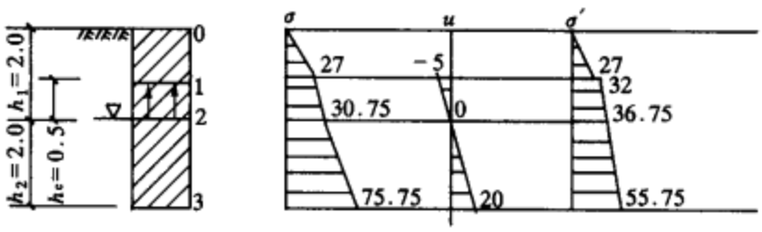


图 2-32 例题 2.54 例 5

【解】 因土中毛细水上升区的水压力 u 为负值（即拉应力），所以毛细水弯液面底面的水压力 $u = -\gamma_w h_c$，在水位面 $u = 0$，所以总应力为：

1层面 $\sigma_1 = \gamma(h_1 - h_c) = 18(2.0 - 0.5) = 27\text{kPa}$

2层面 $\sigma_2 = \gamma(h_1 - h_c) + \gamma_{sat} h_c = 27 + 19.5 \times 0.5 = 27 + 9.75 = 36.75\text{kPa}$

3层面 $\sigma_3 = \gamma(h_1 - h_c) + \gamma_{sat}(h_c + h_2) = 27 + 19.5(0.5 + 2.0) = 27 + 48.75 = 75.75\text{kPa}$

孔隙水压力为：

1层面 $u_1 = -\gamma_w h_c = -10 \times 0.5 = -5\text{kPa}$

2层面 $u_2 = 0$

3层面 $u_3 = \gamma_w h_2 = 10 \times 2.0 = 20\text{kPa}$

有效应力为

1层面 $\sigma'_1 = \sigma_1 - u = 27 + 5 = 32\text{kPa}$

2层面 $\sigma'_2 = \sigma_2 - u_2 = 36.75 - 0 = 36.75\text{kPa}$

3层面 $\sigma'_3 = \sigma_3 - u_3 = 75.75 - 20 = 55.75\text{kPa}$

2.55 如何进行承载力的统计分析（例题3道）？

【例1】 某高层住宅共有400根0.25m×0.25m的预制桩，抽取3根工程桩进行单桩静荷载试验，得到单桩极限承载力分别为1200kN，1300kN和1380kN，根据《建筑地基基础设计规范》（GB50007—2002）试分析该栋楼的单桩承载力特征值。

【解】 $\overline{Q_u} = \frac{1}{3}(1200 + 1300 + 1380) = 1293\text{kN}$

单桩极限承载力极差为 1380 - 1200 = 180kN

$$< 1293 \times 0.3 = 387.9\text{kN}$$

所以该栋楼单桩承载力特征值

$$R_a = 1293/2 = 647\text{kN}$$

【例 2】 某粘性土层上进行 4 台压板静载试验，地基承载力特征值分别为 $f_{ak1} = 283\text{kPa}$，$f_{ak2} = 267\text{kPa}$，$f_{ak3} = 291\text{kPa}$，$f_{ak4} = 300\text{kPa}$，试分析该粘土层的地基承载力特征值。

【解】 $\overline{f_{ak}} = \frac{1}{4}(283 + 267 + 291 + 300) = 285.2\text{kPa}$

地基承载力特征值极差 300 - 267 = 33kPa < 285.2 × 0.3 = 85.6kPa

所以该地基承载力特征值 $f_{ak} = 285.2\text{kPa}$

【例 3】 某厂房的柱基承台为三桩承台，总桩数 350 根，抽取 3 根工程桩进行单桩静荷载试验，其单桩极限承载力分别为 2500kN、3000kN 和 2800kN，试分析厂房的单桩承载力特征值。

【解】 根据《建筑地基基础设计规范》（GB50007—2002）规定，对于 3 桩或 3 桩以下承台的工程，其单桩极限承载力取最小值。

所以该厂房的单桩承载力特征值为

$$R_a = 2500/2 = 1250\text{kN}$$

【例 3】 某建筑物为天然地基，基础持力层为中风化岩石，对岩石进行 3 台压板静载试验，得到极限承载力分别为 5000kPa、5200kPa 和 5500kPa，试分析该天然地基承载力特征值。

【解】 根据《建筑地基基础设计规范》（GB50007—2002）规定，该岩石地基承载力特征值为：

$$R_a = 5000/3 = 1666.7\text{kPa}$$

2.56 如何进行灰土基础设计（例题）？

某灰土条形基础，承受砖墙传来的轴向力 $F_k = 130\text{kN/m}$，基础埋深 1.6m，地基承载力特征值 $f_a = 180\text{kPa}$，灰土基础的抗压强度 $f = 250\text{kN/m}^2$，试设计基础尺寸。

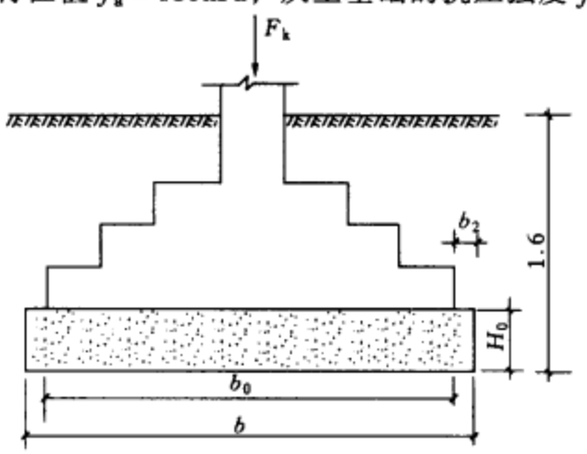


图 2-33 例题 2.56

【解】 假设灰土基础分两步夯实，

$H_0 = 300\text{mm}$，灰土基础砌筑深度 $h = a - H = 1.6 - 0.3 = 1.3\text{m}$

取大放脚为两砖半，$b_0 = 2 \times 240 + 2 \times 10 + 120 = 620\text{mm}$

按灰土强度求墙体宽度为：

$$b_0 \geqslant \frac{F_k}{f - 20h} = \frac{130}{250 - 20 \times 1.3} = 0.58\text{m}, \text{取 } b_0 = 620\text{mm}$$

求灰土基础底面宽度 b。

（1）用刚性角确定基础底面宽度

根据（GB50007—2002）规范表 8.1.2，100kPa < $p_k \leqslant$ 200kPa 时，$b_2/H_0 = 1.5$，$b_2 = \frac{H_0}{1.5} = \frac{0.3}{1.5} = 0.2$m。

考虑灰土基础底面实际宽度比计算的应增加 100mm，所以

$$b = b_0 + 2b_2 + 100 = 620 + 2 \times 200 + 100 = 1120\text{mm},$$

（2）根据地基承载力特征值确定基底宽度

$$b \geqslant \frac{F_k}{f_a - 2.0d} = \frac{130}{180 - 20 \times 1.6} = 0.88\text{m},$$

所以灰土基础宽 $b = 1120$mm

2.57 如何设计条形基础（例题）？

某砖混结构，底层承重墙厚 370mm，作用于基础竖向荷载 $F_k = 200$kN/m，地基土层分布为：0～0.6m 为填土，$\gamma = 17\text{kN/m}^3$，0.6～2.6m 为粉质粘土，$\gamma = 18.6\text{kN/m}^3$，$\gamma_{sat} = 19.7\text{kN/m}^3$，$f_{ak} = 160$kPa，$e = 0.85$，$E_s = 9.6$MPa，2.6m 以下为淤泥质粘土，$\gamma = 16.5\text{kN/m}^3$，$f_{ak} = 81$kPa，$e = 1.2$，$E_s = 3.2$MPa，地下水位地面下 1.1m，试设计该条形基础

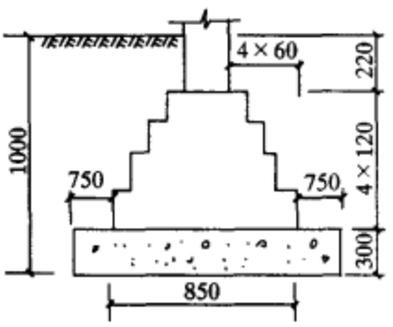


图 2-34 例题 2.57

【解】 1. 确定基础埋深

地下水位 -1.1m，取基础埋深 $d = 1.0$m。

2. 持力层承载力特征值确定

$$f_a = f_{ak} + \eta_b\gamma(b - 3) + \eta_d\gamma_m(d - 0.5)$$

设 $b < 3.0$m，粉质粘土，$e = 0.85$，由（GB50007—2002）规范表 5.2.4 得 $\eta_d = 1.0$，

$$f_a = 160 + 0 + 1.0 \times \frac{17 \times 0.6 + 18.6 \times 0.4}{1.0}(1.0 - 0.5) = 160 + 8.8 = 168.8\text{kPa}$$

3. 确定条形基础底面宽度

$$b \geqslant \frac{F_k}{f_a - 20d} = \frac{200}{168.8 - 20 \times 1} = 1.34\text{m}, \text{取 } b = 1.4\text{m}$$

4. 基础构造及选材

由于地下水位高，基础采用 300mm 厚的 C15 混凝土，其上用砖砌大放脚。

5. 验算基底压力

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{200 + 1.4 \times 1.0 \times 20}{1.4 \times 1.0} = 162.8\text{kPa} < f_a = 168.8\text{kPa}, \text{满足}$$

6. 确定基础剖面尺寸

根据（GB50007—2002）规范表 8.1.2，$p_k = 168.8$kPa

$$b_2/H_0 = \frac{1}{1.0} = 1, b_2 = H_0 = 300\text{mm}$$

砖基础台阶数 $n = \frac{1400 - 275 - 275 - 370}{2 \times 60} = 4$（阶）

$b_2 = 275\text{mm} < 300\text{mm}$，满足

7. 软弱下卧层承载力验算

（1）深度修正后软弱下卧层承载力特征值

$f_a = f_{ak} + \eta_a \gamma_m (d - 0.5)$，$\gamma_h = \dfrac{17 \times 0.6 + 18.6 \times 0.5 + 9.7 \times 1.5}{2.6} = 13.1\text{kN/m}^3$，$\eta_d = 1.0$，

$f_a = 81 + 1.0 \times 13.1(2.6 - 0.5) = 108.5\text{kPa}$

（2）下卧层顶面处土的自重应力

$$p_{cz} = 17 \times 0.6 + 18.6 \times 0.5 + 9.7 \times 1.5 = 34.05\text{kPa}$$

（3）下卧层顶面处附加压力

$$p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2z\tan\theta}, p_c = 17 \times 0.6 + 18.6 \times 0.4 = 17.6\text{kPa}$$

$$E_{s1}/E_{s2} = 9.6/3.2 = 3, z/b = 1.6/1.4 = 1.14, \theta = 23°$$

$$p_z = \frac{1.4(162.8 - 17.6)}{1.4 + 2 \times 1.6 \times \tan 23°} = \frac{203.3}{2.76} = 73.7\text{kPa}$$

$$p_z + p_{cz} = 73.7 + 34.05 = 107.7\text{kPa} \leqslant f_a = 108.5\text{kPa}, \text{满足}$$

2.58 如何设计毛石和毛石混凝土基础（例题）？

某条形基础墙厚 240mm，作用的竖向荷载 $F_k = 198.5\text{kN/m}$，地基承载力特征值 $f_a = 180\text{kPa}$，基础埋深 $d = 1.65\text{m}$，试分别设计毛石和毛石混凝土基础。

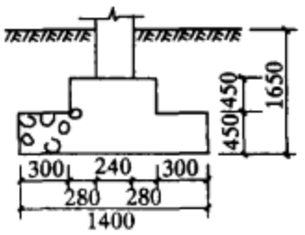


图 2-35 例题 2.58

【解】 1. 基础宽度设计

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{198.5 + 20 \times 1.65 \times b}{b} \leqslant f_a = 180\text{kPa}$$

$(180 - 33)b = 198.5, b = 1.35\text{m}$，取 $b = 1.40\text{m}$

2. 采用毛石基础

毛石基础台阶宽高比 $b_2/H_0 = 1:1.5$

毛石基础自墙边每侧应放出宽度为

$$\frac{1400 - 240}{2} = 580\text{mm}$$

$H_0 = b_2 \times 1.5 = 580 \times 1.5 = 870\text{mm}$，取 $H_0 = 900\text{mm}$ 分二个台阶

3. 采用毛石混凝土基础

毛石混凝土基础台阶宽高比 $b_2/H_0 = 1:1.25$

$H_0 = 580 + 1.25 = 725\text{mm}$，取 $H_0 = 800\text{mm}$，分二个台阶

2.59 如何设计钢筋混凝土条形基础

某建筑墙厚 370mm，作用竖向荷载 $F_k = 350\text{kN/m}$，室内外地坪高差为 0.9m，基础埋深 1.30m，地基承载力特征值 $f_a = 160\text{kPa}$，试设计该钢筋混凝土基础。

【解】 1. 确定条基基底宽度

$$b \geqslant \frac{F_k}{f_a - 20d} = \frac{350}{160 - 20 \times 1.39} = 2.6\text{m}$$

2. 确定基础底板厚度

（1）基础构造与选材

选择基础混凝土强度等级 C20，其下用 C15 素混凝土垫层 100mm 厚，钢筋保护层 35mm，$f_t = 1.1\text{N/mm}^2$。

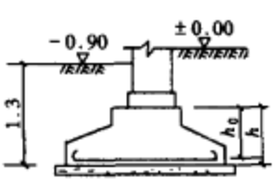


图 2-36 例题 2.59

（2）初选基础高度，$b/8 = \dfrac{2600}{8} = 325\text{mm}$

（3）基础受剪承载力

地基净反力 $p_j = \dfrac{F_k \times 1.35}{b} = \dfrac{350 \times 1.35}{2.6} = 181.7\text{kPa}$

柱边截面剪力 $V_s = \dfrac{1}{2} p_j (b - a) = \dfrac{1}{2} \times 181.7 \times (2.6 - 0.3) = 202.6\text{kN/m}$

$V_s \leqslant 0.7\beta_{hs} f_t b_w h_0 \qquad \beta_{hs} = \left(\dfrac{800}{h_0}\right)^{1/4}$

β_{hs}为受剪承载力截面高度影响系数

当 $h_0 < 800\text{mm}$ 时，h_0 取 800mm，$\beta_{hs} = 1.0$，$b_w = 1.0\text{m}$

$V_s = 202.6 \times 10^3 \times 10^3 \text{N/mm} = 0.7 \times 1 \times 1.1 \times 1.0 \times 10^3 h_0$

$h_0 = \dfrac{202.6 \times 10^6}{0.77 \times 10^3} = 263.1\text{mm}, h = h_0 + a_s = 263.1 + 35 = 298\text{mm}$

3. 配筋计算

(1) 基础底面地基反力

$$p_{max} = p_{min} = \frac{(F_k + G_k) \times 1.35}{A} = \frac{(350 + 1.39 \times 2.6 \times 1.0 \times 20) \times 1.35}{2.6} = 219.3\text{kPa}$$

(2) 墙边处弯矩设计值

$$M_1 = \frac{1}{12} a_1^2 \left[(2l + a') \left(p_{max} + p_1 - \frac{2G}{A} \right) + (p_{max} - p_1) l \right]$$

$$l = a' = 1.0\text{m}, a_1 = \frac{b - 0.37}{2} = \frac{2.6 - 0.37}{2} = 1.12\text{m}$$

$$M_1 = \frac{1}{12} \times 1.12^2 \left[(2 + 1) \left(219.3 + 219.3 - \frac{195.2}{2.1} \right) + (219.3 - 219.3) \times 1 \right]$$

$$= 0.104 \times 363.5 = 37.8\text{kN} \cdot \text{m}$$

(3) 混凝土极限压应变

$$\varepsilon_{cu} = 0.0033 - (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} = 0.0033 - (20 - 50) \times 10^{-5}$$

$$= 0.0036 > 0.0033, \text{取 } \varepsilon_{cu} = 0.0033$$

(4) 相对界限受压高度

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + f_y / \varepsilon_{cu} E_s}, \beta_1 = 0.8, E_s = 2 \times 10^5 \text{N/mm}^2,$$

$$\xi_b = \frac{0.8}{1 + \dfrac{210}{0.0033 \times 2 \times 10^5}} = 0.61$$

(5) 受压区高度

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b}}, h_0 = 263.1\text{mm}, b = 2600\text{mm}, \alpha_1 = 1.0$$

C20 混凝土，$f_c = 9.6\text{N/mm}^2$

$$x = 263.1 - \sqrt{263.1^2 - \frac{2 \times 37.8 \times 10^6}{1.0 \times 9.6 \times 2600}} = 263.1 - 257.3 = 5.82\text{mm} < \xi_b h_0$$

$$= 0.61 \times 263.1 = 160.5\text{mm}$$

(6) 配筋面积 $A_s = \dfrac{\alpha_1 f_c b x}{f_y} = \dfrac{1.0 \times 9.6 \times 2600 \times 5.82}{210} = 691.7\text{mm}^2$

配筋 4ϕ16 ($A_s = 803.8\text{mm}^3$)

(2) 验算最小配筋率

$$\rho = A_s / bh = 803.8/2600 \times 298 = 0.1\%$$

配筋 8ϕ16($A_s = 1607.6\text{mm}^2$)，$\rho = 0.21\% > \rho_{min} = 0.2\%$

2.60 如何计算绝对标高（例题）?

某建筑物室内地坪 ±0.00 相当于绝对标高 5.60m，室外地坪绝对标高 4.60m，天然地面绝对高程为 3.60m。地下室净高 4.0m，顶板厚度 0.3m，底板厚 度 1.0m，垫层厚度 0.1m。根据所给的条件，试确定基坑底面的绝对高程

【解】 室内 ±0.00 的绝对标高为 5.60m，

基坑底面绝对标高为：

$$5.60 - (0.3 + 4.0 + 1.0 + 0.1) = 0.20\text{m}$$

2.61 如何计算基底附加压力（例题）?

某建筑物基础尺寸为 16m × 32m，从天然地面算起的基础底面埋深为 3.4m，地下水稳定水位埋深为 1.0m。基础底面以上填土的天然重度平均值为 19kN/m^3。作用于基础底面相应于荷载效应准永久组合和标准组合的竖向荷载值分别是 122880kN 和 153600kN。根据设计要求，室外地面将在上部结构施工后普遍提高 1.0m。试计算地基变形用的基底附加压力

【解】 根据（GB5007—2002）规范规定，计算地基变形时，传至基础底面上的荷载效应按荷载效应的准永久组合。

（1）计算基础底面处土自重应力 σ_{ch}

当填土 1.0m 是在上部结构施工后完成时，基础埋深应从天然地面标高起算。

$$\sigma_{ch} = 19 \times 1.0 + (19 - 1) \times 2.4 = 40.6\text{kPa}$$

（2）计算基底压力 p

$$p = \frac{F}{A} = \frac{122880}{16 \times 32} = 240\text{kPa}$$

（3）计算基底附加压力 p_0。

$$p_0 = p - \delta_{ch} = 240 - 40.6 = 199.4\text{kPa}$$

2.62 如何验算软弱下卧层的地基承载力（例题）?

某建筑物基础尺寸为 16m × 32m，基础底面埋深为 4.4m，基础底面以上土的加权平均重度为 13.3kN/m^3，作用于基础底面相应于荷载效应准永久组合和标准组合的竖向荷载值分别是 122880kN 和 153600kN。在深度 12.4m 以下埋藏有软弱下卧层，其承载力特征值 f_{ak} = 146kPa，深度 12.4m 以上土的加权平均重度已算得为 10.5kN/m^3。根据上述条件，计算作用于软弱下卧层顶面的总压力并验算是否满足承载力要求。设地基压力扩散角取 $\theta = 23°$。

【解】 （1）计算基底压力 p_k

地基承载力验算应采用荷载效应标准组合，标准组合竖向荷载为 153600kN，包括基础及其以上土重。

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{153600}{16 \times 32} = 300\text{kPa}$$

（2）计算基底以上土自重压力 p_c

$$p_c = \gamma_m h = 13.3 \times 4.4 = 58.5\text{kPa}$$

(3) 计算软弱下卧层顶面处的附加压力 p_z

$$p_z = \frac{lb(p_k - p_c)}{(b + 2z\tan\theta)(l + 2z\tan\theta)}$$

$l \times b = 16 \times 32\text{m}^2, \theta = 23°, z = 12.4 - 4.4 = 8.0\text{m}$

$$p_z = \frac{16 \times 32(300 - 58.5)}{(16 + 2 \times 8\tan23°)(32 + 2 \times 8\tan23°)} = \frac{123648}{22.79 \times 38.79} = 139.9\text{kPa}$$

(4) 计算软弱下卧层顶面处土自重压力 p_{cz}

$$p_{cz} = \gamma_m h = 10.5 \times 12.4 = 130.2\text{kPa}$$

(5) 计算经深度修正后软弱下卧层顶面地基承载力特征值。

$$f_a = f_{ak} + \eta_b\gamma(b - 3) + \eta_a\gamma_m(d - 0.5) = 146 + 1.0 \times 10.5(12.4 - 0.5)$$

$$= 146 + 125 = 271\text{kPa}$$

(6) 验算软弱下卧层地基承载力

$$p_z + p_{cz} = 139.9 + 130.2 = 270.1 \leqslant f_a = 271\text{kPa}, \text{满足}$$

2.63 如何根据土的抗剪强度指标确定地基承载力（例题）?

某建筑物基础尺寸为 16m×32m，基础底面埋深为 4.4m，基底以上土的加权平均重度为 13.3kN/m³。基底以下持力层为粉质粘土，浮重度为 9.0kN/m³，内摩擦角标准值 φ_k = 18°，粘聚力标准值 c_k = 30kPa。根据上述条件，用《建筑地基基础设计规范》（GB50007—2002）的计算公式确定该持力层的地基承载力特征值 f_a

【解】 基础持力层地基承载力特征值按以下公式计算

$$f_a = M_b\gamma_b + M_d\gamma_m d + M_c C_K$$

根据（GB50007—2002）规范表 5.2.5，$\varphi = 18°$时，

$M_b = 0.43$，$M_d = 2.72$，$M_c = 5.31$，

b 大于 6.0m，取 6.0m，$\gamma = 9.0\text{kN/m}^3$，$\gamma_m = 13.3\text{kN/m}^3$，$d = 4.4\text{m}$，$C_k = 30\text{kPa}$

$f_a = 0.43 \times 9.0 \times 6 + 2.72 \times 13.3 \times 4.4 + 5.31 \times 30 = 23.22 + 159.2 + 159.3 = 341.7\text{kPa}$

2.64 如何计算重力式码头基础地基承载力（例题）?

某港口重力式码头为条形基础，基底有抛石基床，厚度 d_1 = 2m，抛石基床底面处有效受压宽度 B'_c = 14m，抛石基床底面的合力与垂线向的夹角 δ' = 11°。抛石基床底面以下土的抗剪强度指标标准值 φ_k = 24°，c_k = 5kPa，天然重度标准值 γ_k = 18.0kN/m³。抛石基床厚度范围内土的重度标准值 γ_{k1} = 19.0kN/m³。试计算地基极限承载力的竖向分力标准值（承载力系数 $N_\gamma = 3.75$，$N_c = 12.469$，$N_q = .655$）

【解】

1. 求边载 $q_k = (\gamma_{k1} - \gamma_w)d_1 = (19 - 10) \times 2 = 18\text{kPa}$

2. 承载力计算，因 $\varphi_k > 0$，且 $\delta < \varphi_k$，则按下式计算

$$F'_k = B'_c\left(\frac{1}{2}\gamma_k B'_c N_\gamma + C_k N_c + q'_k N_q\right)$$

$$= 14\left(\frac{1}{2} \times 8 \times 14 + 3.75 + 5 \times 12.469 + 18 \times 6.55\right)$$

$$= 14(210 + 62.345 + 117.9) = 5463.4\text{kN/m}$$

2.65 如何计算基础沉降（例题）？

某矩形基础的底面尺寸为 2m×2m，基底附加压力 $P_0 = 185\text{kPa}$，基础埋深 2.0m，有关数据如表 2-12 和图 2-37，地基承载力特征值 $f_{ak} = 185\text{kPa}$，试按照《建筑地基基础设计规范》（GB50007—2002），地基变形计算深度 $z_n = 4.5\text{m}$ 内计算地基最终变形量

表 2-12

z/m	$\bar{\alpha}_i Z_i - \bar{\alpha}_{i-1} Z_{i-1}$	E_s/kPa	$\Delta s'$/mm	$s' = \Sigma \Delta s'$/mm
0	0			
1	0.225	3300	50.5	50.5
4	0.219	5500	29.5	80.0
4.5	0.015	7800	1.4	81.4

【解】 （1）计算 z_n 深度范围内压缩模量的当量值 $\overline{E}_s$

$$\overline{E}_s = \sum_1^h \Delta A_i \Big/ \sum_{i=1}^n \Delta A_i / E_{si}$$

$$= \frac{p_0(z_n\bar{\alpha}_n - 0 \times \bar{\alpha}_0)}{\dfrac{p_0(z_1\bar{\alpha}_1 - 0 \times \bar{\alpha}_0)}{E_{s1}} + \dfrac{p_0(z_2\bar{\alpha}_2 - z_1\bar{\alpha}_1)}{E_{s2}} + \dfrac{p_0(z_3\bar{\alpha}_3 - z_2\bar{\alpha}_2)}{E_{s3}}}$$

$$z_n\bar{\alpha}_n = 0.225 + 0.219 + 0.015 = 0.459$$

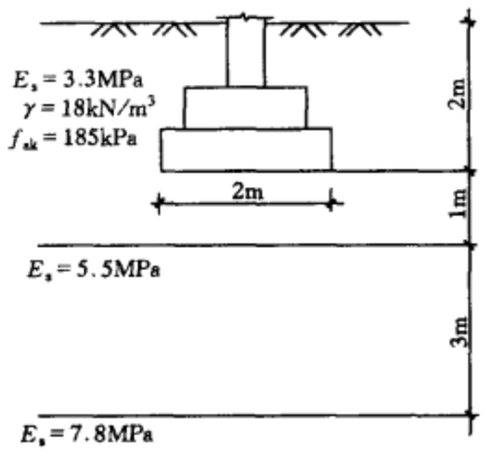


图 2-37 例题 2.65

$$\overline{E}_s = \frac{0.459}{\dfrac{0.225}{3.3} + \dfrac{0.219}{5.5} + \dfrac{0.015}{7.8}} = \frac{0.459}{0.068 + 0.04 + 0.0019}$$

$$= \frac{0.459}{0.11} = 4.18\text{MPa}$$

（2）确定 ψ_s

根据（GB50007—2002）规范表 5.3.5，当 $p_0 = f_{ak}$ 时

$$\psi_s = 1 + \frac{7 - 4.18}{7 - 4} \times (1.3 - 1.0)$$

$$= 1 + 0.28 = 1.282$$

（3）计算地基最终沉降

$$s = \psi_s s' = 1.282 \times 81.4 = 104.4\text{mm}$$

2.66 如何进行地基承载力深宽修正（例题）？

某柱基底面尺寸为 3.2m×3.6m，埋置深度 2.0m。地下水位埋深为地面下 1.0m，埋深范围内有两层上，其厚度分别为 $h_1 = 0.8\text{m}$ 和 $h_2 = 1.2\text{m}$，天然重度分别为 $\gamma_1 = 17\text{kN/m}^3$ 和 $\gamma_2 = 18\text{kN/m}^3$。基底下持力层为粘土，天然重度 $\gamma_3 = 19\text{kN/m}^3$，天然孔隙比 $e_0 = 0.70$，液性指数 $I_L = 0.60$，地基承载力特征值 $f_{ak} = 280\text{kPa}$。试计算修正后地基承载力特征值？（水

的重度 $\gamma_w = 10kN/m^3$）

【解】

1. 基础底面以上加权平均重度

$$\gamma_m = \frac{\gamma_1 \times h_1 + \gamma_2 \times h_2}{h_1 + h_2} = \frac{17 \times 0.8 + 18 \times 0.2 + 8 \times 1.0}{0.8 + 1.2} = \frac{25.2}{2} = 12.6kN/m^3$$

2. 查（GB50007—2002）表 5.2.4 持力层的 e 和 I_L 均小于 0.85

$$\eta_b = 0.3 \quad \eta_d = 1.6$$

3. 修正后地基承载力特征值

$$\begin{aligned} f_a &= f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5) \\ &= 280 + 0.3 \times 9 \times (3.2 - 3) + 1.6 \times 1.6 \times (2 - 0.5) \\ &= 280 + 0.54 + 30.24 = 310.78kPa \end{aligned}$$

2.67 如何计算沉箱基底有效受压宽度和长度（例题）?

某港口重力式沉箱码头，沉箱底面受压宽度 $B_{rl} = 10m$ 和长度 $L_{rl} = 170m$，抛石基床厚 $d_1 = 2m$，受平行于码头宽度方向的水平力，抛石基床底面合力标准值在基床底面处的有效受压宽度和长度方向的偏心距分别为 $e'_B = 0.5m$、$e'_L = 0m$，试计算基床底面处的有效受压宽度 B'_{rc} 和长度 L'_{rc}

【解】

1. 按《港口工程地基规范》（JTJ250—98）（4.1.4-3）式计算抛石基床面的受压宽度 B'_{rl} 和 L'_{rl}

$$B'_{rl} = B_{rl} + 2d_1 = 10 + 2 \times 2 = 14m$$

$$L'_{rl} = L_{rl} + 2d_1 = 170 + 2 \times 2 = 174m$$

2. 按（JTJ250—98）规范（4.1.4-2）式计算抛石基床底面的有效受压宽度 B'_{rc} 和长度 L'_{rc}

$$B'_{rc} = B'_{rl} - 2e'_B = 14 - 2 \times 0.5 = 13.0m$$

$$L'_{rc} = L'_{rl} - 2e'_L = 174 - 2 \times 0 = 174m$$

2.68 如何计算公路桥台基础偏心距（例题）?

某公路桥台基础宽度 4.3m，作用在基底的合力的竖向分力为 7620.87kN，对基底重心轴的弯矩为 4204.12kN·m。试验算桥台基础的合力偏心距 e_0 并与桥台基底截面核心半径 ρ 相比较

【解】 $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4204.12}{7620.87} = 0.55m$

$$\rho = \frac{W}{A} = \frac{\frac{1}{6}b^2 h}{bh} = \frac{b}{6} = \frac{4.3}{6} = 0.717m, [e_0 = 0.55m < \rho = \frac{b}{6} = 0.717m]$$

2.69 如何验算地基承载力（例题）?

某基础，天然地面标高为 3.5m，基础底面标高为 2.0m，已设定条形基础的宽度为

4m，作用于基础底面的竖向力为400kN，力矩为150kN·m，基础自重和基底以上土自重的平均重度为20kN/m³，软弱下卧层顶面标高为1.3m，地下水位在地面下1.5m处，持力层和软弱下卧层的设计参数见表2-13

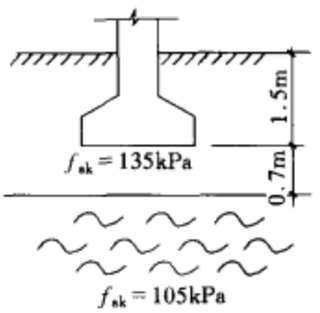


图 2-38　例题 2.69

表 2-13

	重　度/(kN/m³)	承载力特征值/kPa	内聚力/kPa	内摩擦角(°)	压缩模量/MPa
持力层	18	135	15	14	6
软弱下卧层	17	105	10	10	2

试验算地基承载力

【解】　1. 基底平均压力

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{400 + 20 \times 1.5 \times 4}{4} = 130\text{kPa}$$

2. 基底最大压力

$$p_{max} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} = 130 + \frac{150}{\frac{1}{6} \times 4^2} = 130 + 56.2 = 186.2\text{kPa}$$

3. 持力层承载力经深度修正后为：

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5)$$

$$= 135 + 0.3 \times 8(4 - 3) + 1.6 \times 18(1.5 - 0.5) = 135 + 2.4 + 28.8 = 166.2\text{kPa}$$

$p_k = 130\text{kPa} < f_a = 166.2\text{kPa}$　满足

$p_{max} = 186.24\text{Pa} < 1.2 f_a = 1.2 \times 166.2 = 199.4\text{kPa}$　满足

4. 软弱下卧层承载力验算

$$p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2z\tan\theta}, \quad p_c = \gamma h = 18 \times 1.5 = 27\text{kPa}$$

$z/b = 0.7/4.0 = 0.175 < 0.25$，扩散角 $\theta = 0$

$p_z = (p_k - p_c) = 130 - 27 = 103\text{kPa}$

$p_{cz} = 18 \times 1.5 + 7 \times 0.7 = 27 + 4.9 = 31.9\text{kPa}$

软弱下卧层承载力经深度修正后为：

$$f_a = 105 + 1.0 \times \frac{1.5 \times 18 + 7 \times 0.7}{2.2} \times (2.2 - 0.5) = 105 + 24.65 = 129.6\text{kPa}$$

$p_z + p_{cz} = 103 + 31.9 = 134.9\text{kPa} > f_a = 129.6\text{kPa}$，不满足

所以软弱下卧层地基承载力特征值不满足要求，应加大条形基础宽度。

3 深　基　础

3.1 桩是怎么分类的?

桩的分类方法可以按施工工艺、功能、桩土相互作用特点和桩材质分类。

(1) 按施工工艺可分为预制桩和灌注桩两大类

1) 预制钢筋混凝土桩，其断面尺寸从 200mm × 200mm 到 600mm × 600mm 方桩，节长若是工厂制作一般 12m，现场制作 25m ~ 30m。

2) 预应力钢筋混凝土桩，有预应力空心方桩和预应力管桩，前者主要规格为 500mm × 500mm 和 600mm × 600mm，后者外径为 ϕ400mm，ϕ500mm，ϕ800mm 和 ϕ1000mm 几种，壁厚 20 ~ 130mm。

3) 灌注桩

我国常用的灌注桩有干作业长螺旋钻孔桩，泥浆护壁钻（冲）孔灌注桩，沉管灌注桩，人工挖孔桩，夯扩灌注桩，压灌灌注桩等。

(2) 按功能分类

按功能可分为竖向抗压桩，竖向抗拔桩，水平受荷桩和复合受荷桩。

(3) 按桩土相互作用分类

按桩土相互作用可分为摩擦型桩和端承型桩。摩擦型桩指在竖向荷载作用下，桩顶荷载全部或主要由桩侧阻力承担。

端承型桩指在竖向荷载作用下，桩顶荷载全部或主要由端阻力承担。

(4) 按桩的材料分类

按桩材料可分为木桩，钢筋混凝土桩和钢桩。

3.2 什么是单桩、桩基、单桩竖向极限承载力标准值、单桩竖向承载力特征值和单桩竖向承载力设计值?

桩基础是深基础的一种，它可将承受的荷载传递到较好的地基持力层上。通过承台把若干桩的顶部联结成整体成为桩基，桩基中的一根桩称为单桩或基桩。

单桩竖向极限承载力包括地基土对桩的支承力和桩身结构承载力，通常情况前者为决定因素，当桩的侧阻和端阻已充分发挥时的外荷载，或桩顶下沉量达到人们规定的条件或某一数值时的外荷载为单桩竖向极限承载力标准值。

“建筑地基基础设计规范”（GB50007—2002）规定，将单桩极限承载力除以安全系数 2，为单桩竖向承载力特征值 R_a。

$$R_a = \frac{Q_{uk}}{2} \tag{3-1}$$

“建筑桩基技术规范”（JGJ94—94）规定，将单桩极限承载力标准值除以抗力分项系数，为单桩竖向承载力设计值 R。

(1) 当桩的极限承载力标准值是用静载荷试验确定时，

$$R = Q_{uk}/\gamma_{sp} \tag{3-2}$$

对一承台下桩数超过3根非端承桩时

$$R = \eta_{sp}Q_{uk}/\gamma_{sp} + \eta_c Q_{ck}/\gamma_c \tag{3-3}$$

$$Q_{ck} = q_{ck}A_c/n \tag{3-4}$$

（2）用经验参数法计算单桩承载力设计值，同时承台下桩数不超过3根桩时

$$R = Q_{sk}/\gamma_s + Q_{pk}/\gamma_p \tag{3-5}$$

承台下桩数超过3根非端承桩时

$$R = \eta_s Q_{sk}/\gamma_s + \eta_p Q_{pk}/\gamma_p + \eta_c Q_{ck}/\gamma_c \tag{3-6}$$

式中 Q_{uk}、Q_{sk}、Q_{pk}——单桩竖向极限承载力，总极限摩阻力和总极限端阻力标准值；

Q_{ck}——相应于任一复合基桩的承台底地基土总极限阻力标准值；

q_{ck}——承台底1/2承台宽度深度范围（$\leqslant$5m）内地基土极限阻力标准值；

A_c——承台底地基土净面积；

η_s、η_p、η_{sp}、η_c——分别为桩侧阻群桩效应系数、桩端阻群桩效应系数、桩侧、端阻综合群桩效应系数、承台底土阻力群桩效应系数；

γ_s、γ_p、γ_{sp}、γ_c——分别为桩侧阻、端阻、桩侧端阻综合和承台底土阻力抗力分项系数。抗力分项系数和桩型和成桩工艺有关；

n——桩数。

“公路桥涵地基与基础设计规范”（JTJ024—85）规定，单桩轴向受压允许承载力［p］为极限承载力除以安全系数2。

$$[p] = \frac{Q_u}{2} \tag{3-7}$$

3.3 如何确定布桩的中心距？

桩基施工时可能引起土的松弛效应和挤土效应，产生对相邻基桩的不利影响，以及群桩效应对基桩承载力的影响，所以布桩时应确定桩与桩之间的最小中心距离，其确定原则是根据地基土性质、成桩工艺和排列形式。一般穿越饱和软土的挤土灌注桩，中心距最大，要求等于或大于4d（d为桩直径）；非挤土灌注桩桩中心距最小，要求为3d；挤土预制桩和穿越非饱和土的挤土灌注桩次之，一般要求3.5d，打入式敞口管桩和H型钢桩也为3.5d。对大面积桩群，尤其是挤土桩，桩的中心距还应按以上间距适当加大。

扩底桩为保证桩侧阻力有效发挥和防止施工时扩大端串通，最小中心距不宜小于扩底直径的1.5倍，当扩底直径大于2m时，桩端净距不宜小于1.0m。

3.4 如何选择桩端持力层及桩端入持力层深度？

桩端持力层选择及桩端入持力层深度，主要考虑承载力和变形要求。还应考虑施工的可能性和尽量提高端阻力。

持力层应选择在较硬的、密实的或压缩性较小的土层上。桩端入持力层深度，对于粘性土、粉土不宜小于2d；砂土不宜小于1.5d，碎石类土不宜小于1d，当存在软弱下卧层时，桩端以下硬持力层厚度不宜小于4d。

对于季节性冻土和膨胀土地基中的桩基，桩端入冻深线或膨胀土的大气影响急剧层以下的深度，不得小于 $4d$ 及 $1D$，最小深度应大于 1.5m（d 为桩身直径；D 为扩大端直径）。

岩溶地区桩基的嵌岩桩，当岩面较为平整且上覆土层较厚时，嵌岩深度为 $0.2d$ 或不小于 0.2m，对于存在液化土层的桩基，桩端应进入液化层以下稳定土层中，对于粘性土、粉土不宜小于 $2d$；砂土不宜小于 $1.5d$；碎石土不宜小于 $1d$，且对碎石土、砾、粗、中砂、密实粉土，坚硬粘性土不应小于 0.5m，对其他非岩石类土不应小于 1.5m。

3.5 桩基承载能力极限状态的计算及按正常使用极限状态验算桩基沉降时，应采用哪些荷载效应组合？

（1）按“建筑桩基技术规范”（JGJ94—94）规定，桩基承载力极限状态的计算应采用荷载效应基本组合和地震作用效应组合。

荷载效应基本组合设计值 S 为：

$$S = \gamma_G C_G G_K + \gamma_{Q1} C_{Q1} C_{1K} + \sum_{i=2}^{n} \gamma_{Q_i} C_{Q_i} \psi_{Ci} Q_{ik}$$

（2）按正常使用极限状态验算桩基沉降时，应采用荷载的长期效应组合。

长期效应组合的设计值 S_1 为：

$$S_1 = C_G C_K + \sum_{i=1}^{n} C_{Q_i} \psi_{qi} Q_{iK}$$

式中 γ_G——永久荷载分项系数；当其效应对桩基不利时，取 1.2；有利时，取 1.0；对于土自重，其分项系数取 1.0；验算倾覆和滑移时，对桩倾覆和滑移有利的永久荷载，其分项系数取 0.9；

γ_{Q_1}、γ_{Qi}——分别为第一个和第 i 个可变荷载的分项系数，一般情况取 1.4；

G_K——永久荷载的标准值；

Q_{1K}——第一个可变荷载的标准值，该荷载的效应 $\gamma_{Q_1} C_{Q1} G_{1K}$ 大于其他任意第 i 个可变荷载的效应 $\gamma_{Q_i} C_{Q_i} G_{ik}$；

G_{iK}——其他第 i 个可变荷载的标准值；

C_G、C_{Q_1}、C_{Q_i}——分别为永久荷载、第一个可变荷载和其他第 i 个可变荷载的荷载效应系数；

ψ_{ci}——第 i 个可变荷载的组合值系数；

ψ_{qi}——第 i 个可变荷载的准永久值系数。

（3）计算桩基的水平位移、抗裂、裂缝宽度时，采用荷载效应的短期效应组合或短期效应组合考虑长期荷载的影响。

3.6 什么情况下应考虑桩侧负摩阻力？如何考虑？

当桩受轴向荷载作用时，桩相对于桩侧土体产生向下位移，使土对桩产生向上的摩阻力，称为正摩阻力，当桩周土体因某种原因发生下沉，其沉降速率大于桩体的下沉时，则桩侧土相对于桩作向下位移，而使土对桩产生向下作用的摩阻力，称其为负摩阻力。

桩的负摩阻力是否产生，主要看桩与桩周土的相对位移发展情况，桩负摩阻力产生的原因如下：

（1）桩穿过欠固结的软粘土或新填土进入硬持力层，土层产生自重固结下沉；

（2）大面积堆载使桩周土层压密；

（3）场地地下水位全面降低，如长期抽取地下水，使软弱土层产生自重固结下沉；

（4）黄土中的桩，因黄土湿陷产生地面下沉；

（5）冻土中的桩，冻土融化产生地面下沉。

桩周土的固结是随时间而发展的，所以负摩阻力要经过一定时间才能达最大值，桩侧负摩阻力与正摩阻力的交点为中性点，其位置约在 $0.7L \sim 0.75L$（L 为桩长），支承在基岩上的桩，中性点接近基岩面。

负摩阻力的计算，尚无太成熟方法。按 JGJ94—94 规范规定，应根据工程具体情况考虑负摩阻力对桩基承载力和沉降的影响，当缺乏可参照的工程经验时，可按下列方法验算：

1）对于摩擦型基桩取桩身计算中性点以上侧阻力为零，按式（3-8）验算基桩承载力

$$\gamma_0 N \leqslant R \tag{3-8}$$

式中 γ_0——桩基重要性系数，安全等级为一、二、三级的 γ_0 分别为 1.1，1.0，0.9；

N——单桩竖向力设计值；

R——单桩承载力设计值。

2）对于端承型基桩除满足式（3-8）外，还应满足式（3-9）

$$(\gamma_0 N + 1.27 Q_g^n) \leqslant 1.6R \tag{3-9}$$

式中 Q_g^n——由摩阻力引起下拉荷载。

3）软土对桩的负摩阻力可近似等于不排水抗剪强度值。

对于土质不均匀或建筑物对不均匀沉降敏感时，应将下拉荷载计入附加荷载验算桩基沉降。

3.7 单桩竖向极限承载力标准值与设计值什么关系？各种抗力分项系数如何取值？

单桩竖向极限承载力标准值除以抗力分项系数为单桩承载力设计值。

随着桩型和施工工艺的不同，其质量可靠性有所区别，抗力分项系数取值也有所差别，桩质量易保证的，抗力分项系数可取小些，桩施工故障率较高的，施工质量不易保证的，抗力分项系数取大些，例如预制桩和钢管桩，施工质量易保证，对静载法所得承载力，抗力分项系数 γ_{sp} 取 1.60；沉管灌注桩，故障率高，γ_{sp} 取 1.70。

单桩极限承载力，用静载荷试验确定的比经验参数法计算可靠，同样是预制桩，前者 γ_{sp} 取 1.60。后者 γ_{sp} 取 1.65。不同桩型抗力分项系数取值见表 3-1。

桩基竖向承载力抗力分项系数 **表 3-1**

桩型与工艺	$\gamma_s = \gamma_p = \gamma_{sp}$		γ_c
	静载法	参数法	
预制桩、钢管桩	1.60	1.65	1.70
大直径灌注桩（清底干净）	1.60	1.65	1.65
泥浆护壁灌注桩	1.62	1.67	1.65
干作业钻孔灌注桩（$d < 0.8$m）	1.65	1.70	1.65
沉管灌注桩	1.70	1.75	1.70

3.8 岩溶桩承载力如何确定？

岩溶地区采用桩基，其长度难于估计，一般都采用灌注桩。岩溶桩应保证桩端下基岩

厚度为3倍桩径的要求，当岩面较为平整且上覆土层较厚时，桩底嵌岩深度为0.2d（d为桩径）或不小于0.2m；石笋密布地区的嵌岩桩，应全断面嵌入基岩。

岩溶桩承载力按嵌岩桩承载力确定，嵌岩桩极限承载力Q_{uk}由桩周土总侧阻、总端阻和嵌岩段总侧阻三部分组成，式（3-10）。

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} + Q_{rk} \tag{3-10}$$

其中桩周土侧阻

$$Q_{sk} = u\sum_{1}^{n}\zeta_{si}q_{sik}l \tag{3-11}$$

桩端阻

$$Q_{pk} = \zeta_p f_{rc} A_p \tag{3-12}$$

嵌岩段侧阻

$$Q_{rk} = u\zeta_c f_{rc} h_r \tag{3-13}$$

式中 ζ_{si}——第i层土侧阻力发挥系数，当桩长径比$l/a<30$时，桩端置于新鲜或微风化硬质岩中且桩底无沉渣时，$\zeta_{si}=0.8$（粘性土、粉土），$\zeta_{si}=0.7$（砂土、碎石土），其他情况$\zeta_{si}=1$；

q_{sik}——第i层土极限侧阻力标准值；

f_{rc}——岩石饱和单轴抗压强度标准值；

h_r——桩身嵌岩深度，嵌岩深度超过5d时，$h_r=5d$；

ζ_s、ζ_p——和嵌岩深径比有关的嵌岩段侧阻和端阻修正系数，其值皆小于1，JGJ94—94规范表5.2.11（本书附录1），给了不同嵌岩深径比的修正系数。

3.9 桩基最终沉降量计算方法是什么？

“建筑桩基技术规范”（JGJ94—94）规定，桩基沉降计算采用等效作用分层总和法。当桩中心距小于或等于6倍桩径时，把桩基础看成一实体基础，即不考虑桩基侧面应力扩散作用，将承台大小等效直接作用在桩端平面上，实体基础底面附加应力近似为承台底附加应力，然后按矩形基础进行沉降计算，桩基最终沉降量按式（3-14）计算

$$s = \psi\psi_e s' \tag{3-14}$$

式中 S'——按地基分层总和法计算的沉降量；

ψ——桩基沉降计算经验系数；

ψ_e——桩基等效沉降系数。

s'的计算深度Z_n按应力比法确定，即Z_n处的附加应力σ_z与土的自重应力σ_c应符合下式要求

$$\sigma_z = 0.2\sigma_c \tag{3-15}$$

3.10 作用在桩基上的水平荷载有哪些？如何确定单桩的水平承载力设计值？

作用在桩上的水平荷载包括：

（1）长期作用的水平荷载，如地下室外墙上的土和水侧压力以及拱的推力等；

（2）反复作用的水平荷载，如风荷载，机械动荷载；

（3）地震水平作用荷载。

确定单桩水平承载力最可靠方法是现场水平载荷试验，根据试验结果可以绘制以下曲线：

1）水平力～位移曲线（$H_0 \sim X_0$ 曲线）；

2）水平力～位移梯度曲线$\left(H_0 - \dfrac{\Delta X_0}{\Delta H_0}\text{曲线}\right)$

3）当量测桩身内力时，绘制水平力～最大弯矩截面钢筋应力曲线（$H_0 - \sigma_g$ 曲线）。

由曲线的特性可判断单桩水平临界荷载值和极限荷载。其水平承载力设计值确定按以下方法：

1）预制桩、钢桩和配筋率不小于0.65%的灌注桩可按桩顶水平位移为10mm时的水平力（对水平位移敏感的建筑物取6mm）作为单位水平承载力设计值。

2）当能确定单桩水平极限承载力时，将单桩水平极限承载力除以抗力分项系数 r_H（$r_H = 1.6$）为单桩水平承载力设计值。

3）桩配筋率小于0.65%的灌注桩，取单桩水平荷载试验的临界荷载作为单桩水平承载力设计值。另外可根据JGJ94—94规范式5.4.2-1和式5.4.2-2估算单桩水平承载力设计值。

3.11 验算地震作用桩基的水平承载力时，如何确定单桩的水平承载力设计值？

按“建筑桩基技术规范”（JGJ94—94）规范规定，验算地震作用桩基的水平承载力设计值时可比非抗震设计时提高25%。

按“建筑抗震设计规范”；（GB50011—2001）规范规定，单桩水平向抗震承载力特征值可比非抗震设计时提高25%。

3.12 钻孔灌注桩的施工质量检查内容有哪些？

钻孔灌注桩质量除单桩承载力是否满足设计要求和桩身完整性外，对桩径、桩位、桩身垂直度偏差、钢筋等制作误差、钢筋保护层厚度以及孔底虚土或沉渣厚度等都应按规范要求控制。

（1）单桩承载力包括地基土对桩支承能力和桩身混凝土强度

1）单桩承载力可用静载法或高应变动测法检验。

2）根据GB50007—2002规范，桩身混凝强度按式（3-16）进行验算：

$$Q \leqslant A_p f_c \psi_c \tag{3-16}$$

式中 Q——相应荷载效应基本组合时的单桩竖向力设计值；

f_c——混凝土轴心抗压强度设计值；

A_p——桩身横截面积；

ψ_c——工作条件系数，灌注桩 $\psi_c = 0.6 \sim 0.7$，预制桩 $\psi_c = 0.75$。

（2）桩身完整性可用高、低应变动测法，钻芯法或声波透射法进行检验

（3）沉渣或虚土厚度应满足以下要求

端承桩≤50mm；

摩擦端承、端承摩擦桩≤100mm；

摩擦桩≤300mm。

（4）桩径偏差

当桩径 $d \leqslant 1000\text{mm}$ 的桩，桩径偏差为 $-0.1d$ 且 $\leqslant -50\text{mm}$；当桩径 $d > 1000\text{mm}$ 的桩，桩径偏差为 -50mm。

（5）桩位偏差

当桩径 $d \leqslant 1000\text{mm}$ 的桩：条形基础桩基沿垂直轴线方向和群桩基础中的边桩，允许桩位偏差为 $d/6$，且不大于 100mm；条形桩基沿轴线方向和群桩基础中间桩，桩位偏差为 $d/4$ 且不大于 150mm。

当桩径 $d > 1000\text{mm}$ 的桩：条形桩基沿垂直轴线方向和群桩基础中的边桩，允许桩位偏差为 $100 + 0.01H$（mm）；条形桩基沿轴线方向和群桩基础的中间桩，允许桩位偏差为 $150 + 0.01H$（mm）。桩身垂直度偏差 $\leqslant 1\%L$。

（H 为施工场地地面标高与桩顶标高的距离；L 为桩长）。

3.13 沉井基础适用哪些土层？主要施工工序有哪些？

沉井基础是井筒状结构物，通过井内挖土，依靠自身重力克服井壁摩阻力下沉到设计标高，然后用混凝土封底成为建筑物、构筑物的基础。

沉井基础特点是埋置深度可以很大，整体性强，稳定性好，能承受较大的竖向和水平荷载，沉井既是基础，又是施工时的挡土和挡水围堰结构物，沉井在桥梁工程中得到广泛应用。

沉井适用于松软、不稳定的含水土层、人工填土、粘性土、砂土和砂卵石等土层，但在水位以下的粉细砂层时，常会发生流砂现象，大量砂土涌入井内，容易使沉井倾斜，这一点是在施工中特别要注意的问题。

沉井施工主要工序为：

（1）整平场地，就地制造沉井；

（2）制造第一节沉井：制作刃脚、竖立内模、绑扎钢筋和立外模；

（3）折模及抽垫、沉井混凝达设计强度的 70% 时可拆模板；抽撤垫木应避免沉井开裂、移动和倾斜；

（4）挖土下沉：沉井施工分为排水下沉和不排水下沉法；

（5）接高沉井：第一节沉井顶面下沉至距地面还剩 1m ~ 2m 时，应停止挖土，接第二节沉井；

（6）地基检验和处理：沉井沉至设计标高后应进行基底检验，如地基土是否和设计相符，是否平整，并对地基进行必要处理；

（7）封底、充填井孔及浇筑井盖。

3.14 大直径桩承载力为什么要折减？怎么折减？

当桩直径 $d \geqslant 800\text{mm}$ 时称为大直径桩，大直径桩的端阻力和侧阻力值都要乘以端阻力尺寸效应系数 ψ_p 和桩侧阻力尺寸效应系数 ψ_{si}

$$\psi_p = \left(\frac{0.8}{D}\right)^n, \quad \psi_{si} = \left(\frac{0.8}{d}\right)^n \tag{7-17}$$

式中 D——桩端直径；

d——桩身直径；

n——经验指数。

对于端阻力 ψ_p，粘性土和粉土，$n=1/4$；砂土和碎石类土，$n=1/3$。

对于侧阻力 ψ_{si}，粘性土和粉土，不折减（$n=0$），砂土和碎石土类土，$n=\frac{1}{3}$。

大直径桩端阻力一般呈渐进破坏，所以桩端阻力随桩端直径 D 增大而减小，减小幅度，持力层为砾石的最大，粉、细砂次之，粘性土和粉土最小。

大直径桩一般用钻、挖和冲击成孔，成孔过程对于砂、碎石类土，因应力释放而产生孔壁土的松弛效应，导致侧阻力降低，孔径愈大，降幅愈大。所以对于大直径桩，其承载力要折减。

3.15 钢管桩的承载力是如何确定的？

钢管桩都是用打桩锤打入或静压桩压入土中，对土有挤密效应。其桩端有闭口和开口两种，闭口钢管桩承载力确定和预制桩相同。

开口钢管桩，打桩过程，桩端的部分土将进入管内形成“土塞”，土塞在打桩过程受到管内壁摩阻力作用产生压缩，土塞的高度和土性、管径、壁厚以及入土深度、入持力层深度等因素有关，其闭塞程度将影响端阻力发挥，这种影响称为开口桩的“闭塞效应”，所以开口钢管桩的端阻力和侧阻力都应乘以桩端闭塞效应系数 λ_p 和侧阻挤土效应系数 λ_s，λ_p 和 λ_s 可根据 JGJ94—94 规范式 5.2.10-2，式 5.2.10-3 和表 5.2.10 确定。

3.16 什么是群桩效应？

由若干根桩成群排列，其顶部通过承台或者梁的格排相连，构成一个整体，称为群桩，对端承型的群桩承载力近似地为各单桩承载力之和，摩擦型群桩需考虑群桩效应。

对于摩擦型群桩，桩顶荷载主要通过桩侧阻力传递到桩周和桩端土层中，引起应力重叠，群桩中任一根桩的工作性状不同于孤立的单桩，群桩的承载力不等于单桩承载力之和，群桩的沉降也明显大于单桩，这种现象称为群桩效应。

影响群桩效应主要因素是：承台设置方式（高或低承台），桩间距、桩长、桩长与承台宽度比，桩的排列形式、桩数以及桩侧和桩端土性，土层分布和成桩工艺等。

群桩效应可用群桩效率系数 η 和沉降比 ζ 表示

$$\eta = p_n / nQ_u \tag{3-18}$$

$$\zeta = s_n / s \tag{3-19}$$

式中 η——群桩效率系数；

ζ——沉降比；

p_n——群桩极限承载力标准值；

Q_u——单桩极限承载力标准值；

n——群桩中桩数；

s_n——群桩沉降量；

s——单桩沉降量。

当 η 愈小，ζ 愈大，表示群桩效应愈强，群桩承载力愈低，沉降愈大。

端承型群桩 η 和 ζ 接近于 1；摩擦型群桩，$\eta<1$，$\zeta>1$。

“建筑桩基技术规范”（JGJ94—94）规范规定，对于桩数超过 3 根的非端承桩群桩，应考虑桩群、土、承台的相互作用的群桩效应，桩侧阻力和端阻力都应分别乘以侧阻群桩效应系数 η_s、端阻群桩效应系数 η_p；承台土阻力的发挥和桩距、桩长、承台宽、桩的排列和承台内外区面积比等有关，承台底阻力应乘以群桩效应系数 η_c。η_s、η_p 和 η_{sp}的取值可根据“建筑桩基技术规范”（JGJ94—94）规范表 5.2.3-1 和式 5.2.3 计算。

3.17 钢筋混凝土预制桩施工过程中容易发生哪些质量问题？

钢筋混凝土预制桩在打桩过程容易发生以下质量问题：

（1）选用合适锤垫和桩垫至关重要，否则易打碎桩头，或沉桩困难

锤垫是锤与桩帽之间的垫层。桩垫是桩顶与桩帽之间的垫层。锤垫和桩垫起到降低锤击接触压力，使锤击力分布均匀和调整锤击过程的持续时间作用，将锤击能量更有效地传递给桩，以及缓冲锤芯的冲击力，使打桩应力不超过容计值。垫层过软会降低锤击能量的传递，沉桩困难；垫层过硬，增大锤击压应力，容易击碎桩头，使打桩无法进行。同时还要考虑锤击应力的不均匀分布和反复作用对混凝土强度的影响，最大的锤击压应力一般不允许超过混凝土抗压强度的 65%。

（2）拉应力易使桩身混凝土开裂

打桩时桩身是否出现拉应力，和桩尖土特性、侧阻力分布、入土深度、长径比、锤偏心程度和垫层特性有关。桩较长，桩尖土质又较差情况下，锤击入射的压力波传播至桩尖容易反射为拉力波，最大拉应力多数发生在打桩初期桩身中部一定范围内，约 0.3～0.7L（L 桩长）。桩尖土较坚硬，入射压力波从桩尖反射仍为压力波，压力波传至桩顶，在自由的桩顶再次反射形成拉力波，这时的最大拉应力发生在桩的上段。当拉应力超过混凝土抗拉强度时，桩身将开裂。例如一根 45cm×45cm 预制桩，桩长 24m，混凝土强度等级 C30，桩尖持力层为粉质粘土，用锤重 4.0t 自由落锤动力试桩，从测桩仪反映，第一锤桩身质量完好，第二锤桩的断面完整系数 $\beta=0.8$，位置距桩顶 7.8m，拉应力 3MN/m^2，超过混凝土抗拉强度（C30 混凝土，抗拉强度设计值为 1.43MN/m^2），按钢筋混凝土结构设计规范估算，裂缝宽度为 0.15mm 左右。

（3）接桩质量不好引起断桩

当用焊接法接桩时，焊接质量差的，桩经数百锤锤击后，焊缝开裂，锤击力稍有偏心，上下节桩将错位，形成断桩。例如天津某工程，断面 45cm×45cm 预制桩，桩长 24m，抽检 10 根桩进行应力波反射法检验，有 5 根桩判断为接桩处断桩，后来用吊车轻易把上节桩拔出。又如上海浦东新区一幢 32 层建筑，基础用断面 50cm×50cm，桩长 12+13m 预制桩，抽检 292 根工程桩进行应力波反射法检测，47%断桩，位置正好在接桩处，又从中抽两根进行静荷载试桩，当荷载加至 300kN 时，桩顶沉降 104mm。

（4）桩间距过小时，由于打桩过程挤土效应，后打的桩将打不到预定深度，或地面向上隆起，使桩上抬，桩尖形成土隙，端承力丧失。例如北京良乡某工程，基础用直径 40cm 预应力管桩，桩长 18m，打桩后地面上隆 1.5m～2.6m，桩的上抬严重。

（5）沉桩困难或达不到预定深度，原因有锤选用不合适；有硬夹层或孤石等障碍物，桩倾斜，锤击偏心，能量损失大；桩长细比过大，纵向失稳；打桩不连续，停歇时间过

长，土阻力充分恢复，致使打桩阻力过大；桩头或桩尖破损，无法继续施打等等。

3.18 沉管灌注桩容易发生哪些质量问题？

沉管灌注桩具有设备简单，施工速度快等优点，例如振动沉管，15m 长的桩，30min 可将管沉入，同时适用于水位高的场地。但据有的资料统计，该桩型有质量问题的桩高达 10%～20%。例如广东一幢四层办公楼，基础桩为直径 38cm 振动沉管灌注桩，桩长 18m，在淤泥层部位发生断桩和缩颈，当施工至三层时，房屋差异沉降达 20 多厘米，只好拆除。1996 年德阳七层框架综合楼倒塌事故，死伤 20 多人，原因是沉管桩质量太差所致。番禺一框架结构办公楼，基础为直径 48cm 沉管桩，房屋严重倾斜，只好拆除改用直径 40cm 预应力管桩，事故原因是淤泥层太厚，桩被挤压和振动剪切作用，造成大量断桩。总之，沉管灌注桩容易发生的质量问题有：

（1）锤击或振动沉管过程的冲击力和振动力以弹性应力波传播方式在周围土体中衰减和消散，靠近沉管周围土体以垂直振动为主，远离一定距离以水平振动为主，振动力和侧向挤土作用易把初凝的邻桩振断。尤其在软、硬交界的土层最易发生缩颈和断桩，所以有的主张跳打施工，加大间距，减小振动影响。

（2）拔管速度过快，管内混凝土高度过低，不足以产生一定的排挤压力，在软土层部位易产生缩颈或断桩。

（3）桩间距过小，沉管过程易使地表土隆起，在邻近桩产生一竖向上拔力，把初凝的桩拉断。

（4）振动沉管采用活瓣桩尖的，时有活瓣张开不灵活，混凝土下落不畅，引起断桩或混凝土密实度差。当沉管后浇灌混凝土不及时，活瓣合缝处渗水，稀释桩尖处混凝土，使其强度大为降低，端承力减小或丧失。

（5）地下存在有承压水的砂层，砂层上又覆盖透水性差的粘土层，由于压力水作用，易沿未凝固的混凝土桩身向上消散压力水，桩顶出现冒水现象，凡是冒水的桩都形成断桩。

（6）预制桩尖质量差，沉管过程被击碎后塞入管内，当拔管至一定高度后，桩尖下落被孔壁卡住，形成桩身下段无混凝土，俗称“吊脚桩”。

（7）不是通长配筋的桩，钢筋笼在管内位置控制不准，常在破桩头时找不到钢筋笼，成为废桩。

（8）当土层有硬夹层时，例如标准贯入击数 $N_{63.5}>30$，厚度达 2.0m 左右的砂层，沉管不易穿透，达不到设计标高。

3.19 泥浆护壁灌注桩容易发生哪些质量问题？

泥浆护壁灌注桩采用的是导管式水下浇灌混凝土工艺，浇灌装置由贮斗、隔水栓和导管组成（图 3-1），导管直径 20cm～25cm，用厚 3mm 钢板制成，隔水栓作用是使导管内泥水由管底排出，不使混凝土和泥水混合，隔水栓用球胆或混凝土制成（图 3-2），贮斗内混凝土最初存量必须保证首次灌注时，导管底端能埋入混凝土 0.8m～1.2m，这样才不易使泥水进入混凝土内，形成断桩。

和泥水接触的一定高度混凝土是泥浆和混凝土混合的低质混凝土，强度很低，称为隔

水层。后续的混凝土通过导管潜入到隔水层以下，顶托着隔水层上升，逐步从孔口排出泥浆。随着混凝土面的上升，要逐步提升并拆卸导管，但导管底端埋入距管外混凝土面要保持 2.0m ~ 3.0m，不得小于 1.0m，当混凝土面顶升至预定标高时，桩也就形成。浇注过程，如果操作不当易发生以下质量问题。

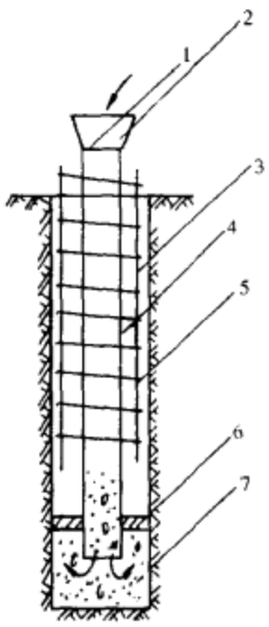


图 3-1　水下浇灌混凝土工艺　题 3.19
1—隔水栓；2—贮斗；3—钢筋笼；4—导管；5—泥浆；6—隔水层；7—混凝土

（1）若停电或其他原因，浇灌混凝土不连续，间断一定时间后，隔水层混凝土凝固，形成硬壳，后续的混凝土下不去，只好上拔导管，一旦导管下口离开混凝土面，泥浆进入管内形成断桩，或者采用加大管内混凝土压力等办法冲破隔水层，形成新隔水层，老隔水层的低质混凝土残留在桩身中，形成桩身局部低质混凝土。

（2）桩径小于 60cm 的桩，导管和钢筋笼占据一定空间，加上孔壁和钢筋的摩擦力作用，混凝土上升困难，容易堵管，形成断桩或钢筋笼上浮。

（3）护壁的泥浆应按以下相对密度配制，否则易塌孔。

粘性土和粉质粘土，可以就地造浆，泥浆相对密度控制在 1.1 ~ 1.2 之间；

粉土和砂土，应专门制备泥浆，泥浆相对密度控制在 1.2 ~ 1.5 之间；

砂卵石和流砂层，泥浆相对密度控制在 1.3 左右；

软弱土层，泥浆相对密度控制在 1.5 左右。

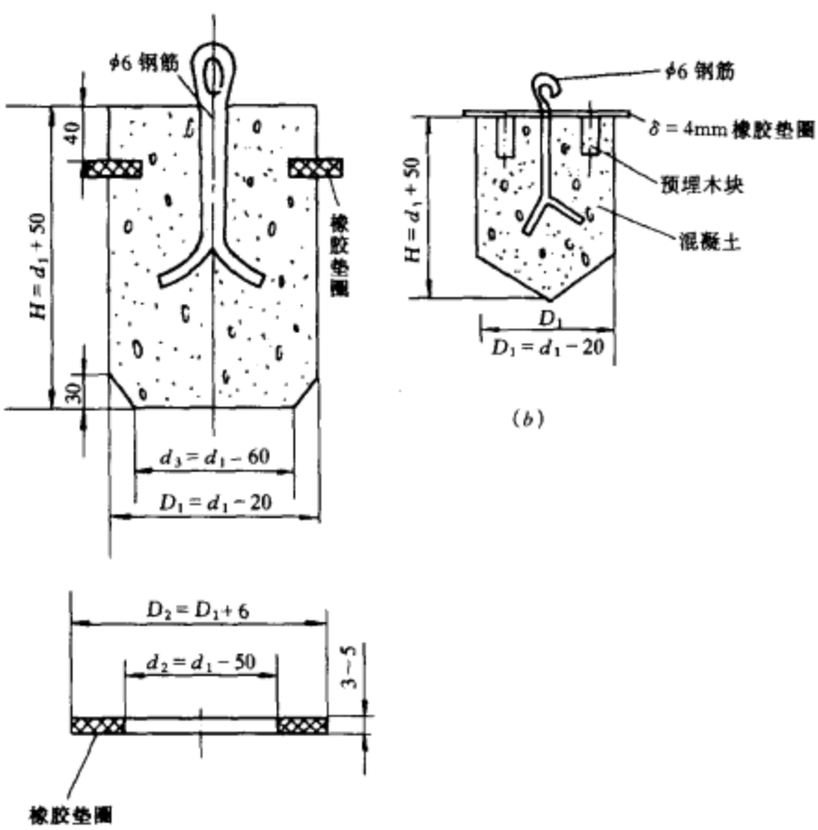


图 3-2　两种常用隔水栓

泥浆的制备应选用粘性大的土或斑脱土制作。

（4）用正循环法清孔时，应根据孔的深浅，控制清孔时间或孔口泥浆相对密度。清孔时间太短，孔底沉渣太厚，影响端承力的发挥。

（5）水下浇灌的混凝土必须具备良好的和易性，混凝土坍落度宜在 18cm ~ 20cm，水泥用量不少于 360kg/m^3，否则易产生离析现象。

（6）导管连接处密封性要好，一旦漏水将形成断桩。

3.20 人工挖孔灌注桩容易发生哪些质量问题？

人工挖孔灌注桩是人力用铁锹或风镐（岩石）挖掘，手摇钻铲或电动葫芦提土成孔。为保证人身安全，挖孔过程要设置护壁，每挖 1.0m 做一节护壁，护壁用细石混凝土现场浇注。护壁厚 10cm ~ 15cm，有外齿式和内齿式两种（图 3-3）。上下节护壁塔接 50 ~ 75mm，外齿式节间有一小台阶，大大增加桩侧阻力。

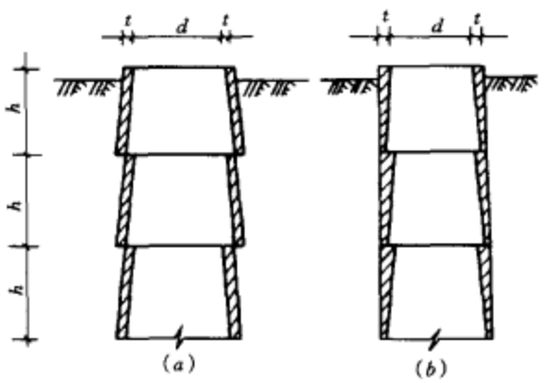


图 3-3 挖孔桩护壁形式 题 3.20

（a）外齿式；（b）内齿式

人工挖孔桩造价低，无振动和噪声公害，最适合钻机到不了位的狭窄场地，孔底虚土易清理干净，桩质量和承载力容易保证。但容易发生的质量问题有：

（1）地下水渗流严重的土层，易使护壁崩塌，土体失稳塌落。

（2）在有流砂或水压力的土层中挖孔，护壁底部土层常突然失去强度，泥层随水急速涌出，产生井涌，使护壁与土体脱空，或造成孔形不规则。

（3）有水场地挖孔，采用边挖边抽水办法，致使地下水位下降，护壁受到下沉土层产生的负摩擦力作用，易使护壁产生环向裂缝。当护壁受周围土压力不均匀时，将产生弯矩和剪力作用，产生垂直裂缝。

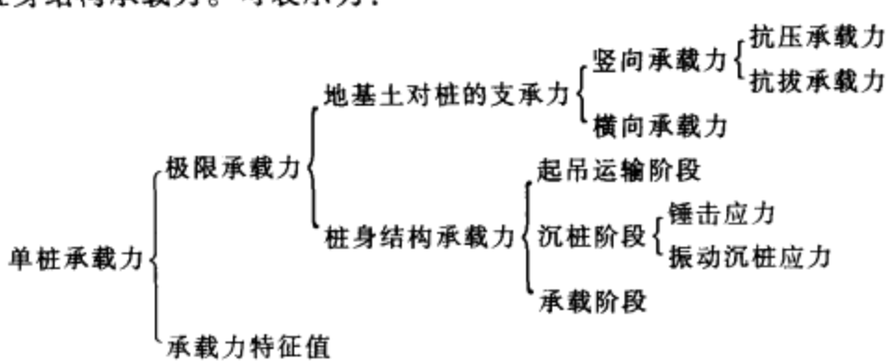
护壁为桩身的一部分，护壁质量差、裂缝和错位将影响桩身质量和侧阻力的发挥。

（4）孔底水未抽干或不易抽干的情况下浇灌混凝土，桩底混凝土被稀释，端阻力降低。

（5）孔较深时，浇灌混凝土务必用串筒或溜槽，否则混凝土从高处下落易产生离析。

3.21 什么是单桩承载力？

单桩承载力是单桩极限承载力和承载力特征值的通称，其含义和内容包括地基土对桩的支承力和桩身结构承载力。可表示为：



3.22 我国现行规范规定，桩静荷载试验方法是什么？

我国现行规范规定，桩静荷载试验，当提供单桩承载力设计依据时用慢速维持荷载法；当用于工程桩检验时可用快速维持荷载法。

试验时，通过油压千斤顶给桩施加竖向荷载，用电动油泵或手动泵给油加压，千斤顶出力值用精密标准压力表或荷重传感器量测；桩顶下沉量用大量程百分表（50mm）或位移传感器（电阻式、电感式、差动变压器式等）进行量测。

试桩由以下三种方式提供荷载反力装置：

（1）锚桩法

锚桩承受拔力提供反力，它和许多根钢梁组成反力装置。根据荷载大小，锚桩数量可用 2～8 根，试、锚桩间距应大于 $4d$（d 为试桩直径）图 3-4（a）（b））。

（2）堆载法

堆载是在平台上堆钢锭、混凝土预制块、砂包等重物，按预估单桩极限承载力 20% 的荷重一次堆上，然后用千斤顶逐级加荷（图 3-4（c））。

（3）锚桩加堆载

锚桩抗拔力不够时，可以在钢梁上加配重，由锚桩和堆载共同组成反力装置。

3.23 我国有关规范对桩静荷载试验的加荷分级、沉降相对稳定标准和极限承载力确定方法是什么？

我国现行规范规定有：

（1）加荷分级

每级加荷为预估极限荷载的 1/10～1/15，第一级可按 2 倍分级荷载加荷；

（2）沉降相对稳定标准

每小时沉降不超过 0.1mm，并连续出现两次，认为已达到相对稳定，可加下一级荷载；

（3）单桩极限承载力确定方法

1）根据沉降随荷载的变化特征确定　对陡降型的荷载-沉降曲线（Q-s），取 Q-s 曲线明显陡降段的起始点所对应的荷载；

2）根据沉降随时间变化特征确定　取 s-lg$t$ 曲线尾部出现明显下弯的前一级荷载；

3）根据沉降量确定　对于缓变型 Q-s 曲线，取 $s=40\sim60$mm 对应的荷载，对于大直径桩取 $s=0.03\sim0.06D$（D 为桩端直径），大桩径取低值，小桩径取高值所对应的荷载；对细长桩（$L/d>80$），取 $s=60\sim80$mm 对应的荷载；

4）对于直径或桩宽在 55cm 以下的预制桩，取沉降增量和相应荷载增量比值 $\frac{\Delta s_{i+1}}{\Delta Q_{i+1}}\geqslant$ 0.1mm/kN 的前一级荷载。

3.24 桩周存在液化土层时，如何计算单桩竖向承载力？

桩身周围存在液化土层的低承台桩基，当承台下有不小于 1m 厚的非液化土或非软弱土时，土层液化对单桩极限承载力的影响，可将液化土层极限侧阻力乘以土层液化折减系数计算单桩承载力，折减系数 ψ_l 按表 3-2 确定。

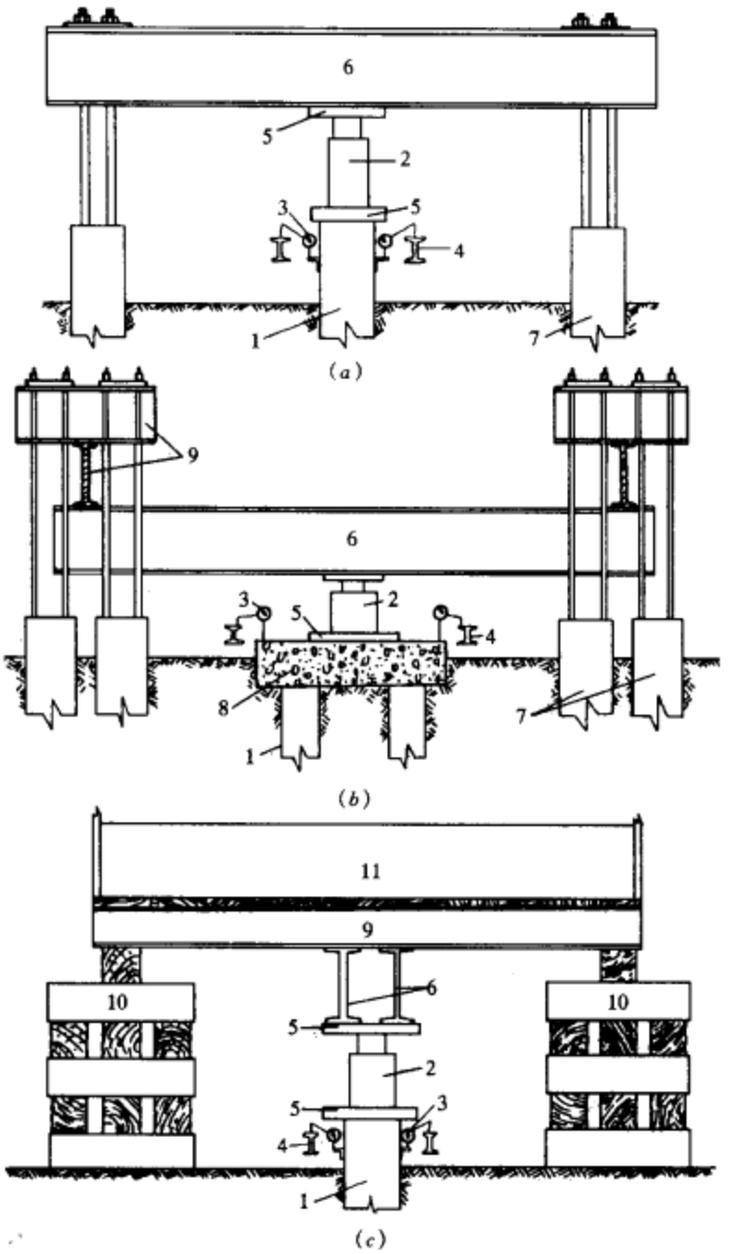


图 3-4　静载荷试验提供反力装置方法

（a）单桩锚桩法；（b）群桩锚桩法；（c）堆载法

1—试验桩；2—千斤顶；3—百分表；4—基准梁；5—钢板；6—主梁；7—锚桩；8—承台；9—次梁；10—枕木；11—平台或荷重箱

其中 $N_{63.5}$为饱和土标准贯入击数实测值；N_{cr}为液化判别标准贯入击数临界值，地面下 15m 深度范围内，按式 3-20 计算

$$N_{cr} = N_0[0.9 + 0.1(d_s - d_w)]\sqrt{3/\rho_c} \tag{3-20}$$

在地面下 15m～20m 范围内 N_{Cr}按式 3-21 计算

$$N_{cr} = N_0(2.4 - 0.1d_s)\sqrt{3/\rho_c} \tag{3-21}$$

式中　N_0——液化判别标准贯入击数基准值，按表 3-3 取值；

d_s——饱和土标准贯入点深度（m）；

ρ_c——土的粘粒含量百分率，当小于 3 或砂土采用 3；

d_w——地下水位深度。

土层液化折减系数 ψ_l　　表 3-2

$\lambda_N = \frac{N_{63.5}}{N_{cr}}$	自地面起算液化土层深度 d_l/m	ψ_l
$\lambda_N \leqslant 0.6$	$d_l \leqslant 10$ $d_l > 10$	0 1/3
$0.6 < \lambda_N \leqslant 0.8$	$d_l \leqslant 10$ $d_l > 10$	1/3 2/3
$0.8 < \lambda_N \leqslant 1.0$	$d_l \leqslant 10$ $d_l > 40$	3/2 1.0

标贯级数基准值 N_0　　表 3-3

设计地震分组	7 度	8 度	9 度
第一组	6（8）	10（13）	16
第二、三组	8（10）	12（15）	18

注：括号内数值用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.3g 地区

对于挤土桩，当桩距小于 $4d$，且桩的排数不少于 5 排，总桩数不少于 25 根时，ψ_l 可取 2/3 ~ 1。

3.25　桩周存在液化土层时，如何计算单桩水平承载力？

当单桩进行水平静载试验或通过计算，可得到水平临界荷载，由临界荷载 H_{cr}及其所对应的位移 x_{cr}可用式 3-22 计算地基土水平抗力系数的比例系数 m 值

$$m = \frac{\left(\frac{H_{cr}}{x_{cr}}\nu_x\right)^{5/3}}{b_0(EI)^{2/3}} \tag{3-22}$$

式中　m——地基土水平抗力系数比例系数；单位 MN/m^4，它为地面下 2（$d+1$）米深度内各土层的综合值；

ν_x——桩顶位移系数；

b_0——桩身计算宽度。

当地基存在液化土层时，将计算得到的水平拉力比例系数 m 值或按 JGJ94—94 规范表 5.4.5 查得的 m 值乘以表 3-2 折减系数 ψ_l。

3.26　如何确定桩的抗拔承载力？

（1）对于一级建筑桩基，单桩抗拔承载力必须进行现场抗拔静载试验确定。由抗拔试验可得到上拔力 U 和上拔量 Δ 关系曲线，由曲线得到上拔极限荷载，如陡升起点所对应荷载为极限荷载，将抗拔极限荷载除以表 3-1（P_{78}）的抗力分项系数 γ_s 为单桩抗拔承载力设计值。

（2）对于二、三级建筑桩基，可用式 3-23 估算单桩抗拔极限承载力

$$U_k = \Sigma\lambda_i q_{sik} u_i l_i \tag{2-23}$$

式中　U_k——单桩抗拔极限承载力标准值；

u_i——破坏表面周长，对直桩或扩底高度 $> 5d$（d 桩身直径），$u_i = \pi d$，对扩底桩，扩底高度 $\leqslant 5d$，$u_i = \pi D$（D 扩底直径）；

q_{sik}——桩侧第 i 层土的抗压极限侧阻力标准值，

λ——抗桩系数，对于砂土，$\lambda = 0.5 \sim 0.7$，对于粘性土和粉土，$\lambda = 0.7 \sim 0.8$。

（3）按现行“混凝土结构设计规范”验算基桩的受拉承载力。

3.27 桩在竖向荷载作用下的荷载传递机理是什么?

桩在竖向荷载作用下的荷载传递机理是指桩顶荷载如何通过桩侧和桩端传递到土中的过程。当桩顶不受力时，桩静止不动，桩侧、端阻力为零，桩顶受力后，桩将产生一定的下沉后达到稳定，这时桩侧、端阻力总和与桩顶荷载处于静力平衡，随着桩顶荷载不断增大，桩身的压缩变形和桩土间相对位移相应增大，桩侧、端阻力也逐渐增大，桩身压缩变形和桩土间相对位移沿桩身深度递减，侧阻力的发挥也相应递减，随着荷载再增加，压缩量和位移在增大，桩身下段侧阻力和端阻力也逐步增大，在某一级荷载下，桩将出现不停滞下沉，这时桩侧、端充分发挥，也就是荷载达极限值，这就是桩在竖向荷载作用下的传递机理。同时也看出，桩侧、端阻力的发挥是桩土间相对位移的函数，这种函数称为荷载传递函数。

荷载传递函数曲线是很复杂的，他与土的性质、桩入土深度、桩施工工艺和桩径大小等因素有关。荷载传递函数难以用数学方程表达，只能用试验研究方法。

3.28 桩应如何进行设计选型?

对某一场地并非只一种桩型可以选用。设计选型时应根据结构荷载性质、桩使用功能、地质条件、施工工艺设备、施工队伍水平和经验以及制桩材料供应等条件综合考虑，选择经济合理、安全适用的桩型。

(1) 结构荷载条件

荷载大小是选型的重要条件之一。受建筑物基础下布桩数量的限制，一般建筑层数愈多以及上部结构荷重愈大，所需单桩承载力愈高。这时可以选用大直径钻孔灌注桩、人工挖孔灌以及嵌岩桩等桩型，他可以提供很大的竖向、横向单桩承载力；码头港口工程也可采用钢桩。

(2) 地质和施工条件

所选的桩型在该地质条件下可以施工，施工质量有保证，可最大限度发挥地基的潜在能力。例如北京的 $0.35\times0.35m^2$ 和 $0.25\times0.25m^2$ 的预制桩，当土层中有 $N_{63.5}>30$ 的砂层厚达 2.0m 左右，则很难穿过；沉管灌注桩不宜用在有大的承压水地层，其上又有渗透性很差的粘土层场地；钢管桩只能贯入 $N_{63.5}\leqslant100$ 的土层或强风化岩；持力层要求入中风化或微风化岩层，只能用冲击成孔灌注桩；对于基岩或密实砂卵石层埋藏不深情况，桩承载力主要是端承作用，可采用扩底桩。

自重湿陷性黄土地基中，宜采用干作业的钻、挖孔灌注桩。

不同工艺的桩型，成桩质量稳定性差异较大，一般预制桩质量稳定性好于灌注桩，压灌桩好于沉管灌注桩，采用反循环清孔比正循环清孔沉渣厚度要小。

(3) 经济和环境条件

桩型最后选定还要看技术经济指标，除工程桩总造价外，还应考虑承台、基础底板造价和桩施工工期，工期长，投资回报慢，能缩短工期也可带来可观的经济效益。

选桩型还应考虑对周围环境的环保影响。如打预制桩的噪声影响，泥浆护壁桩的泥水对场地污染等。

3.29 布桩应考虑哪些主要因素?

桩的排列布置应考虑的主要因素为:

（1）不同土层不同成桩工艺，桩的中心距应满足规范要求，如“建筑桩基技术规范”（JGJ94—94）表 3.2.3-1 和表 3.2.3-2，桩的最小中心距要求。

（2）排列基桩时，尽量使桩群承载力合力点与长期荷载重心重合，并使桩基受水平力和力矩较大方向有较大的抵抗矩；

（3）桩群布置应考虑优化基础结构的受力条件，尽量使桩接近于力的作用点，这样可以避免在各根桩之间由很厚的承台来传递荷载；

（4）对于桩箱基础，宜将桩布置于墙下；对于带梁（肋）桩筏基础，宜将桩布置于梁（肋）下；对于大直径桩宜采用一柱一桩；

（5）同一结构单元宜避免采用不同类型的桩。

3.30 什么是高、低应变法动力试桩？

动力试桩是在桩顶给桩作用一动态力（动荷载），动态力可以是瞬态冲击力或稳态激振力。桩、土系统对动态力作用的反映称为动力响应，用不同功能的传感器可以在桩顶上量测到不同的动力响应信号，如位移、速度或加速度响应信号。通过对信号的时域分析、频域分析或传递函数分析，可以判断桩身结构完整性和对单桩承载力的评价。

根据作用在桩顶上动荷载能量是否使桩土之间发生一定塑性位移或弹性位移，而把动力试桩分为高、低应变两种方法。

高应变法，作用在桩上能量大，应力和应变水平接近或达到工程桩的应力、应变水平，动荷载使桩克服土阻力产生贯入度，从而使桩、土之间产生塑性位移，桩对外的抗力主要通位移产生，有了位移，桩侧和桩尖土阻力得到一定程度发挥，在桩顶量测到的桩、土响应信号包含有承载力因素，所以高应变动力试桩可以对单桩承载力进行判定，也可以评价桩身结构完整性。

低应变法，作用在桩顶上的动荷载小于使用荷载，其能量小，只能使桩土产生弹性变形，一般情况只产生 10^{-5}动应变，它是通过应力波在桩身中传播和反射原理，对桩身结构完整性进行评价。

3.31 高应变动力试桩和静荷载试桩的根本区别是什么？

高应变动力试桩和静荷载试桩的根本区别是荷载性质和加荷速率的不同。

静载荷试桩，加荷过程缓慢，以致桩由此产生的加速度和惯性效应可以忽略不计，加荷过程桩土各部分都处于静力平衡状态，对给定的荷载（Q），其响应沉降（s）具有单一解答，也就是求解静力响应只需考虑加荷前后变形状态之间的差异。

动力试桩，桩顶作用动荷载（扰动源）并不能立即引起远离扰动源较远部分的响应，而且桩中每处的响应也随时间在变化，必须建立某一时间过程的一系列解答，其动力响应不仅和桩、土固有动力特性有关，还和扰动源的强度、频谱成分和持续时间有关。例如高应变法，冲击力作用时间很短，一般 10 ~ 20ms，使桩体产生很高的加速度，混凝土桩可达 400 ~ 600g，钢桩可达 1000g 以上，从而加速度引起的惯性力对桩的应力和应变有明显影响，另外动力试桩还要考虑桩身材料的粘性性质引起的能量耗散和运动的衰减。

图 3-5 是静载荷方法、静-动方法和高应变三种试桩方法桩身的应力、位移和速度的比较。静载荷试桩的应力和位移由于侧阻力作用沿桩身是递减的，同时运动速度为零；高

应变动力试桩，沿桩身的应力、位移和速度是随时间而变化的，有可能还出现拉应力和负速度，它要考虑桩身不同位量在同一时刻和同一位置不同时刻应力、应变关系；静-动试桩法，由于动荷载作用时间长些，一般可达200ms，桩体引起的加速度和运动速度比高应变法要小。

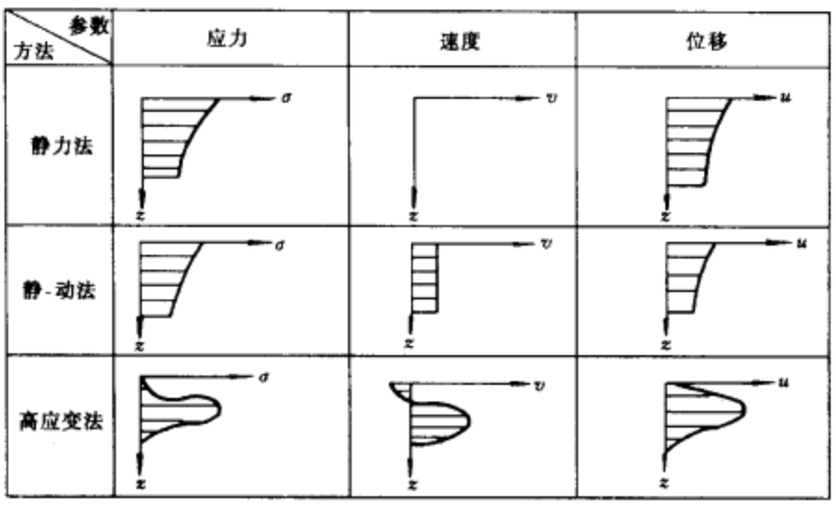


图 3-5　三种试桩方法比较　题 3.31

3.32　应力波反射法测桩的基本原理是什么？

应力波反射法主要功能是检验桩身完整性，如桩身缺陷位置判断、施工桩长校核和混凝土强度等级定性估计等。

用手锤或力锤、力棒敲击桩顶，由此产生的应力波沿桩身以波速 C 向下传播，应力波通过桩阻抗 $Z(Z=\rho AC)$变化界面时，如缩颈、夹异物，混凝土离析或扩颈，一部分应力波产生反射向上传播，另一部分应力波产生透射向下传播至桩端，在桩端处又产生反射。

由安装在桩顶的加速度或速度传感器，接收反射波信号，并由测桩仪进行信号放大等处理后，得到加速度或速度时程曲线（图 3-6）。从曲线的形态特征可以判断阻抗变化位置或校核桩长，由平均波速大小估计混凝土的强度等级。

反射波法抽检桩的数量为：

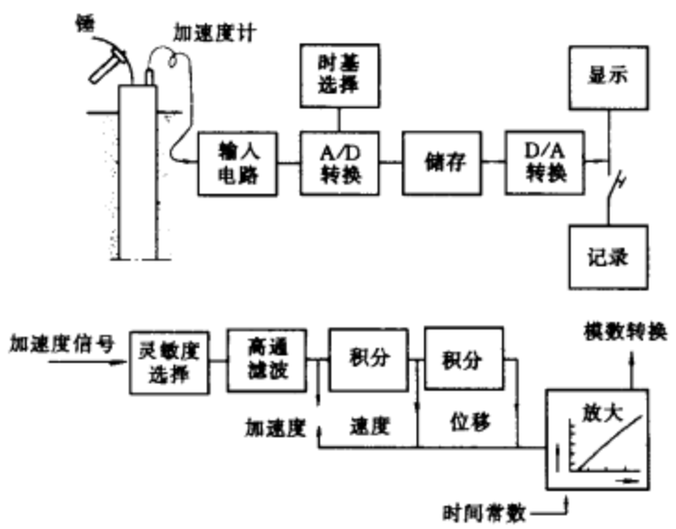


图 3-6　应力波反射法仪器原理框图　题 3.32

(1) 柱下三桩或三桩以下的承台抽检数量不少于 1 根

(2) 设计等级为甲级建筑、地质条件复杂和成桩质量可靠性较低的灌注桩，抽检数量不少于总桩数的 30%，且不少于 20 根；其他桩基工程抽检数量为 20%，且不少于 10 根。

(3) 作为复合地基的水泥粉煤灰碎石桩（CFG 桩）抽检数量不少于总桩数的 10%。

通过应力波反射法桩的检测结果，可将桩完整性类别分为Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、

Ⅳ类。

Ⅰ类桩：桩身完整；

Ⅱ类桩：桩身有轻微缺陷，但不影响桩身结构承载力；

Ⅲ类桩：桩身有明显缺陷，对桩身结构承载力有影响；

Ⅳ类桩：桩身严重缺陷，需进行补桩或其他方法加固处理。

3.33 高应变法测桩基本原理是什么？

当锤击能量能使桩、土之间产生一定的塑性位移，或者桩身应变不低于静荷载试桩应变的动力试桩称为高应变动力试桩。

高应变动力试桩是用重锤给桩顶一竖向冲击荷载（图 3-7，图 3-8，图 3-9），距桩顶一定距离桩两侧对称安装力和加速度传感器，量测力和桩、土系统响应信号，从而计算分析桩身完整性和单桩竖向承载力。

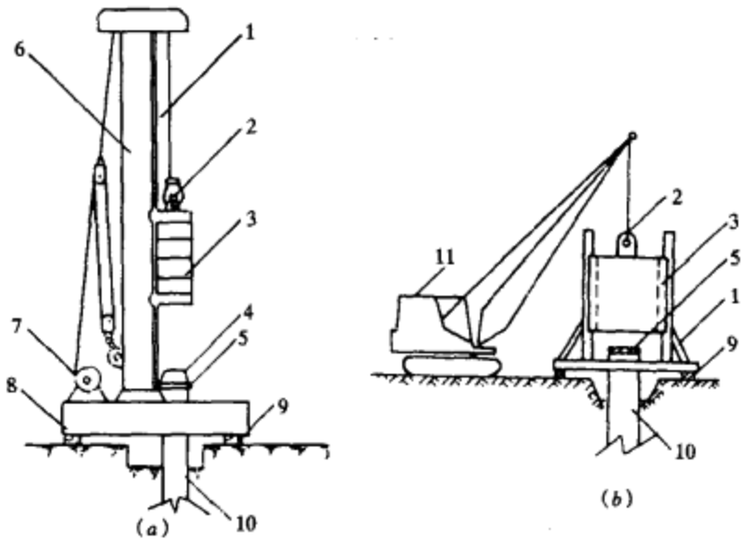


图 3-7 锤击装置 题 3.33

1—导向架；2—自动脱钩；3—锤；4—砧座；5—锤垫；6—导向柱；7—电机；8—底盘；9—道木；10—桩；11—吊车

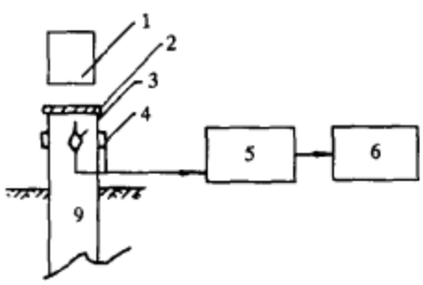


图 3-8 高应变法试验装置 题 3.33

1—锤；2—锤垫；3—应变式力传感器；4—加速度计；5—测桩仪；6—打印机

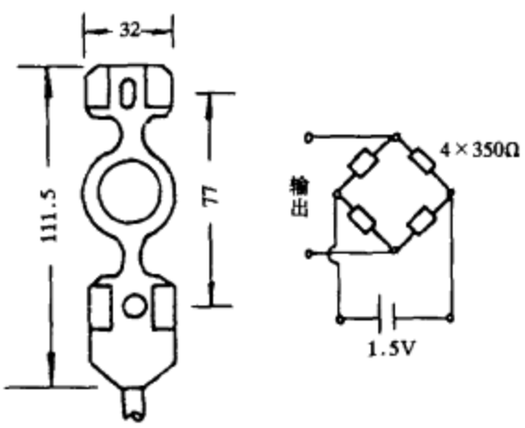


图 3-9 工具式应变传感器（单位：mm） 题 3.33

高应变动力试桩作用的桩顶力接近桩的实际应力水平，桩身应变相当于工程桩应变水平，冲击力的作用使桩、土之间产生相对位移，从而使桩侧阻力充分发挥，端阻力也相应被激发，因而量测信号含有承载力信息。

高应变动力试桩作用的桩顶力是瞬态力，荷载作用时间 20ms 左右，因而使桩体产生显著的加速度和惯性力。例如，钢桩产生上千个重力加速度，混凝土桩产生数百个重力加速度，因而土的阻尼效应要产生动阻力。同时动态响应信号不仅反映桩土特性（承载力），而且和动荷载作用强度、频谱成分和持续时间密切相关。

高应变法除可检测基桩的竖向抗压承载力和桩身完整性外，还可以监测预制桩打入时的桩身应力和锤击能量传递比，为沉桩工艺参数及桩长选择提供依据。

当进行灌注桩承载力检测时，应具有现场实测经验和本地区相近条件下的静、动对比资料。

对于大直径扩底桩和静载 Q-s 曲线为缓变型特征的桩，不宜采用高应变法。

高应变承载力分析方法有实测曲线（力 F 和速度乘阻抗 $Z \cdot V$ 曲线）拟合法和 Cose 法。

高应变法只能作为桩的承载力验收检测，不能作为设计性试桩，抽检数量不少于总桩数的 5%，且不少于 5 根。

3.34 目前高应变法测桩还有哪些方法？量测哪些参数？得到哪些成果？

高应变动力试桩目前有：动力打桩公式法；波动方程分析法；Case 法；曲线拟合法，静-动试桩法（Statnamic Load Testing）。

（1）动力打桩公式法

量测打桩最终贯入度、锤重和锤落高。用它估算单桩极限承载力。

（2）波动方程分析法

量测最终贯入度、锤重、落高和设定桩、土、垫层一系列参数。用它预测单桩极限承载力；打桩拉、压应力和沉桩能力分析。

（3）Case 法

量测桩顶力和速度（加速度信号积分）时程波形。可估算单桩极限承载力和对桩身结构完整性作出评价。

（4）曲线拟合法

量测桩顶力和速度时程波形。可判定单桩极限承载力、评价桩身结构完整性、估计桩侧与桩端土阻力分布和模拟静荷载试验的 Q-s 曲线。

（5）静-动试桩法

量测桩顶力和位移时程波形。可判定单桩极限承载力。

3.35 声波透射法的基本原理是什么？

声波透射法桩身质量检验是在桩身中预埋测管(钢管或塑料管),管的下口封死,测试时管内充满水或机油作为耦合剂,两管内分别放入声波发射和接收探头,两探头置于同一水平面或保持一定高差,沿测管两探头同时提升或下降(图 3-10),若用手动法,每提升一定距离检测一次,若用自动法,沿桩长提升或下降一次,可以得到声时或波速沿桩长的变化曲线。

声波在正常混凝土中传播速度为 3200～4800m/s 之间。当传播路径上遇到混凝土质量

差，如离析、夹泥等缺陷时，声波将发生衰减，部分声波将绕过缺陷传播，使得传播时间增长，波速减小，即产生漫射现象，若遇有空洞的空气界面将产生反射和散射，使波幅减小；缺陷使混凝土不连续，声波传播路径复杂化，引起波形畸变。所以声波在有缺陷的混凝土中传播时，波幅减小，声时加大（波速降低），波形畸变。

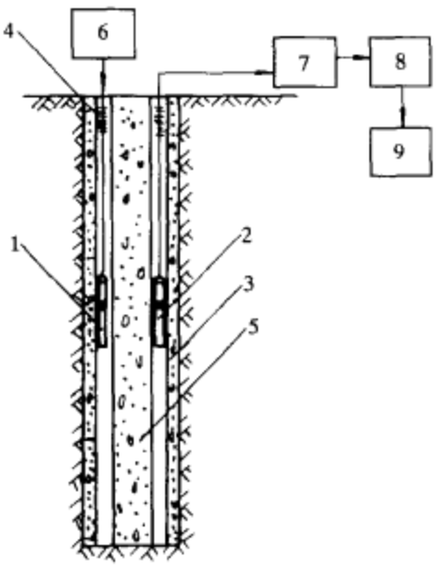


图 3-10　声波透射法检测装置　题 3.35

1—发射探头；2—接收探头；3—测管；4—水耦合剂；5—桩身混凝土；6—发射系统；7—放大器；8—数据采集系统；9—显示器

声波透射法检测桩身混凝土质量的基本物理参量有：

（1）声时或声速

若混凝土均匀，各断面所测得声时值基本相同；桩身有缺陷，缺陷部位对应的声时加大（声速降低）。

（2）频率

超声脉冲穿过混凝土时，各频率成份声波衰减程度不同，高频部分比低频部分衰减大，因而接收信号的主频率向低频端漂移，桩身有缺陷，接收的频率明显降低。

（3）幅值

桩身有缺陷，接收的波幅降低，波形畸变。

根据“超声法检测混凝土缺陷技术规程”(CECS21：2000)根据桩检测结果，可将桩完整性类别分为Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅵ类：

Ⅰ类桩：完整，合格；

Ⅱ类桩：局部小缺陷，基本完整，合格；

Ⅲ类桩：局部严重缺陷，不合格，经工程处理后可使用；

Ⅳ类桩：断桩或严重缺陷，不合格，报废或通过验证确定是否加固使用。

3.36　什么是桩身质量检验的钻芯法？

钻芯法用于检测混凝土灌注桩的桩长；桩身混凝土强度、桩底沉渣厚度和桩完整性；判定或鉴别桩底持力层岩土性状。

“建筑地基基础设计规范”（GB50007—2002）规定，直径大于 0.8m 的混凝土嵌岩桩应采用钻芯法或声波透射法检验桩身质量，抽检数量不少于总桩数的 10%，且每柱下承台的抽检数量不少于 1 根。

钻芯法是对混凝土芯样进行状态和强度检验。状态检验指的是桩身是否有断桩、夹泥、混凝土离析、桩底沉渣厚度及持力层岩土性状。强度检验是切取混凝土芯样进行抗压强度试验，检验混凝土强度等级是否满足设计要求。

钻芯法的钻具应该用单动双管和金刚石钻头，钻头外径不小于 100mm。桩径 $d \leqslant 1.2$m 钻一个孔，$d > 1.2$m ~ 1.6m，钻 2 个孔，$d > 1.6$m 钻 3 个孔。

根据钻芯结果，判定不满足设计要求的桩为：

（1）桩身完整性类别为Ⅳ类的桩；

（2）混凝土芯样抗压强度代表值小于混凝土设计强度等级的桩；

（3）桩长和桩底沉渣不满足设计或规范要求的桩；

（4）桩底持力层岩土性状或厚度未达到设计或规范要求的桩。

桩身完整性类别划分标准为：

Ⅰ类桩：混凝土芯样连续、完整、表面光滑，胶结好，骨料分布均匀，呈长柱状，断口吻合，芯样侧面仅见少量气孔。

Ⅱ类桩：混凝土芯样连续、完整、胶结好、骨料分布基本均匀、呈柱状、断口基本吻合，芯样侧面局部见蜂窝麻面、沟槽。

Ⅲ类桩：大部分混凝土芯样胶结较好，无松散、夹泥或分层现象，但有下列情况之一：①芯样局部破碎且长度不大于10cm；②芯样骨料分布不均匀；③芯样多呈短柱状或块状；④芯样侧面蜂窝麻面、沟槽连续。

Ⅳ类桩：芯样任一段松散、夹泥或分层；芯样局部破碎且长度大于10cm。

3.37 如何进行单桩承载力计算（例题）？

【例】 某预制桩基础，截面尺寸 $0.3\times0.3m^2$，C30混凝土，桩长15m，承台底面埋深2.0m，土层分布如图3-11，试计算单桩承载力设计值。

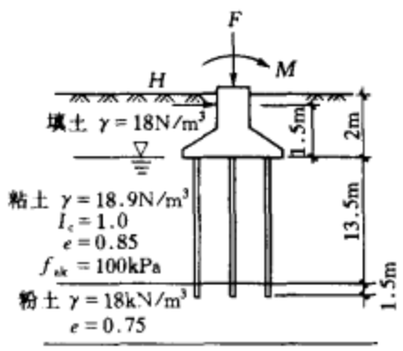


图3-11 例题3.37

【解】 （1）桩身材料强度按式3-24进行计算。当桩轴心受压时：

$$Q \leqslant A_p f_c \psi_c \tag{3-24}$$

式中 Q——单桩竖向力设计值；

f_c——混凝土轴心抗压强度设计值，C30混凝土 $f_c=15N/mm^2$；

ψ_c——工作条件系数，预制桩 $\psi_c=0.75$；

A_p——桩截面积。

$$Q \leqslant 300\times300\times15\times0.75 = 1012.5kN$$

（2）按经验公式计算单桩极限承载力标准值

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u\Sigma q_{sik} l_{si} + q_{pk} A_p \tag{3-25}$$

根据粘土液性指数 $I_l=1.0$ 和孔隙比 $e=0.75$，查“建筑桩基技术规范”（JGJ94—94）表5.2.8-1和表5.2.8-2（本书附录1，以下同）。

粘土，$q_{sik}=36kPa$　粉土，$q_{sik}=64kPa$，$q_{pk}=2100kPa$

单桩极限承载力标准值为：

$$Q_{uk} = 4\times0.3(36\times13.5+64\times1.5)+0.3^2\times2100 = 698.4+189 = 887.4kN$$

单桩极限承载力标准值 $Q_{uk}=887.4kN$

根据JGJ94—94规范表5.2.2，预制桩承载力抗力分项系数 $\gamma_{sp}=1.65$

所以单桩承载力设计值 $R = \dfrac{Q_{uk}}{\gamma_{sp}} = \dfrac{887.4}{1.65} = 538kN$

3.38 如何进行预制桩复合基桩承载力验算（例题）？

【例】 和题3.37同条件，一级桩基，承台上作用竖向轴力设计值 $F=4000kN$，弯矩设计值 $M=400kN\cdot m$，水平力设计值 $H=50kN$，试计算桩数和验算复合基桩承载力是否满足设计要求（假设桩身混凝土强度已满足桩的承载力设计要求）。

【解】 （1）群桩桩数计算

初步拟定承台尺寸为 $2.6\times2.6m^2$

承台及其覆土重（自重分项系数取 1.2），$G=2.6^2\times20\times2\times1.2=324.5kN$

按中心受压确定桩的数量

$$n=\frac{F+G}{R}=\frac{4000+324.5}{538}=8\text{ 根}$$

因荷载偏心，将桩数增加 20%

$n=8\times1.2=9.6$ 根，取 $n=9$ 根，桩距为 1.0m，桩布置如图 3-12。

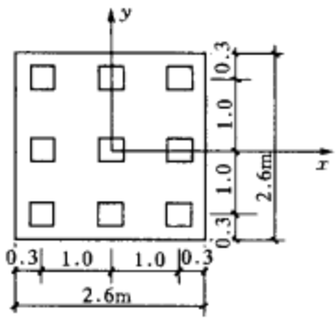


图 3-12　例题 3.38

（2）考虑群桩、土和承台相互作用效应时，复合基桩承载力设计值的计算。

$$R=\eta_s Q_{sk}/\gamma_s+\eta_p Q_{pk}/\gamma_p+\eta_c Q_{ck}/\gamma_c \tag{3-26}$$

群桩距径比 S_a/d，方桩换算成等面积圆形桩 $d=0.34m$，$s_a/d=1.0/0.34=2.94\approx3$

承台宽和桩入土深比值，$B_c/l=2.6/15=0.17$。

查“建筑桩基技术规范”（JGJ94—94）表 5.2.3-1，得：$\eta_s=0.8$（粘土），$\eta_s=1.2$（粉砂）$\eta_p=1.26$（粉土）

承台底土阻力群桩效应系数按式 3-27 计算

$$\eta_c=\eta_c^i\frac{A_c^i}{A_c}+\eta_c^e\frac{A_c^e}{A_c} \tag{7-27}$$

式中　A_c^i、A_c^e——承台内区(外围桩边包络区)、外区的净面积 $A_c^i=2.3\times2.3-0.3^2\times9=4.48m^2$

$A_c^e=0.3\times2.6+0.3\times2.3=1.47m^2$

$A_c=A_c^i+A_c^e=4.48+1.47=5.95m^2$

η_c^i、η_c^e——承台内、外区土阻力群桩效应系数，据 $s_a/d=2.94\approx3$ 和 $B_c/l=0.17$ 值查 JGJ94—94 表 5.2.3-2 得 $\eta_c^i=0.11$，$\eta_c^e=0.63$。

$$\eta_c=0.11\times\frac{4.48}{5.95}+0.63\times\frac{1.47}{5.95}=0.083+0.16=0.24$$

$$Q_{ck}=q_{ck}\cdot A_c/n \tag{3-28}$$

式中　q_{ck}——承台底 1/2 承台宽度深度范围（≤5m）内地基土极限阻力标准值，假设 $q_{ck}=254kPa$。

复合基桩竖向承载力设计值为：

$$R=\eta_s Q_{sk}/\gamma_s+\eta_p Q_{pk}/\gamma_p+\eta_c q_{ck}A_c/n\gamma_c,\ \gamma_s=\gamma_p=1.65,\ \gamma_c=1.7$$

$$=4\times0.3\left[\frac{0.8\times36\times13.5+1.2\times64\times1.5}{1.65}\right]+\frac{1.26\times0.3^2\times2100}{1.65}+$$

$$0.24\times\frac{254\times5.95}{9\times1.7}$$

$$=366.5+144.3+23.7=534.5kN$$

（3）复合基桩竖向力设计值验算

群桩中单桩的平均竖向力为：

$$N=\frac{F+G}{n}=\frac{4000+324.5}{9}=480.5kN$$

$\gamma_0 N \leqslant R$，一级桩基 $\gamma_0 = 1.1$，

$$1.1 \times N = 1.1 \times 480.5\text{kN} = 528.6\text{kN} \leqslant R = 534.5\text{kN}$$

复合基桩最大竖向力设计值为：

$$N_{max} = \frac{F + G}{n} + \frac{M_y X_{max}}{\Sigma x_i^2} = 480.5 + \frac{(400 + 50 \times 1.5) \times 1.0}{6 \times 1.0^2} = 560\text{kN}$$

$$\gamma_0 N_{max} \leqslant 1.2R,$$

$$1.1 \times 560\text{kN} = 616\text{kN} \leqslant 1.2 \times 534.5 = 641.4\text{kN}$$

所以复合基桩竖向力设计值满足要求。

3.39 如何进行灌注桩复合基桩承载力验算（例题）？

【例】 某一级桩基础，承台底埋深 2.5m，承台作用竖向力设计值 $F = 5000\text{kN}$，弯矩设计值 $M = 350\text{kN}\cdot\text{m}$，水平力设计值 $H = 500\text{kN}$，土层分布如图 3-13 所示，采用灌注桩基础，桩径 0.8m，桩长 12.8m，试计算桩数和验算复合基桩承载力是否满足设计要求（假设桩身混凝土强度已满足桩的承载力设计要求）。

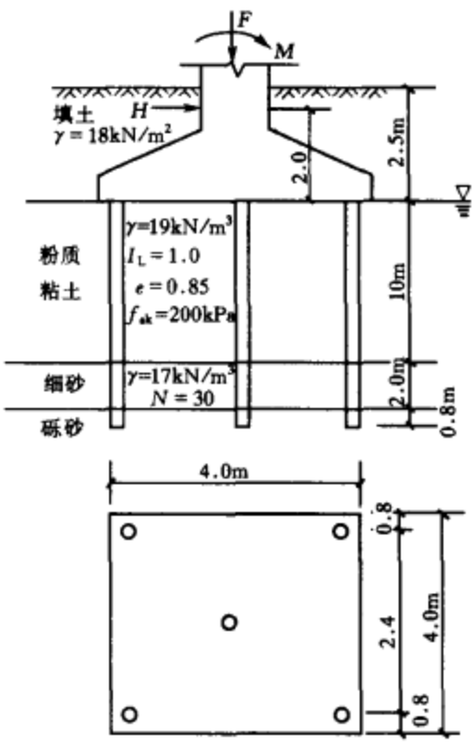


图 3-13 例题 3.39

【解】 （1）计算单桩极限承载力标准值，拟定承台尺寸 $4.0 \times 4.0\text{m}^2$。

承台及其上覆土重（自重荷载分项系数取 1.0）为：

$$G = 4 \times 4 \times 20 \times 2.5 = 800\text{kN}$$

采用泥浆护壁灌注桩，桩径 0.8m，桩长 12.8m，桩尖持力层砾砂层，桩端入持力层 0.8m，桩中心距 2.4m。

根据土参数查 JGJ94—94 表 5.2.8-1 和表 5.2.8-2 得：粉质粘土 $q_{sik} = 25\text{kPa}$，细砂 $q_{sik} = 60\text{kPa}$，砾砂 $q_{sik} = 120\text{kPa}$，$q_{pk} = 2000\text{kPa}$，按经验公式计算单桩极限承载力标准值为：

$$Q_{uk} = u\Sigma q_{sik} l_{si} + q_{pk} A_p = \pi \times 0.8(25 \times 10 + 60 \times 2 + 120 \times 0.8) + 2000 \times \pi \times 0.4^2$$
$$= 1170.6 + 1004.8 = 2175.4\text{kN}$$

查表 3-1（P_{70}），泥浆护壁灌注桩 $\gamma_{sp} = 1.67$

单桩承载力设计值 $R = \dfrac{Q_{uk}}{\gamma_{sp}} = \dfrac{2175.4}{1.67} = 1302.6\text{kN}$

（2）按中心受压确定桩数量

$$n = \frac{F + G}{R} = \frac{5000 + 800}{1302.6} = 4.5\text{ 根}$$

因偏心荷载，将桩数增加 20%，

$n = 4.5 \times 1.2 = 5.3$ 根，取桩数 5 根，桩布置如图 3-13。

(3) 考虑群桩效应，复合基桩承载力设计值计算，当布桩为不规则时，等效距径比为：

$$s_a/d = \sqrt{A_c}/(\sqrt{n} \times d)(\text{圆形桩}) \tag{3-29}$$

式中 A_c——承台总面积 $A_c = 4 \times 4 = 16\text{m}^2$

$$s_a/d = \sqrt{16}/(\sqrt{5} \times 0.8) = 2.2,$$

$B_c/l = 4/12.8 = 0.31$，查 JGJ94—94 表 5.2.3-1 得

粉质粘土 $\eta_s = 0.8$，砂土 $\eta_s = 1.2$，$\eta_p = 1.26$，

承台底土阻力群桩效应系数计算：

A_c^i、A_c^e 为承台内区（外围桩边包络区）和外区的净面积，

$$A_c^i = 3.2^2 - 5 \times 0.5 = 7.74\text{m}^2$$

承台底地基土净面积 $A_c = 4 \times 4 - 5 \times 0.5 = 13.5\text{m}^2$，$A_c^e = A_c - A_c^i = 13.5 - 7.74 = 5.76\text{m}^2$

$$A_c = A_c^i + A_c^e = 7.74 + 5.76 = 13.5\text{m}^2$$

据 $s_a/d = 2.2$，$B_c/l = 0.31$，查 JGJ94—94 表 5.2.3-2。得：

$$\eta_c^i = 0.132, \quad \eta_c^e = 0.63$$

$$\eta_c = \eta_c^i \frac{A_c^i}{A_c} + \eta_c^e \frac{A_c^e}{A_c} = 0.132 \times \frac{7.74}{13.5} + 0.63 \times \frac{5.76}{13.5} = 0.076 + 0.269 = 0.345$$

$$Q_{ck} = q_{ck} A_c / n$$

假设承台底地基土极限承载力标准值 $q_{ck} = 472\text{kPa}$，复合基桩竖向承载力设计值为：

$$R = \eta_s Q_{sk}/\gamma_s + \eta_p Q_{pk}/\gamma_p + \eta_c Q_{ck}/\gamma_c,$$

$Q_{ck} = q_{ck} A_c / n$，$\gamma_s = \gamma_p = 1.60$，$\gamma_c = 1.65$

$$= \pi \times 0.8\left(0.8 \times \frac{25 \times 10}{1.67} + 1.2 \times \frac{60 \times 2}{1.67} + 1.2 \times \frac{120 \times 0.8}{1.67}\right) + 1.26 \times \frac{1004.8}{1.67}$$

$$+ 0.345 \times 472 \times 13.5/5 \times \frac{1}{1.65}$$

$$= 2.51 \times (119.8 + 86.2 + 69) + 758 + 266.5$$

$$= 690.3 + 758 + 266.5 = 1674.8\text{kN}$$

(4) 复合基桩承载力验算

群桩中单桩的平均竖向力设计值为：

$$N = \frac{F + G}{n} = \frac{5000 + 800}{5} = 1160\text{kN}$$

$$\gamma_0 N \leqslant R, \quad \gamma_0 = 1.1(\text{一级桩基})$$

$$1.1 \times 1160 = 1276\text{kN} \leqslant R = 1674.8\text{kN}$$

复合基桩最大竖向力设计值为：

$$N_{max} = \frac{F+G}{n} + \frac{M_y x_{max}}{\Sigma x_i^2} = 1160 + \frac{(350 + 500 \times 2) \times 1.2}{4 \times 1.2^2} = 1160 + 281 = 1441\text{kN}$$

$$\gamma_0 N_{max} \leqslant 1.2R, \gamma_0 N_{max} = 1.1 \times 1441 = 1585\text{kN} \leqslant 1.2 \times 1674.8 = 2010\text{kN}$$

所以复合基桩竖向承载力满足设计要求。

3.40 如何进行群桩基础软弱下卧层承载力验算（例题）？

【例】 条件同题 3.37、题 3.38，一级建筑桩基。群桩持力层下面有淤泥质粘土软弱下卧层，土参数如图 3-14，试验算软弱下卧层的承载力是否满足要求。

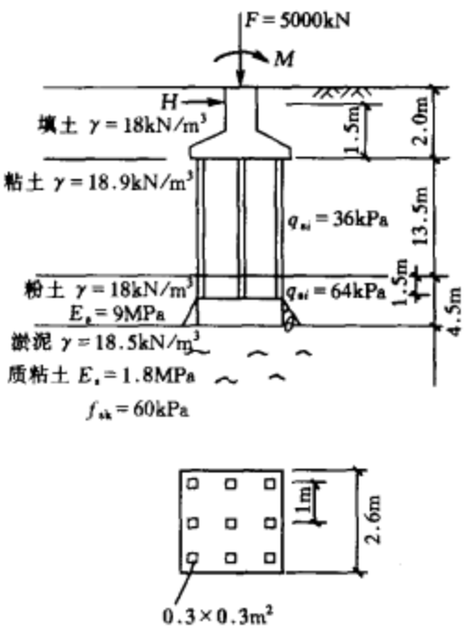


图 3-14 例题 3.40

【解】 对于桩距 $s_a \leqslant 6d$ 群桩基础软弱层顶面附加应力 σ_l 和自重应力之和应满足式 3-30

$$\sigma_Z + r_m Z \leqslant q_{uk}^w / \gamma_q \tag{3-30}$$

$$\sigma_Z = \frac{\gamma_0(F+G) - 2(A_0+B_0) \times \Sigma q_{sik} l_i}{(A_0 + 2t \times \text{tg}\theta)(B_0 + 2t\text{tg}\theta)} \tag{3-31}$$

式中 σ_Z——作用于软弱下卧层顶面的附加应力；

γ_m——软弱层顶面以上各土层重度加权平均值；

Z——地面至软弱顶面的深度；

q_{uk}^w——软弱下卧层经深度修正后的地基极限承载力标准值；

γ_q——地基承载力分项系数，取 $\gamma_q = 1.65$；

A_0、B_0——桩群外缘矩形面积的长、短边长；

θ——桩端硬持力层压力扩散角。

桩端至软弱层顶面距离 $t = 3.0\text{m}$，

$t = 3.0\text{m} \geqslant 0.5B_0 = 0.5 \times 2.3 = 1.15\text{m}$ 和 $E_{s1}/E_{s2} = 9/1.8 = 5$，查 JGJ94—94 表 5.2.13 得 $\theta = 25°$

将桩和桩间土看成一个实体基础，其重为 G，地下水位位于承台底面，桩和土取平均重度 $\gamma = 10\text{kN/m}^3$，实体基础重为：

$$G = 2.6 \times 2.6 \times 20 \times 2.0 + 2.3 \times 2.3 \times 15 \times 10 = 270.4 + 793.5 = 1064\text{kN}$$

$$\gamma_m = \frac{18 \times 2 + 13.5 \times 8.9 + 4.5 \times 8}{2 + 13.5 + 4.5} = 9.6\text{kN/m}^3$$

自重应力 $\gamma_m Z = 9.6 \times 20 = 192\text{kPa}$

$$\Sigma q_{sik} l = 36 \times 13.5 + 64 \times 1.5 = 486 + 96 = 582\text{kN/m}$$

软弱下卧层顶面附加应力 σ_z 为

$$\sigma_z = \frac{1.1(5000 + 1064) - 2(2.3 + 2.3) \times 582}{(2.3 + 2 \times 3 \times \mathrm{tg}25°)(2.3 + 2 \times 3 \times \mathrm{tg}25°)} = \frac{6670 - 5354}{26} = 50.6\mathrm{kPa}$$

按 GB50007—2002 规范进行深度修正，软弱下卧层顶径深度修正后承载力特征值 f_a 为：

$f_a = f_{ak} + \eta_d \gamma_m (d - 0.5) = 60 + 1.0 \times 9.6(20 - 0.5) = 60 + 187.2 = 247.2\mathrm{kPa}$

（淤泥质粘土，查 GB50007—2002 规范表 5.2.4，得 $\eta_d = 1.0$）

$$q_{uk}^{w} = 2 \times f_a = 2 \times 247.2\mathrm{kPa} = 494.4\mathrm{kPa}$$

$\sigma_z + \gamma_m Z = 50.6 + 192 = 242.6\mathrm{kPa} \leqslant q_{uk}^{w}/\gamma_q = 494.4/1.65 = 300\mathrm{kPa}$

软弱下卧层地基承载力满足要求

3.41 如何进行灌注桩单桩水平承载力计算（例题）？

【例】 某灌注桩，桩径 0.8m，桩入土深度 $L = 14\mathrm{m}$，桩身配筋 8 Φ 22，混凝土强度等级 C30，在 $2(d+1) = 3.6\mathrm{m}$ 范围桩周土为粉土，其水平抗力系数的比例系数 $m = 24\mathrm{MN/m^4}$，桩顶作用竖向力设计值 $N = 1608\mathrm{kN}$ 试求单桩水平承载力设计值。

【解】 灌注桩桩径 0.8m，配筋 8 Φ 22，配筋率为 $0.00304\mathrm{m^2}/0.502\mathrm{m^2} = 0.61\% < 0.65\%$，所以单桩水平承载力设计值按式 3-32 进行计算

$$R_h = \frac{\alpha \gamma_m f_t W_0}{\nu_m}(1.25 + 22\rho_g)\left(1 + \frac{\zeta_N N}{\gamma_m f_t A_n}\right) \tag{3-32}$$

式中 R_h——单桩水平承载力设计值；

γ_m——桩截面模量塑性系数，圆形截面 $\gamma_m = 2$；

f_t——桩身混凝土抗拉强度设计值，C30 混凝土，$f_t = 1.43\mathrm{N/mm^2} = 1430\mathrm{kN/m^2}$；

ρ_g——桩身配筋率，该桩为 0.61%；

ν_m——桩身最大弯矩系数；

α——桩的水平变形系数。

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}} \tag{3-33}$$

式中 b_0——桩身计算宽度，$b_0 = 0.9(1.5d + 0.5) = 1.53\mathrm{m}$，

EI——桩身抗弯刚度，$EI = 0.85E_c I_0$

E_c——混凝土弹性模量，C30，$E_c = 3.0 \times 10^4\mathrm{N/mm^2} = 3.0 \times 10^7\mathrm{kN/m^2}$；$I_0$ 为桩身换算截面惯性矩，$I_0 = W_0 d/2$

W_0 为桩身换算截面受拉边缘的表面模最，圆形截面 W_0 为：

$$W_0 = \frac{\pi d}{32}[d^2 + 2(\alpha_E - 1)\rho_g d_0^2]$$

其中 d_0 为扣除保护层的桩直径 $d = 0.8\mathrm{m}$，$d_0 = 0.7\mathrm{m}$，

α_E 为钢筋弹性模量与混凝土弹性模量比值

$$\alpha_E = E_s/E_c = 2.0 \times 10^5/3.0 \times 10^4 = 6.67$$

$$W_0 = \frac{\pi \times 0.8}{32}[0.8^2 + 2(6.67 - 1) \times 0.0061 \times 0.7^2] = 0.053\mathrm{m^3}$$

$$I_0 = W_0 d/2 = 0.053 \times 0.8/2 = 0.021\text{m}^4$$

$$EI = 0.85E_c I_0 = 0.85 \times 3.0 \times 10^7 \times 0.021 = 0.0536 \times 10^7\text{kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}} = \sqrt[5]{\frac{24 \times 10^3 \times 1.53}{0.0536 \times 10^7}} = \sqrt[5]{0.0685} = 0.5851/\text{m}$$

$\alpha h = 0.585 \times 15 = 8.8 > 4$，取 $\alpha h = 4$，查 JGJ94—94 规范表 5.4.2，当桩顶自由时得 $\nu_m = 0.768$，$\nu_x = 2.441$，

A_n 为桩身换算面积，$A_n = \frac{\pi d^2}{4}[1 + (\alpha_E - 1)\rho_g]$

$$A_n = \frac{\pi 0.8^2}{4}[1 + (6.67 - 1) \times 0.0061] = 0.52\text{m}^2$$

ζ_N 为桩顶竖向力影响系数，竖向压力，ζ_N 取 0.5，所以单桩水平承载力设计值为：

$$R_h = \frac{0.585 \times 2 \times 1430 \times 0.053}{0.768} \times (1.25 + 22 \times 0.0061) \times \left(1 + \frac{0.5 \times 1608}{2 \times 1430 \times 0.52}\right)$$
$$= 115.5 \times 1.38 \times 1.54 = 245.5\text{kN}$$

3.42 如何进行预制桩单桩水平承载力计算（例题）？

【例】 某预制桩，截面 $0.3 \times 0.3\text{m}^2$，桩长 15m，C30 混凝土，在地面下 3.0 范围内的桩侧土为粘土，其水平抗力系数的比例系数 $m = 24\text{MN/m}^4$，桩配筋率 1%，试求单桩水平承载力设计值。

【解】 预制桩的单桩水平承载力设计值按式 3-34 进行计算

$$R_h = \frac{\alpha^3 EI}{\nu_x} x_{0a} \tag{3-34}$$

式中 R_h——单桩水平承载力设计值；

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$$

式中 b_0——为桩身计算宽度，$b_0 = 1.5b + 0.5 = 1.5 \times 0.3 + 0.5 = 0.95\text{m}$。

桩身截面惯性矩，$I_0 = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.3 \times 0.3^3}{12} = 0.68 \times 10^{-3}\text{m}^4$

$$EI = 0.85E_c I_0 = 0.85 \times 3 \times 10^7 \times 0.68 \times 10^{-3} = 17340\text{kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}} = \sqrt[5]{\frac{24000 \times 0.95}{17340}} = 1.061/\text{m}$$

$\alpha h = 1.06 \times 15 = 15.874$，查 JGJ94—94 规范，表 5.4.2，桩顶约束条件为自由时，得桩顶水平位移系数 $\nu_x = 2.441$

单桩允许水平位移取 $x_{0a} = 10\text{mm}$

所以单桩水平承载力设计值为：

$$R_h = \frac{\alpha^3 EI}{\nu_x} x_{0a} = \frac{1.06^3 \times 17340}{2.441} \times 10 \times 10^{-3} = 84.6\text{kN}$$

3.43 如何进行群桩基础水平承载力计算（例题）？

【例】 条件同题 3.38 预制桩群桩基础，承台尺寸 2.6m × 2.6m，埋深 2.0m，承台下

9根桩，桩截面尺寸 0.3m × 0.3m；承台高 1.2m，桩间距 1.0m，桩长 15m，C30 混凝土，承台基底以上为填土，基底以下为软塑粘土，水平抗力系数的比例系数 $m = 5.0\text{MN/m}^4$，试求复合基桩的水平承载力设计值。

【解】 （1）求单桩水平承载力设计值。

桩身计算宽度 b_0 为：

$$b_0 = 1.5b + 0.5 = 1.5 \times 0.3 + 0.5 = 0.95\text{m}$$

桩截面惯性矩 $I_0 = \dfrac{bh^3}{12} = \dfrac{0.3 \times 0.3^3}{12} = 0.68 \times 10^{-3}\text{m}^4$

$$EI = 0.85E_cI_0 = 0.85 \times 3 \times 10^7 \times 0.68 \times 10^{-3} = 17340\text{kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}} = \sqrt[5]{\frac{5000 \times 0.95}{17340}} = 0.7721/\text{m}$$

$\alpha h = 0.772 \times 15 = 11.58 > 4$，查 JGJ94—94 规范表 5.4.2，当桩顶约束为铰接时得 $\nu_x = 2.44$

取桩顶允许水平位移，取 $x_{0a} = 10\text{mm}$

所以单桩水平承载力设计值为：

$$R_h = \frac{\alpha^3 EI}{\nu_x} x_{0a} = \frac{0.772^3 \times 17340}{2.44} \times 10 \times 10^{-3} = 32.7\text{kN}$$

（2）求复合基桩水平承载力设计值

复合基桩水平承载力设计值应考虑承台、桩群、土相互作用产生的群桩效应，按式 3-35 确定。

$$R_{hl} = \eta_h R_h \tag{3-35}$$

$$\eta_h = \eta_i\eta_r + \eta_l + \eta_b \tag{3-36}$$

$$\eta_i = \frac{(s_a/d)^{0.015n_2+0.45}}{0.15n_1 + 0.10n_2 + 1.9} \tag{3-37}$$

$$\eta_l = \frac{mx_{0a}B'_ch_c^2}{2n_1n_2R_h} \tag{3-38}$$

$$\eta_b = \frac{\mu P_c}{n_1n_2R_h} \tag{3-39}$$

式中 η_h——群桩效应综合系数；

η_l——承台侧向土抗力效应系数；

η_r——桩顶约束效应系数，$\alpha h = 11.58 \geqslant 4$，位移控制承载力，$\eta_r = 2.05$；

η_i——桩相互影响系数；

η_b——承台底摩阻效应系数；

s_a/d——沿水平荷载方向的距径比，

$s_a/d = 1.0/0.338 = 2.96$（截面 $0.3 \times 0.3\text{m}^2$ 方形桩换算成圆截面桩 $d = 0.338\text{m}$）

n_1，n_2——分别为沿水平荷载方向与垂直于水平荷载方向每排桩中的桩数。

$$n_1 = n_2 = 3$$

B'_c——承台侧向土抗一边的计算宽度

$B'_c = B_c + 1 = 2.6 + 1 = 3.6\text{m}$（$B_c$ 为承台宽度）

h_c——承台高度 $h_c = 1.2\text{m}$。

μ——承台底与基土间的摩擦系数，查 JGJ 94—94 表 5.4.3-2。可塑粘性土 $\mu = 0.25$；

p_c——承台底地基土分担竖向荷载设计值。

$$p_c = \eta_c q_{ck} A_c / \gamma_c$$

根据题 3.38，$\eta_c = 0.24$，$q_{ck} = 254\text{kPa}$，$A_c = 5.95\text{m}^2$，$\gamma_c = 1.7$

$$p_c = 0.24 \times 254 \times 5.95/1.7 = 213.4\text{kN}$$

$$\eta_i = \frac{(2.96)^{0.015\times3+0.45}}{0.15 \times 3 + 0.1 \times 3 + 1.9} = \frac{1.71}{2.65} = 0.645$$

$$\eta_l = \frac{5000 \times 10 \times 10^{-3} \times 3.6 \times 1.2^2}{2 \times 3 \times 3 \times 32.7} = 0.44$$

$$\eta_b = \frac{0.25 \times 213.4}{3 \times 3 \times 32.7} = 0.181$$

$$\eta_h = \eta_i \eta_r + \eta_l + \eta_b \tag{3-40}$$

$$\eta_h = 0.645 \times 2.05 + 0.44 + 0.181 = 1.94$$

所以考虑承台、桩群、土相互作用后，复合基桩的水平承载力设计值为：

$$R_{hl} = \eta_h R_h = 1.94 \times 32.7 = 63.6\text{kN}$$

3.44 如何进行嵌岩桩承载力计算（例题?）

【例】 某冲击成孔嵌岩灌注桩，桩径 0.8m，桩长 20m，桩端持力层为中化风花岗岩，嵌岩深度 2.0m，桩侧土层分布为：0 ~ 2.0m 为吹填砂 $q_{sik} = 30\text{kPa}$，2 ~ 12m 为淤泥，$q_{sik} = 15\text{kPa}$，12 ~ 14m 为粘土 $q_{sik} = 50\text{kPa}$，14 ~ 18m 为强风化花岗岩 $q_{sik} = 120\text{kPa}$，18mm 以下为中风化花岗岩，试计算该嵌岩桩的单桩极限承载力标准值（假设桩身混凝土强度已满足桩的承载力设计要求）。

【解】 嵌岩桩单桩极限承载力标准值按式 3-41 进行计算，由桩周土侧阻，嵌岩段侧阻和端阻三部分组成。

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{rk} + Q_{pk} \tag{3-41}$$

式中 Q_{sk}——桩周土极限侧阻力

$$Q_{sk} = u \sum_{1}^{n} \zeta_{si} q_{sik} l_i \tag{3-42}$$

其中 ζ_{si}为覆盖层第 i 层土的侧阻力发挥系数。

当 $l/d < 30$，桩端为中风化花岗岩并无沉渣时，粘性土、粉土 $\zeta_{si} = 0.8$，砂类土及碎石土 $\zeta_{si} = 0.7$，其余情况 $\zeta_{si} = 1$，对该桩桩侧土为淤泥和粘土，取 $\zeta_{si} = 0.8$，中风化花岗岩，取 $\zeta_{si} = 1$。

Q_{rk}——嵌岩段极限侧阻力；

$$Q_{rk} = u \zeta_s f_{rc} h_r \tag{3-43}$$

其中 f_{rc}——岩石饱和单轴抗压强度标准值，经试验，$f_{rc} = 60000\text{kPa}$；

ζ_s、ζ_p——嵌岩称侧阻力和端阻力修正系数，与嵌岩深径比 h_r/d 有关，$h_r/d = 2.0/0.8 = 2.5$，查 JGJ94—94 规范表 5.2.11 得 $\zeta_s = 0.0675$，$\zeta_p = 0.25$，嵌岩段为中等风化岩，将 ζ_s、ζ_p 乘以 0.9 折减；

Q_{pk}——端阻力。

$$Q_{pk} = \zeta_p f_{rc} A_p \tag{3-44}$$

其中 $\zeta_p = 0.25$，$f_{rc} = 60000\text{kPa}$。

所以嵌岩桩单桩竖向极限承载力标准值为：

$$\begin{aligned} Q_{uk} &= Q_{sk} + Q_{rk} + Q_{pk} \\ &= 2.51 \times (0.8 \times 2 \times 30 + 0.8 \times 10 \times 15 + 0.8 \times 2 \times 50 + 1.0 \times 4 \times 120) \\ &\quad + 2.51 \times 0.0675 \times 0.9 \times 60000 \times 2.0 + 0.25 \times 0.9 \times 60000 \times 0.5 \\ &= 2.51 \times 728 + 2.51 \times 7290 + 0.25 \times 27000 \\ &= 1827.3 + 18298 + 6750 = 26875\text{kN} \end{aligned}$$

嵌岩桩单桩承载力设计值为：

$$R = Q_{uk}/\gamma_{sp} = 26875/1.67 = 16093\text{kN}$$

3.45 如何进行桩水平承载力地基土水平抗力系数的比例系数值的计算（例题）？

【例】 某灌注桩，桩径 1.0m，桩长 12m，C25 混凝土，配筋率 0.65%，桩顶下 2（d + 1）的范围内为可塑状粉土，该桩进行多循环加卸载水平力静载试验，从水平力～水平位移曲线上得到单桩水平临界荷载 $H_{cr} = 500\text{kN}$，相应的水平位移 $x_{cr} = 5.96\text{mm}$，试计算地基土水平抗力系数的比例系数值。

【解】 地基土水平抗力系数的比例系数值由式 3-45 进行计算

$$m = \frac{(H_{cr}\nu_x / x_{cr})^{5/3}}{b_0 (EI)^{2/3}} \tag{3-45}$$

式中 m——地基土水平抗力系数的比例系数，该数值为地面以下 2（d + 1）m 深度内各土层综合值；

H_{cr}——单桩水平临界荷载；

x_{cr}——单桩水平临界荷载对应的位移；

b_0——桩身计算宽度；

$$b_0 = 0.9(1.5d + 0.5) = 0.9(1.5 \times 1.0 + 0.5) = 1.8\text{m},$$

ν_x——桩顶水平位移系数。

假定 $m = 20\text{MN/m}^4$，试算 α

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$$

$EI = 0.85E_cI_0$，$d_0 = 1.0 - 0.1 = 0.90\text{m}$（保护层厚度 50mm）

$$\alpha_E = \frac{2.0 \times 10^5}{2.8 \times 10^4} = 7.14$$（C25 混凝弹性模量为 $2.8 \times 10^4\text{N/mm}^2$，钢筋弹性模量为 $2.0 \times 10^5\text{N/mm}^2$）

$$W_0 = \frac{\pi d}{32}[d^2 + 2(\alpha_E - 1)\rho_g d_0^2] = \frac{\pi \times 1.0}{32}[1.0^2 + 2(7.14 - 1)0.0065 \times 0.9^2]$$

$$= 0.104\text{m}^3$$

$$I_0 = W_0 d/2 = 0.104 \times 1.0/2 = 0.052\text{m}^4$$

$$EI = 0.85 E_c I_0 = 0.85 \times 2.8 \times 10^7 \times 0.052 = 0.124 \times 10^7 \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{20000 \times 1.8}{0.124 \times 10^7}} = 0.491/\text{m}$$

$\alpha h = 0.49 \times 12 = 5.89 > 4.0$。查 JGJ94—94 规范表 5.4.2 得桩顶水平位移系数 $\nu_x = 2.441$（桩顶自由）。

所以 $m = \dfrac{(H_{cr}\nu_x/x_{cr})^{5/3}}{b_0 (EI)^{2/3}} = \dfrac{(500 \times 2.441/5.96 \times 10^{-3})^{5/3}}{1.8 \times (0.124 \times 10^7)^{2/3}} = \dfrac{(204.8 \times 10^3)^{5/3}}{1.8 \times 11434.5} = \dfrac{705790324}{20582.1}$

$= 34291\text{kN/m}^4 = 34.3\text{MN/m}^4$

由实际的 m 计算 α

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}} = \sqrt[5]{\frac{34291 \times 1.8}{0.124 \times 10^7}} = 0.551/\text{m}$$

$\alpha h = 0.55 \times 12 = 6.56 > 4.0$。$\nu_x = 2.441$ 正确

所以地基土水平抗力系数的比例系数 $m = 34.3\text{MN/m}^4$

3.46 如何进行大直径桩竖向承载力计算（例题）？

【例】 某人工挖孔灌注桩，桩径 $d = 1.0\text{m}$（包括护壁厚 0.1m）扩底直径 $D = 1.6\text{m}$，扩底高度 1.2m，桩长 10.5m，桩端持力层砂卵石，桩端入持力层 0.5m，地下水位地面下 0.5m，桩周土层分布为 0～2.3m 填土，2.3m～6.3m 为粘土，$N_{10} = 20 \sim 104$，$N_{63.5} = 5 \sim 25$；6.3m～8.6m 为粉质粘土，$N_{10} = 20 \sim 48$，$N_{63.5} = 4 \sim 15$；8.6m～9.7m 为粘土；9.7m～10.0m 为细砂，10.0m 以下为砂卵石，试计算单桩极限承载力标准值（假设桩身混凝土强度已满足桩的承载力设计要求）。

【解】 大直径桩（$d \geqslant 800\text{mm}$）单桩竖向极限承载力标准值按式 3-46 进行计算。

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u\Sigma\psi_{si} q_{sik} l_{si} + \psi_p q_{pk} A_p \qquad (3\text{-}46)$$

式中 q_{sik}——桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值；

q_{pk}——桩径为 0.8m 的极限端阻力标准值；

ψ_{si}、ψ_p——大直径桩侧阻、端阻尺寸效应系数，查 JGJ94—94 规范表 5.2.8-1 和表 5.2.9-1 桩极限侧阻和端阻力标准值为：①填土 $q_{sik} = 20\text{kPa}$；②粘土 $q_{sik} = 50\text{kPa}$；③粉质粘土 $q_{sik} = 40\text{kPa}$，④细砂 $q_{sik} = 60\text{kPa}$；⑤砂卵石 $q_{pk} = 5000\text{kPa}$

查 JGJ94—94 表 5.2.9-2 大直径灌注桩侧阻和端阻尺寸效应系数 ψ_{si} 和 ψ_p 为：

桩侧为粘性土和粉土 $\psi_{si} = 1$。

桩底为砂卵石 $\psi_p = \left(\dfrac{0.8}{D}\right)^{1/3} = \left(\dfrac{0.8}{1.6}\right)^{1/3} = 0.794$

在计算侧阻力时，扩底桩变截面以下不计侧阻力，桩径取护壁外直径，所以单桩极限承载力标准值为：

$$Q_{uk} = 3.14 \times 1.0 \times 1.0(20 \times 2.3 + 50 \times 4.0 + 40 \times 2.3 + 50 \times 0.7) + 0.794 \times 5000 \times 2.0$$

$$= 1171.2 + 7940 = 9111.2\text{kN}$$

3.47 如何计算扩底桩单桩抗拔承载力（例题）?

【例】 条件同题3.46，二级建筑桩基，要求单桩抗拔承载力设计值为900kN，试验算该桩抗拔承载力是否满足设计要求（假设桩体本身抗压强度已满足要求）?

【解】 单桩抗拔极限承载力标准值按式3-47进行计算

$$U_k = \Sigma\lambda_i q_{sik} u_i l_i \tag{3-47}$$

式中 U_k——单桩抗拔极限承载力标准值；

u_i——破坏表面周长，JGJ94—94规范表5.2.18-1规定扩底桩破坏表面周长，自桩底起算的长度 $l_i \leqslant 5d$ 时，$u_i = \pi D$，$l_i > 5d$ 时，$u_i = \pi d$，该扩底桩从桩底往上5.0m的 $u_i = \pi D = \pi \times 1.6 = 5.02$m，其余5.5m桩长，$u_i = \pi d = 3.14$m；

λ_i——抗拔系数，查JGJ94—94规范表5.2.18-2。

对于粘性土、粉土，$\lambda = 0.7 \sim 0.8$，当 $l/d = 10.5/1.0 = 10.5 < 20$，$\lambda$ 取小值，λ 取0.7；砂土 $\lambda = 0.5$

所以单桩抗拔极限承载力标准值为：

$$\begin{aligned} U_k &= 0.7(20 \times 3.14 \times 2.3 + 50 \times 3.14 \times 3.2) + 0.7(50 \times 5.02 \times 0.8 \\ &\quad + 40 \times 5.02 \times 2.3 + 50 \times 5.02 \times 1.1) + 0.5 \times 60 \times 5.02 \times 0.8 \\ &= 0.7 \times 646.8 + 0.7 \times 938.7 + 120.5 \\ &= 1230.4\text{kN} \end{aligned}$$

单桩抗拔承载力标准值应满足式3-48。

$$\gamma_0 N \leqslant U_k/\gamma_s + G_p \tag{3-48}$$

式中 N——上拔力设计值；

γ_0——建筑桩基重要性系数，二级建筑 $\gamma_0 = 1.0$；

γ_s——桩抗拔侧阻抗力分项系数，查JGJ94—94规范表5.2.2，大直径灌注桩 $\gamma_s = 1.65$。

G_p——单桩、（土）自重设计值。

地下水位 -0.5m，水位以下桩、土重度为10kN/m³，混凝土重度为24kN/m³，水下混凝土重度为14kN/m³

$$\begin{aligned} G_p &= 24 \times 3.14 \times 0.5^2 \times 0.5 + 14 \times 3.14 \times 0.5^2 \times 5 + 10 \times 3.14 \times 0.8^2 \times 5 \\ &= 9.42 + 54.95 + 100.5 = 164.9\text{kN} \\ \gamma_0 N &= 1.0 \times 900 \leqslant U_k/\gamma_s + G_p = 1230.4/1.65 + 164.9 \\ &= 745.7 + 164.9 = 911\text{kN} > 900\text{kN} \end{aligned}$$

所以该桩抗拔承载力设计值满足要求

3.48 如何进行钢管桩承载力计算（例题）

【例】 某钢管桩，桩外径0.9m，壁厚14～36mm，桩长67m。入土深度35m，桩端为带隔板开口桩（$n = 2$），该桩为海上平台钢管桩，泥面下0～5m为淤泥，$q_{sik} = 0$；5m～11m为粉细砂，$q_{sik} = 17.5$kPa；11m～17m为粘土 $q_{sik} = 45$kPa；17m～30m为粉细砂，$q_{sik} = 100$kPa，30m～40m为粉细砂，$q_{sik} = 92$kPa，桩端持力层为粉细砂 $q_{pk} = 4500$kPa，试计算钢管桩的极限承载力标准值。

【解】 （1）钢管桩单桩竖向极限承载力标准值按式 3-49 进行计算。

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = \lambda_s u \Sigma q_{sik} l_i + \lambda_p q_{pk} A_p \tag{3-49}$$

式中 q_{sik}、q_{pk}——桩侧阻和端阻极限标准值；

λ_p——桩端闭塞效应系数；

带隔板的半敞口钢管桩，以等效值径 d_e 代替 d_s 确定 λ_s、λ_p，

$d_e = d_s/\sqrt{n} = 0.9/\sqrt{2} = 0.64\text{m}$，$d_s$ 为管桩外径，

当 $h_b/d_s \geqslant 5$ 时，h_b 为桩端进入持力层深度。

$h_b = 5\text{m}$，$h_b/d_e = 5/0.64 = 7.8 \geqslant 5$

$\lambda_p = 0.8\lambda_s$

λ_s——侧阻挤土效应系数，查 JGJ94—94 规范表 5.2.10，带隔板开口桩，用 d_0 代替 d_s，$d_e = 0.64\text{m}$，插入法得 $\lambda_s = 0.972$

$$\lambda_p = 0.8\lambda_s = 0.8 \times 0.972 = 0.78$$

所以钢桩极限承载力标准值为

$$Q_{uk} = 0.972 \times 2.826(17.5 \times 6 + 45 \times 6 + 100 \times 13 + 92 \times 5) + 0.78 \times 4500 \times 0.636$$

$$= 0.972 \times 6033.5 + 0.78 \times 2862 = 5864.5 + 2232.4 = 8097\text{kN},$$

该桩进行竖向静荷载试验，最大加载 $Q_{max} = 9600\text{kN}$，相应沉降 $s = 84\text{mm}$；单桩极限承载力 $Q_{uk} = 8800\text{kN}$，相应沉降 54mm；承载力特征值 $R = 4400\text{kN}$，相应沉降 $s = 18\text{mm}$。

根据经验参数法计算单桩极限承载力标准值比静荷载试验单桩极限承载力标准值小 8%。

（2）打入式钢管桩应按下列公式验算桩身局部压曲

当 $d_s > 600\text{mm}$ 时，$0.388E\dfrac{t}{d_s} \leqslant f_y$ (3-50)

当 $d_s \geqslant 900\text{mm}$ 时，除满足式 3-50 外还应满足式 3-51

$$14.5E\left(\frac{t}{d_s}\right)^2 \leqslant f_y \tag{3-51}$$

式中 E——钢材弹性模量；$E = 2 \times 10^3\text{kN/cm}^2$

f_y——钢材屈服强度设计值；$f_y = 21\text{kN/cm}^2$

t——钢管桩壁厚；$t = 14 \sim 36\text{mm}$，取 14mm

d_s——钢管桩外径。$d_s = 90.0\text{cm}$

$$0.388 \times 2 \times 10^3 \times \frac{1.4}{90} = 12\text{kN/cm}^2 \leqslant 21\text{kN/cm}^2$$

$$14.5 \times 2 \times 10^3 \times \left(\frac{1.4}{90}\right)^2 = 7.0\text{kN/cm}^2 \leqslant 21\text{kN/cm}^2$$

该钢管桩局部压曲满足设计要求。

3.49 存在液化土层时，如何计算单桩竖向承载力（例题）？

【例】 某预制桩，桩截面 0.4m × 0.4m，桩长 12m，C30 混凝土，配筋率 1%，桩周土层分布 0 ~ 2.0m 粉质粘土，$I_L = 0.6$，2.0m ~ 8.0m 粉细砂，在 4m、5m、6m 和 7m 处进行标准贯入试验，其 $N_{63.5}$ 分别为 9、8、13 和 12；8.0 ~ 12 为中粗砂，在 9m、10m 和 11m

处进行标贯试验，$N_{63.5}$分别为 19、21 和 30，地下水位地面下 1.0m，8 度地震区，设计分组第一组，试计算该桩的单桩极限承载力标准值。

解：（1）计算液化判别标准贯入击数临界值，由式 3-52 进行计算

$$N_{cr} = N_0[0.9 + 0.1(d_s - d_w)]\sqrt{3/\rho_c} \tag{3-52}$$

由表 3-3，8 度地震，第一设计地震分组，$N_0 = 10$

$\rho_c = 3$，$d_w = 1.0$m，计算不同标贯点的 $N_{c\gamma}$为

$$N_{cr4} = 10[0.9 + 0.1(4 - 1)] = 12 \quad \lambda_N = \frac{N_{63.5}}{N_{cr}} = \frac{9}{12} = 0.75$$

$$N_{cr5} = 10[0.9 + 0.1(5 - 1)] = 13 \quad \lambda_N = \frac{8}{13} = 0.62$$

$$N_{cr6} = 10[0.9 + 0.1(6 - 1)] = 14 \quad \lambda_N = \frac{13}{14} = 0.93$$

$$N_{cr7} = 10[0.9 + 0.1(7 - 1)] = 15 \quad \lambda_N = \frac{12}{15} = 0.8$$

$$N_{cr9} = 10[0.9 + 0.1(9 - 1)] = 17$$

$$N_{cr10} = 10[0.9 + 0.1(10 - 1)] = 18$$

$$N_{cr11} = 10[0.9 + 0.1(11 - 1)] = 19$$

所以 2.0m ~ 8.0m 饱和粉细砂 4 个标贯点 $N_{63.5}$皆小于临界值 $N_{c\gamma}$，该粉细砂会产生液化，而 8m ~ 12m 的饱和中粗砂，3 个标贯点 $N_{63.5}$皆大于 $N_{c\gamma}$，不产生液化。

（2）确定液化折减系数 ψ_l

根据 JGJ94—94 规范表 5.2.12 查得 4m 处 $\psi_l = 1/3$，5m 处 $\psi_l = 1/3$，6m 处 $\psi_l = 2/3$，7m 处 $\psi_l = 1/3$。

（3）计算单桩极限承载力标准值

由 JGJ94—94 规范表 5.2.8-1 和 5.2.8-2，粉质粘土 $q_{sik} = 55$kPa，粉细砂 $q_{sik} = 25$kPa，中粗砂 $q_{sik} = 60$kPa，$q_{pk} = 5500$kPa，所以不考虑液化的单桩极限承载力标准值为：

$$Q_{uk} = 0.4 \times 4(2.0 \times 55 + 6.0 \times 25 + 4.0 \times 60) + 5500 \times 0.16 = 800 + 880 = 1680\text{kN}$$

考虑土层液化时的单桩竖向极限承载力标准值为：

$$Q_{uk} = 0.4 \times 4\left[2.0 \times 55 + (3 - 2) \times 25 + (4.5 - 3) \times 25 \times \frac{1}{3} + (5.5 - 4.5) \times 25 \times \frac{1}{3}\right.$$
$$\left. + (6.5 - 5.5) \times 25 \times \frac{2}{3} + (8 - 6.5) \times 25 \times \frac{1}{3} + 4 \times 60\right] + 0.4^2 \times 5500$$
$$= 0.16 \times 425 + 880 = 948\text{kN}$$

3.50 存在液化土层时，如何计算单桩水平承载力（例题）？

【例】 条件同题 3.49，试计算考虑粉细砂液化层时的水平承载力。

【解】 在 $h_m = 2(d + 1)$ 范围内存在粉质粘土和粉细砂两种土，查 JGJ94—94 规范表 5.4.5 得，粉质粘土水平抗力系数的比例系数 $m \approx 5.0\text{MN/m}^4$，粉细砂 $m \approx 10\text{MN/m}^4$。

$h_m = 2(d + 1)$，方桩 0.4×0.4 换算等面积圆形桩，$d = 0.45$m，$h_m = 2(0.45 + 1) = 2.9$m，按 JGJ94—94 规范附录 B 式 B-1 计算在 h_m 范围内的综合 m 值，其中粉细砂的 m 值应乘以 $\psi_l = 1/3$ 系数（JGJ94—94 规范表 5.2.12）

$$m = \frac{m_1 h_1^2 + m_2(2h_1 + h_2)h_2}{h_m^2} \tag{3-53}$$

$$= \frac{5 \times 2.0^2 + 10 \times 1/3(2 \times 2.0 + 0.9) \times 0.9}{2.9^2} = \frac{20 + 14.7}{8.41} = 4.131\text{MN/m}^4$$

$$b_0 = 1.5b + 0.5 = 1.5 \times 0.4 + 0.5 = 1.1\text{m}$$

方形桩 $I_0 = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.4 \times 0.4^3}{12} = 0.0021\text{m}^4$

$$EI = 0.85E_0I_0 = 0.85 \times 3 \times 10^7 \times 0.0021 = 53550\text{kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}} = \sqrt[5]{\frac{4131 \times 1.1}{53550}} = 0.6111/\text{m}$$

$\alpha h = 0.616 \times 12 = 7.4 > 4$，查 JGJ94—94 规范表 5.4.2，桩顶铰接得 $\nu_x = 2.441$，取桩顶允许位移 $x_{0a} = 10\text{mm}$

所以单桩水平承载力设计值为：

$$R_h = \frac{\alpha^3 EI}{\nu_X} x_{0a} = \frac{0.611^3 \times 53550}{2.441} \times 10 \times 10^{-3} = 50\text{kN}$$

3.51 如何计算灌注桩负摩阻力引起的下拉荷载（例题）？

【例】 某灌注桩，桩径 0.8mm，桩顶位于地面下 2.0m，桩长 8.5m，土层分布如图 3-15，当水位由 -2m 降至 -7.0m 后，试求单桩负摩阻力引起的下拉荷载。

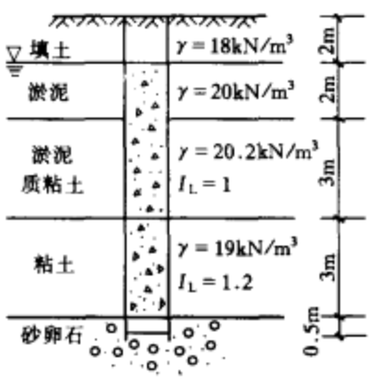


图 3-15 例题 3.51

【解】 该桩桩周的淤泥和淤泥质粘土可能会引起桩侧负摩阻力，桩端持力层为砂卵石，属端承型桩，应考虑负摩阻力引起桩的下拉荷载 Q_g

单桩负摩阻力 q_{si}^n 按式 3-54 进行计算

$$q_{si}^n = \zeta_n \sigma'_i \tag{3-54}$$

其中 σ'_i 为桩周第 i 层土平均竖向有效应力

$$\sigma'_i = p + \gamma'_i z_i$$

其中 p 为超载，该桩桩顶距地面 2.0m，桩顶以上土的自重应力近似当为超载 p

$$p = \gamma Z = 18 \times 2 = 36\text{kN/m}^2$$

桩长范围内压缩层厚度 $L_0 = 8\text{m}$

由 JGJ94—94 规范表 5.2.16-2 中性点深度 l_n 为

$$l_n/l_0 = 0.9,\ l_n = 0.9l_0 = 0.9 \times 8 = 7.2\text{m}$$

其中 l_n、l_0、为中性点深度和桩周沉降变形土层下限深度。

由 JGJ94—94 规范表 5.2.16-1，负摩阻力系数为：饱和软土、ζ_n 取 0.2 粘性土，ζ_n 取 0.3。

深度 2m ~ 4m，淤泥，$\sigma'_1 = 18 \times 2 + 2 \times 20 \times \frac{1}{2} = 56\text{kPa}$，$q_{s1}^n = 0.2 \times 56 = 11.2\text{kPa}$

深度 4m ~ 7m，淤泥质粘土，$\sigma'_2 = \left(18 \times 2 + 20 \times 2 + 20.2 \times 3 \times \frac{1}{2}\right) = 106.3\text{kPa}$，$q_{s2}^n = 0.2 \times 106.3 = 21.26\text{kN}$，

深度 7m ~ 9.2m 粘土，$\sigma'_3 = \left(18\times2+20\times2+20.2\times3+9\times2.2\times\frac{1}{2}\right) = 146.5\text{kPa}$，$q^n_{s3} = 0.3 \times 146.5 = 44\text{kN}$，

基桩下拉荷载为 $Q^n_g = \eta_n u \sum_1^n q^n_{si} l_i$

式中 n——中性点以上土层数；

l_i——中性点以上各土层厚度；

η_n——负摩阻力桩群效应系数，取 $\eta_n = 1.0$；

q^n_{si}——第 i 层土桩侧负摩阻力标准值。

$Q^n_g = 1.0 \times 2.51(11.2 \times 2.0 + 21.26 \times 3 + 44 \times 2.2) = 2.51 \times 183 = 495.3\text{kN}$

所以考虑负摩阻力引起基桩下拉荷载为 495.3kN

3.52 如何进行桩基沉降计算（例题）？

【例】 某灌注桩基础，桩径 0.8m，桩长 15m，桩间距 2.4m，桩端持力层粗砂，竖向荷载设计值 $F = 5000\text{kN}$，桩端以下土层分布如图 3-16，试求桩基础沉降。

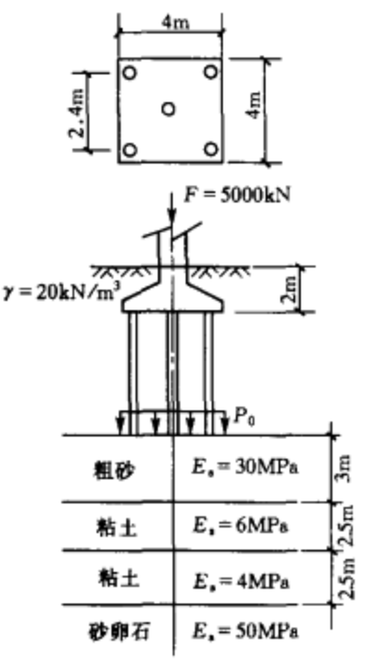


图 3-16 例题 3.52

解：桩基础沉降按式 3-55 和式 3-56 进行计算

$$s = \psi\psi_e s' \tag{3-55}$$

$$s' = \sum_{j=1}^{m} P_{oj} \sum_{i=1}^{n} \frac{Z_{ij}\alpha_{ij} - Z_{(i-1)j}\alpha_{(i-1)j}}{E_{si}} \tag{3-56}$$

式中 s——桩基最终沉降量；

s'——按分层总和法计算的桩基沉降量；

ψ——桩基沉降计算经验系数，对非软土地区和软土地区桩端有良好持力层时 $\psi = 1$；软土地区且桩端无良好持力层，当桩长 $l \leqslant 25\text{m}$ 时，$\psi = 1.7$；桩长 $l > 25\text{m}$ 时 $\psi = (5.9l - 20) / (7l - 100)$；

ψ_e——桩基等效沉降系数

m——角点法计算点对应的矩形荷载分块数；

p_{oj}——角点法计算点对应的第 j 块矩形底面长期效应组合的附加压力

n——桩基沉降计算深度范围内所划分的土层数；

E_{si}——等效作用底面以下第 i 层土的压缩模量；

$Z_{ij}Z_{(i-1)_j}$——桩端平面第 j 块荷载至第 i 的层土、第 $i-1$ 层底面的距离；

α_{ij}、$\alpha_{(i-1)_j}$——桩端平面第 j 块荷载计算点至第 i 层土，第 $i-1$ 层土底面深度范围内平均附加应力系数；

（1）附加压力计算

承台底平均压力为：

$$p = \frac{F + G}{A} = \frac{5000 + 4 \times 4 \times 2 \times 20}{4 \times 4} = 352.5\text{kPa}$$

其等效作用附加应力近似取承台底平均附加压力 p_0

$$p_0 = p - \gamma_m d = 352.5 - 20 \times 2 = 312.5\text{kPa}$$

（2）沉降计算，S'的计算按“地基基础设计规范”（GB50007—2002）进行。

沉降计算如表 3-4，矩形面积上均布荷载作用下角点的平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ 查 GB50007—2002 规范表 K.0.1-2 得到。

桩基沉降计算　　表 3-4

Z /m	l/b	Z/b	$\bar{\alpha}$	$Z\bar{\alpha}$	$Z\bar{\alpha}_i - Z_{i-1}\alpha_{i-1}$	E_{si} /MPa	s'_i /mm	$\Sigma s'_i$ /mm
0	1.0	0	$4 \times 0.25 = 1.0$	0				
3.0	1.0	1.5	$4 \times 0.1991 = 0.7964$	2.389	2.389	30	24.9	24.9
5.5	1.0	2.75	$4 \times 0.1451 = 0.5804$	3.192	0.803	6	41.8	66.7
8.0	1.0	4.0	$4 \times 0.1114 = 0.4456$	3.565	0.373	4	29.1	95.8
8.4	1.0	4.2	$4 \times 0.1073 = 0.4292$	3.605	0.04	50	0.25	96.05
9.0	1.0	4.5	$4 \times 0.1018 = 0.4072$	3.665	0.06	50	0.38	96.4

（3）确定沉降计算深度 Z_n（按 GB50007—2002 规范确定沉降计算深度）

$Z = 9.0\text{m}$ 深度范围内的计算沉降量 $\Sigma s' = 96.4$，相应于 $Z = 8.4\text{m}$ 至 9m，（按 GB50007—2002 规范表 5.3.6，$\Delta z = 0.6\text{m}$，向上取 0.6m）土层的计算沉降 $s'_i = 0.38\text{mm} \leqslant 0.025 \times 96.4\text{mm} = 2.41\text{mm}$，满足 $s'_n \leqslant 0.025 \sum_1^n s'_i$ 要求。

（4）确定桩基等效沉降系数 ψ_e

按 JGJ94—94 规范规定

$$\psi_e = C_0 + \frac{n_b - 1}{C_1(n_b - 1) + C_2} \tag{3-57}$$

式中　n_b——矩形布桩的短边布桩数，布桩不规则按 $\eta_b = \sqrt{nB_C/L_C}$，当 n_b 计算值小于 1 时，取 $n_b = 1$；

C_0、C_1、C_2 ——根据群桩不同距径比（桩中心距与桩径之比），S_a/d、长径比 l/d 及基础长宽比 L_c/B_c 查 JGJ94—94 附录 H；

L_c、B_c、n ——分别为矩形承台的长、宽及总桩数。

$$n_b = \sqrt{nB_c/L_c} = \sqrt{5 \times 4/4} = 2.24$$

$$S_a/d = \sqrt{A_e}/(\sqrt{n}d) = \sqrt{4 \times 4}/(\sqrt{5} \times 0.8) = 4/1.79 = 2.24$$

式中　A_e——桩基承台总面积。

由 $S_a/d = 2.24$，$l/d = 15/0.8 = 18.8$ 和 $L_c/B_c = 1$ 查 JGJ94—94 规范附录 H 表 H-1 用插入法得：$C_0 = 0.0793$，$C_1 = 1.518$，$C_2 = 8.780$

$$\psi_e = 0.0793 + \frac{2.24 - 1}{1.518(2.24 - 1) + 8.780} = \frac{1.24}{10.66} + 0.0793 = 0.116 + 0.0793 = 0.196$$

（5）确定桩基沉降计算经验系数 ψ

对非软土和桩端有良好持力层，ψ 取 1.0。

（6）桩基沉降

$$s = \psi\psi_e s' = 1.0 \times 0.196 \times 96.4 = 18.9\text{mm},$$

3.53 已知桩身轴力图为梯形分布，如何计算侧阻力分布（例题）？

【例】 某基桩长 l_0，桩周长为 U 其中上段在软土层中，下段在粉土层中，桩尖持力层为卵砾石，桩顶受竖向荷载 Q，已知桩轴力沿桩长分布如图 3-17 试求桩侧阻力沿桩身分布。

解：已知桩身的轴力分布图，可以建立轴力沿桩身分布方程，桩身 $0 \sim 0.6l_0$

$$Q_z = Q_0\left(1 + \frac{Z}{3l_0}\right) \tag{3-58}$$

$$\begin{cases} \text{当 } Z = 0 \text{ 时}, Q_Z = Q_0 \\ \text{当 } Z = 0.6l_0 \text{ 时}, Q_Z = 1.2Q_0 \end{cases}$$

桩身 $0.6l_0 \sim l_0$

$$Q_Z = Q_0\left(1.2 + \frac{0.6l_0 - Z}{l_0}\right) \tag{3-59}$$

$$\begin{cases} \text{当 } Z = 0.6l_0 \text{ 时}, Q_Z = 1.2Q_0 \\ \text{当 } Z = l_0 \text{ 时}, Q_Z = 0.8Q_0 \end{cases}$$

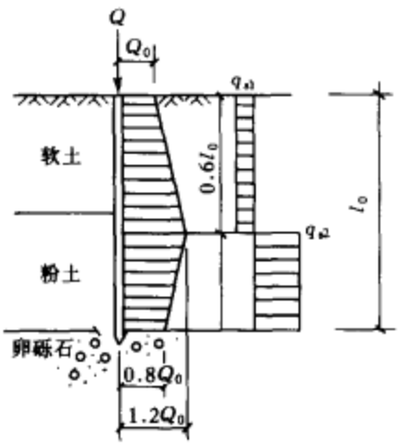


图 3-17 例题 3.53

根据桩、土荷载传递机理，桩身轴力和侧阻力关系由式 3-60 表示。

$$q_Z = \frac{-1}{U}\frac{dQ_Z}{dZ} = \frac{-EA}{U}\frac{d^2S_Z}{dZ^2} \tag{3-60}$$

式中 q_Z——沿桩身分布侧阻力；

Q_Z——沿桩身分布轴力；

U——桩周长；

E——桩材料弹性模量；

A——桩截面积；

S_Z——沿桩身轴向位移。

将式 3-58 和式 3-59 代入式 3-60 得：

桩身在软土层侧阻力分布为：

$$q_{s1} = \frac{-1}{U}\frac{Q_0}{3l_0}$$

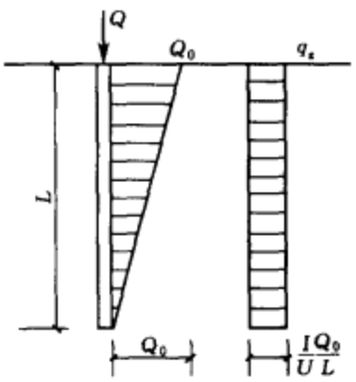


图 3-18 例题 3.54

桩身在粉土层侧阻力分布为。

$$q_{s2} = \frac{1}{U}\frac{Q_0}{l_0}$$

3.54 已知桩身轴力为三角形分布，如何求侧阻分布（例题）？

【例】 已知桩身轴力为梯形分布，如图 3-18 所示，试求侧阻力沿桩身分布。

【解】 已知轴力沿桩身分布图为三角形，可以建立方

程为：

$$Q_Z = Q_0\left(1 - \frac{Z}{L}\right)$$

$$\begin{cases} \text{当 } Z = L \text{ 时}, Q_Z = 0 \\ \text{当 } Z = 0 \text{ 时}, Q_Z = Q_0 \end{cases}$$

将 Q_Z 代入式 3-60 进行微分得，

$$q_z = \frac{-1}{U}\frac{\mathrm{d}Q_Z}{\mathrm{d}z} = \frac{-1}{U}\frac{Q_0}{L},$$

所以当桩轴力沿桩身分布为三角形时，其侧阻力沿桩身分布为常量（矩形）。

3.55 如何设计承台尺寸和桩长（例题）？

【例】 某二级建筑柱下独立桩基，桩基竖向力设计值 $F = 8740\text{kN}$，承台及承台上土重设计值 $G = 260\text{kN}$，承台埋深 2.0m，场地土层分布：0～28m 为粘土，孔隙比 $e = 0.82$，重度 $\gamma = 18\text{kN/m}^3$，地基土极限承载力 $q_{ck} = 240\text{kPa}$；28m～32.2m 为中砂，中密；32.2m～33.2m 淤泥质土；33.2m～40m 为粉质粘土，地下水位地面下 3.0m，采用泥浆护壁钻孔灌注桩，桩径 $d = 0.6\text{m}$，桩数 4 根，试设计桩长、承台尺寸和确定桩基承载力

【解】 以中砂层为桩端持力层，桩端入砂层 1.0m，桩长 $L = 27\text{m}$，桩距 $S_a = 2.5d = 1.5\text{m}$，

（1）承台尺寸 $A_c \times B_c = (2.5d + 2 \times d)^2 = 2.7 \times 2.7 = 7.29\text{m}^2$

（2）计算复合基桩承载力设计值 R

$$R = \eta_s Q_{sk}/\gamma_s + \eta_p Q_{pk}/\gamma_p + \eta_c Q_{ck}/\gamma_c$$

$$Q_{sk} = u\Sigma q_{sik} l_i$$

$$Q_{pk} = q_{pk} A_p$$

$$Q_{ck} = q_{ck} A_c/n$$

查 JGJ94—94 表 5.2.8-1 及表 5.2.8-2 得：

粉土，$q_{sik} = 50\text{kPa}$，中砂 $q_{sik} = 60\text{kPa}$，$q_{pk} = 1700\text{kPa}$。

$$Q_{sk} = \pi d(25 \times 50 + 1 \times 60) = 3.14 \times 0.6(1360) = 2562\text{kN}。$$

$$Q_{pk} = 1700 \times 3.14 \times 0.6^2/4 = 480\text{kN}$$

查 JGJ94—94 表 5.2.3-1 和表 5.2.3-2 得：

$S_a/d = 1.5/0.6 = 2.5$，$B_C/l = 2.7/27 = 0.1$，

$\eta_s = 1.20$；$\eta_p = 1.26$；$\eta_c^i = 0.11$，$\eta_c^e = 0.63$

$$A_c^i = (1.5 + 0.6)^2 - 4 \times 0.2826 = 4.41 - 1.13 = 3.28$$

$$A_c^e = 2.7^2 - 4.41 = 2.88\text{m}^2$$

$$A_c = A_c^i + A_c^e = 3.28 + 2.88 = 6.16\text{m}^2$$

$$\eta_c = \eta_c^i \frac{A_c^i}{A_c} + \eta_c^e \frac{A_c^e}{A_c} = 0.11 \times \frac{3.28}{6.16} + 0.63 \times \frac{2.88}{6.16} = 0.0586 + 0.295 = 0.353$$

$Q_{ck} = q_{ck}A_c/n = 240 \times 6.16/4 = 370\text{kPa}$

查表 3-1，得 $\gamma_s = \gamma_p = 1.67$，$\gamma_c = 1.65$

$$R = \eta_s Q_{sk}/\gamma_s + \eta_p Q_{pk}/\gamma_p + \eta_c Q_{ck}/\gamma_c$$
$$= 1.2 \times 2562/1.67 + 1.26 \times 480/1.67 + 0.353 \times 370/1.65 = 2278\text{kN}$$

(3) 验算复合基桩竖向力设计值

$\gamma_0 N \leqslant R$，$\gamma_0 = 1.0$(二级桩基)

$$N = \frac{F + G}{n} = \frac{8740 + 260}{4} = 2250\text{kN}$$

$1.0 \times 2250 = 2250\text{kN} \leqslant R = 2278\text{kN}$

所以复合基桩竖向力设计值满足要求。

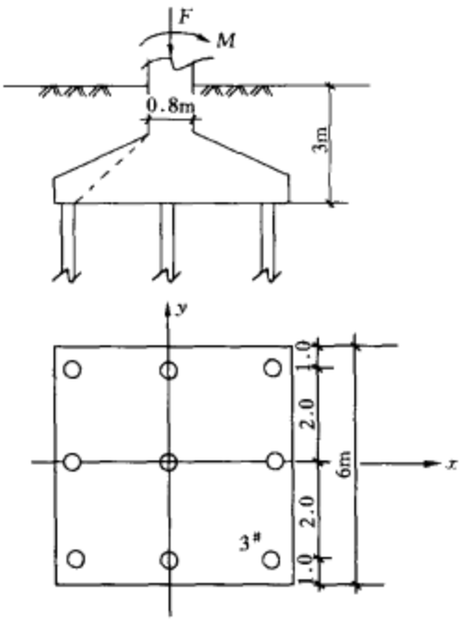


图 3-19　例题 3.56

3.56　如何进行灌注桩基础计算（例题)?

【例】　某一级建筑灌注桩基（图 3-19），由上部结构传至基础顶面的竖向荷载设计值 $F = 8\text{MN}$，弯矩设计值 $M = 1.2\text{MN}\cdot\text{m}$，采用泥浆护壁钻孔灌注桩，桩径 $d = 0.6\text{m}$，桩长 16m，桩间距 $S = 2.0\text{m}$，承台 $6 \times 6\text{m}^2$，各土层的桩基设计参数见表 3-5。

桩基础设计参数　　表 3-5

土层编号	土层厚度/m	q_{sik}/kPa	q_{pk}/kPa	土性	土层编号	土层厚度/m	q_{sik}/kPa	q_{pk}/kPa	土性
1	5	30		粉质粘土	4	4	40		细砂
2	5	25		粘土	5	10(桩端入持力层 2m)	50	2500	粗砂
3	3	35		粉土					

试回答下列问题：

(1) 单桩桩侧总极限摩阻力标准值为多少?

(2) 单桩极限端阻力标准值为多少?

(3) 由竖向荷载设计值引起的 3# 桩的竖向力设计值为多少?

(4) 由竖向荷载设计值和弯矩设计值共同引起 3# 桩的竖向力设计值为多少?

(5) 根据“建筑桩基技术规范”(JGJ 94—94) 的规定，验算承台抗冲切承载力时，作用在由柱边至桩顶内边缘形成冲切破坏锥体的冲切力的设计值为多少?

(6) 在不考虑承台效应条件下，桩基竖向承载力设计值为多少?

(7) 桩基承台受弯计算的最大弯矩为多少?

【解】　(1) 单桩桩侧总极限摩阻力标准值为：

$$Q_{sk} = u\Sigma l_i q_{sik} = 1.88(2 \times 30 + 5 \times 25 + 3 \times 35 + 4 \times 40 + 2 \times 50) = 1034\text{kN}$$

(2) 单桩极限端阻力标准值为：

$$Q_{pk} = A_p q_{pk} = 0.28 \times 2500 = 700\text{kN}$$

（3）3#桩承担的竖向力设计值为：

$$N = \frac{F + d \times b^2 \times \gamma_G}{n} = \frac{8000 + 3 \times 36 \times 20}{9} = 1129\text{kN}$$

（4）由竖向力和弯矩设计值共同引起的3#桩的竖向力设计值为：

$$N = \frac{F + G}{n} + \frac{Mx_i}{\Sigma x_i^2} = 1129 + \frac{1200 \times 2}{6 \times 2^2} = 1129 + 100 = 1229\text{kN}$$

（5）在冲切破坏锥体内的桩只有1根，所以作用于冲切破坏锥体上的冲切力设计值为

$$F_i = F - \Sigma Q_i = 8000 - \frac{8000}{9} = 7111\text{kN}$$

（6）不考虑承台效应条件下，桩基中单桩承载力设计值为

$$R = \eta_s Q_{sk}/\gamma_s + \eta_p Q_{pk}/\gamma_p$$

$$B_c/l = 6/16 = 0.375 \approx 0.4 \qquad s_a/d = 2/0.6 = 3.33$$

从JGJ 94—94规范表5.2.3-1查得。$\eta_s = 1.17$，$\eta_p = 1.23$

从JGJ 94—94规范表5.2.2查得桩基竖向承载力抗力分项系数 $\gamma_s = \gamma_p = 1.67$

$$R = 1.17 \times 1034/1.67 + 1.23 \times 700/1.67 = 724.4 + 515.6 = 1240\text{kN}$$

（7）承台受弯最大弯矩计算

$$M_y = \Sigma N_i x_i$$

式中 M_y——垂直 y 轴方向计算截面处的弯矩设计值。

x_i——垂直 y 轴方向自桩轴线到相应计算截面的距离。

N_i——第 i 桩竖向净反力设计值。

受弯截面取在柱边，弯矩由3根桩的竖向净反力设计值组成，由桩中心至计算截面距离为 $2 - 0.4 = 1.6\text{m}$，

竖向净反力设计值为

$$N_i = \frac{F}{n} + \frac{Mx_i}{\Sigma x_i^2} = \frac{8000}{9} + \frac{1200 \times 2}{6 \times 2^2} = 888.9 + 100 = 988.9\text{kN}$$

$$M = \sum_1^3 N_i x_i = 3 \times 988.9 \times 1.6 = 4746.7\text{kN} \cdot \text{m}$$

3.57 如何进行桩承台冲切承载力验算（例题）？

【例】 如图3-20所示桩基，竖向荷载设计值 $F = 16500\text{kN}$，建筑桩基重要性系数 $\gamma_0 = 1$，承台混凝土强度等级为C35（$f_t = 1.57\text{MPa}$），按《建筑桩基技术规范》（JGJ 94—94）计算承台受柱冲切的承载力，

图中尺寸：

$b_c = h_c = 1.0\text{m}$；$b_{x1} = b_{y1} = 6.4\text{m}$；$h_{01} = 1\text{m}$；$h_{02} = 0.6\text{m}$；$b_{x2} = b_{y2} = 2.8\text{m}$；$c_1 = c_2 = 1.2\text{m}$；$a_{1x} = a_{1y} = 0.6\text{m}$；

【解】　按 JGJ 94—94 规范 5.6.6 条，承台受冲切承载力按式 3-61、3-62、3-63 计算

$$\gamma_0 F_l \leqslant \alpha f_t u_m h_0 \tag{3-61}$$

$$F_l = F - \Sigma Q_i \tag{3-62}$$

$$\alpha = \frac{0.72}{\lambda + 0.2} \tag{3-63}$$

式中　F_l——作用于冲切破坏锥体的冲切力设计值；

f_t——承台混凝土抗拉强度设计值；

u_m——冲切破坏锥体的一半有效高度处的周长；

h_0——承台冲切破坏锥体的有效高度；

α——冲切系数；

λ——冲跨比，$\lambda = a_0/h_0$，a_0 为冲跨，即柱（墙边或承台变阶处到桩边的水平距离，当 $a_0 < 0.2h_0$ 时，取 $a_0 = 0.2h_0$，当 $a_0 > h_0$ 时，取 $a_0 = h_0$

F——作用于柱底的竖向荷载设计值；

ΣQ_i——冲切破坏锥体范围内各基桩的净反力设计值之和。

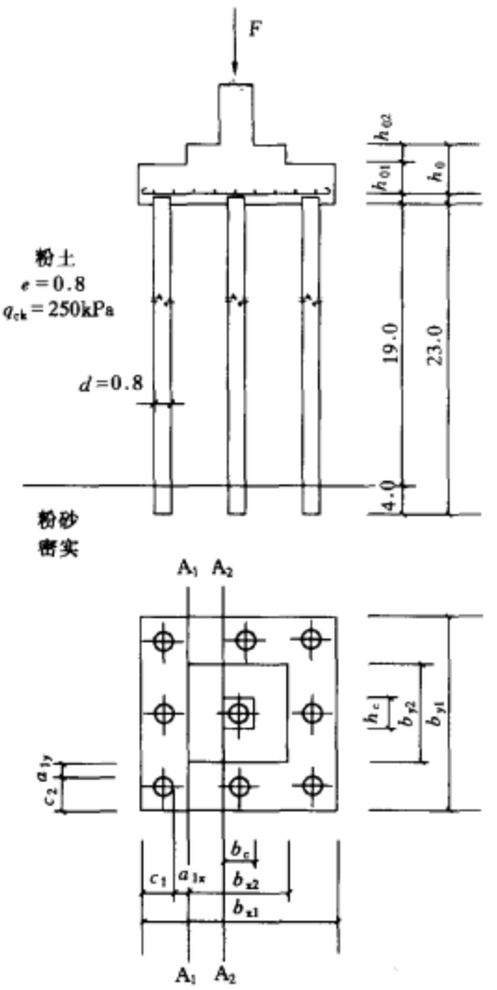


图 3-20　例题 3.57

冲切破坏锥体范围内仅有一根桩。

$$\Sigma Q_i = 16500/9 = 1833\text{kN}$$

$$F_l = F - \Sigma Q_i = 16500 - 1833 = 14667\text{kN}$$

$$h_0 = h_{01} + h_{02} = 1.0 + 0.6 = 1.6\text{m}$$

$$\lambda_{0x} = \lambda_{0y} = a_0/h_0 = 1.5/1.6 = 0.9375$$

$$\alpha_{0x} = \alpha_{0y} = \frac{0.72}{\lambda + 0.2} = \frac{0.72}{0.9375 + 0.2} = 0.633$$

C 35混凝土，抗拉强度设计值 $f_t = 1.57\text{MPa}$。

对柱下矩形独立承台受柱冲切的承载力可按式 3-64 计算

$$\gamma_0 F_l \leqslant 2[\alpha_{0x}(b_c + \alpha_{0y}) + \alpha_{0y}(h_c + \alpha_{0x})]f_t h_0 \tag{3-64}$$

式中　h_c、b_c——柱截面长、短边尺寸；

α_{0x}——自柱长边到最近桩边的水平距离；

α_{0y}——自柱短边到最近桩边的水平距离。

$$\alpha_{0x} = \alpha_{0y} = \frac{b_{x2} - b_c}{2} + a_1 x = \frac{2.8 - 1.0}{2} + 0.6 = 1.5\text{m}$$

$$\lambda_{0x} = \lambda_{0y} = a_0/h_0 = 1.5/1.6 = 0.9375$$

$$\alpha_{0x} = \alpha_{0y} = \frac{0.72}{\lambda + 0.2} = \frac{0.72}{0.9375 + 0.2} = 0.633$$

式 3-64 右项为　$2\ [0.633\ (1.0+1.5)\ +0.633\ (1.0+1.5)]\ \times 1.57 \times 1.6$

$$= 2 \times 2 \times 1.583 \times 1.57 \times 1.6 = 15.91\text{MN} = 15910\text{kN} > \gamma_0 F_l$$

$= 1.0 \times 14667 = 14667\text{kN}$

承台冲切承载力满足要求。

3.58 如何进行群桩基础基桩最大竖向力设计值计算（例题）？

【例】 某多层建筑物，柱下采用桩基础，建筑桩基安全等级为二级，传至承台顶面设计荷载 $F = 1512\text{kN}$，$M = 46.6\text{kN}\cdot\text{m}$，$H = 36.8\text{kN}$，试按“建筑桩基技术规范”（JGJ 94—94）计算基桩桩顶最大竖向力设计值。

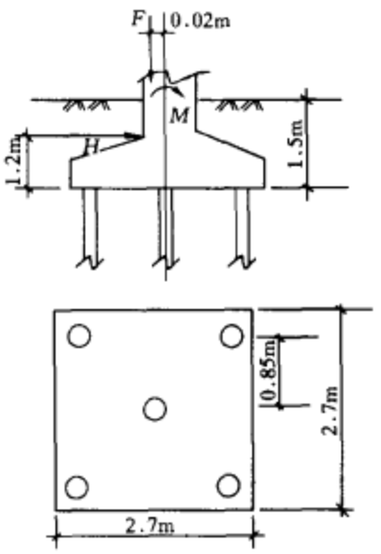


图 3-21 例题 3.58

【解】

$$F = 1512\text{kN}$$

$$M = 46.6 - 1512 \times 0.02 + 36.8 \times 1.2$$

$$= 90.76 - 30.24 = 60.52\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$G = 2.7 \times 2.7 \times 1.5 \times 20 \times 1.2 = 218.7\text{kN} \times 1.2 = 262.4\text{kN}$$

$$N_{\max} = \frac{F + G}{n} + \frac{M_y x_i}{\Sigma x_i^2}$$

$$= \frac{1512 + 262.4}{5} + \frac{60.52 \times 0.85}{4 \times 0.85^2}$$

$$= 354.9 + 17.8 = 372.7\text{kN}$$

所以群桩的基桩桩顶最大竖向力设计值 $N_{\max} = 372.7\text{kN}$

3.59 如何进行桩端带隔板的钢管桩承载力计算（例题）？

【例】 某工程场地，地表以下深度 2m～12m 为粘性土，桩极限侧阻力标准值 $q_{s1k} = 50\text{kPa}$；12m～20m 为粉土，$q_{s2k} = 60\text{kPa}$；20m～30m 为中砂，$q_{s3k} = 80\text{kPa}$；$q_{pk} = 7000\text{kPa}$；采用直径 0.8m 钢管桩，$L = 21\text{m}$，桩顶位于地面以下 2.0m，桩端入持力层 3m，试计算敞口钢管桩桩端带十字形隔板的单桩竖向极限承载力标准值。

【解】 等效直径 $d_e = d_s/\sqrt{n} = 0.8/\sqrt{4} = 0.4\text{m}$（十字隔板 $n = 4$）。

$d_e = d_s = 0.4\text{m} \leqslant 0.6\text{m}$，根据 JGJ 94—94 规范表 5.2.10，$\lambda_s = 1$。

$$h_b/d_s = 3/0.4 = 7.5$$

$$\lambda_p = 0.8\lambda_s = 0.8 \times 1.0 = 0.8$$

$$Q_{uk} = \lambda_s u \Sigma q_{sik} l_i + \lambda_p q_{pk} A_p$$

$$= 1.0 \times 3.14 \times 0.8\ (50 \times 10 + 60 \times 8 + 80 \times 3) + 0.8 \times 7000 \times 0.5$$

$$= 3065 + 2800 = 5865\text{kN}$$

3.60 如何按“建筑桩基技术规范”（JGJ 94—94）计算桩基础的沉降（例题）？

【例】 某建筑物，建筑桩基安全等级为二级，场地地层土性如表 3-6，柱下桩基础采用 9 根预制桩，截面积 $0.4 \times 0.4\text{m}^2$，桩间距 2.0m，桩长 22m，承台面积 $4.8 \times 4.8\text{m}^2$，承台埋深 2.0m，假设传至承台底面长期效应组合的附加压力 $p_0 = 400\text{kPa}$。计算沉降压缩层厚度为 9.6m，桩基沉降计算经验系数 $\psi = 1.5$，试计算桩基的最终沉降量。

场地地层条件及主要土层物理力学指标　　表 3-6

层序	土层名称	层底深度/m	厚度/m	含水量	天然重度	孔隙比	塑性指数	粘聚力、内摩擦角（固快）		压缩模量	桩极限侧阻力标准值
				ω（%）	γ_0（kN/m³）	e	I_p	c/kPa	φ/°	E_s/MPa	q_{sik}/kPa
①	填土	1.20	1.20		18						
②	粉质粘土	2.00	0.80	31.7	18.0	0.92	18.3	23.0	17.0		
④	淤泥质粘土	12.00	10.00	46.6	17.0	1.34	20.3	13.0	8.5		28
⑤－1	粘土	22.70	10.70	38	18.0	1.08	19.7	18.0	14.0	4.50	55
⑤－2	粉砂	28.80	6.10	30	19.0	0.78		5.0	29.0	15.00	100
⑤－3	粉质粘土	35.30	6.50	34.0	18.5	0.95	16.2	15.0	22.0	6.00	
⑦－2	粉砂	40.00	4.70	27	20.0	0.70		2.0	34.5	30.00	

注：地下水位离地表为 0.5m

【解】 桩基沉降按下式进行计算

$$s = \psi\psi_e p_0 \Sigma \frac{Z_i\bar{\alpha}_i - Z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}}{E_{si}}$$

$$\psi_e = c_0 + (n_b - 1)/[c_1(n_b - 1) + c_2]$$

$$n_b = \sqrt{\frac{nB_c}{L_c}} = \sqrt{9 \times 1} = 3, \quad S_a/d = 2/0.4 = 5, \quad l/d = 22/0.4 = 55$$

根据 JGJ 94—94 规范表 H-5，得 $c_0 = 0.0335$，$c_1 = 1.6055$，$c_2 = 8.613$

$\psi_e = 0.0335 + (3-1) / [1.6055 (3-1) + 8.613] = 0.0335 + 0.169 = 0.2026$，沉降计算见表 3-7。

沉　降　计　算　　表 3-7

层序	桩端下 Z/m	l/b	z/b	$\bar{\alpha}$	$Z\bar{\alpha}$	$Z_i\bar{\alpha}_i - Z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}$	E_{si}/MPa	Δ'_{si}/mm	$\Sigma\Delta'_{si}$/mm
	0	1.0	0	$4 \times 0.25 = 1.0$	0				
⑤$_2$	4.8	1.0	2.0	$4 \times 0.1746 = 0.6984$	3.352	3.352	15	89.4	89.4
⑤$_3$	9.6	1.0	4.0	$4 \times 0.1114 = 0.4456$	4.278	0.926	6	61.7	151.1

$$s = 1.5 \times 0.2026 \times 151.1 = 45.9\text{mm}$$

3.61　如何计算预制桩负摩阻力的下拉荷载（例题）？

【例】 已知预制桩截面 $0.3 \times 0.3\text{m}^2$，桩长 22m，桩顶位于地面下 2.0m，场地地层条件见表 3-6，当地下水由 0.5m 下降至 5m 时，按 JGJ 94—94 规范计算桩基础基桩由于负摩

阻力引起的下拉荷载。

【解】 由土层分布知，土层④层和⑤$_1$层将产生固结沉降而引起负摩阻力，压缩层厚度为 22 - 1.3 = 20.7m，

由 JGJ 94—94 规范表 5.2.16-2，持力层为中密粉砂的中性点 $l_n/l_0 = 0.7$，$l_n = 0.7l_0 = 0.7 \times 20.7 = 14.5$m，从地面起算中性点位置 $l_n = 14.5 + 2.0 = 16.5$m，

由表 5.2.16-1 得负摩阻力系数，淤泥质粘性土 ζ_n 取 0.2，粘土取 0.3，深度 2m ~ 5m，淤泥质粘土，$\sigma_1^n = \gamma'_1 Z_1 = \frac{1}{2} \times 2 \times 18 \times 2 + 3 \times 17/2) = 61.5$，$q_1^n = \zeta_1 \sigma_1^i = 0.2 \times 61.5 = 12.3$kPa。深度 5m ~ 12m，淤泥质粘土。$\sigma_2^i = \gamma'_i Z_i = 2 \times 18 + 3 \times 17 + \frac{1}{2} \times 7 \times 7 = 111.5$kPa。

$$q_2^n = \zeta_2 \sigma_2^i = 0.2 \times 111.5 = 22.3\text{kPa}。$$

深度 12m ~ 16.5m（16.5m 为中性点位置）

$$\sigma_3^i = \gamma'_i Z_i = 2 \times 18 + 3 \times 17 + 7 \times 7 + \frac{1}{2} \times 4.5 \times 8 = 154\text{kPa}$$

$$q_3^n = \zeta_3 \sigma_3^i = 0.3 \times 154 = 46.2\text{kPa}$$

基桩由于负摩阻引起的下拉荷载标准值按下式计算

$$Q_g^n = \eta_n u \sum_1^n q_{si}^n l_i \qquad \text{单桩 } \eta_n = 1$$

$$Q_g^n = 1 \times 1.2(12.3 \times 3 + 22.3 \times 7 + 46.2 \times 4.5) = 1.2 \times 400.9 = 481.1\text{kN}$$

3.62 如何按“建筑桩基技术规范”（JGJ 94—94）计算基桩抗拔极限承载力（例题）？

【例】 某建筑桩基安全等级为二级的建筑物，地下室采用一柱一桩，基桩上拔力设计值为 800kN，采用预制方桩，截面 0.4 × 0.4m^2，桩长 22m，桩顶位于地面下 6m，土层分布同表 3-6，试计算基桩抗拔极限承载力标准值。

【解】 基桩抗拔极限承载力按下式计算

$$U_k = \Sigma \lambda_i q_{sik} u_i l_i$$

根据 JGJ 94—94 规范表 5.2.18-2，抗拔系数 λ_i，

粘土和粉土 $\lambda_i = 0.7 \sim 0.8$，砂土 $\lambda_i = 0.5 \sim 0.7$

深度 6m ~ 12m，　淤泥质粘土，$\lambda_i = 0.8$

深度 12m ~ 22.7m，　粘土 $\lambda_i = 0.8$

深度 22.7m ~ 28m，　粘砂 $\lambda_i = 0.7$

$$U_k = 0.8 \times 1.6 \times 28 \times 6 + 0.8 \times 1.6 \times 55 \times 10.7 + 0.7 \times 1.6 \times 100 \times 5.3$$

$$= 215 + 753.3 + 593.6 = 1561.9\text{kN}$$

3.63 如何计算非端承桩复合基桩竖向承载力设计值（例题）？

【例】 某建筑桩基安全等级为二级的建筑物，柱下采用 6 根预制方桩，桩截面积 0.4 × 0.4m^2，桩长 22m，桩顶位于地面下 2.0m，假定由经验法估算得到单桩总的极限侧阻力标准值为 1500kN，极限端阻力为 700kN，承台底部为厚层粉土，其极限承载力标准值为 180kPa，考虑桩群、土、承台相互作用效应，试计算非端承桩复合基桩竖向承载力设计值

（侧、端阻群桩效应系数 $\eta_s = 0.96$，$\eta_p = 1.11$，承台土阻力群桩效应系数 $\eta_c^i = 0.18$。$\eta_c^e = 0.88$）

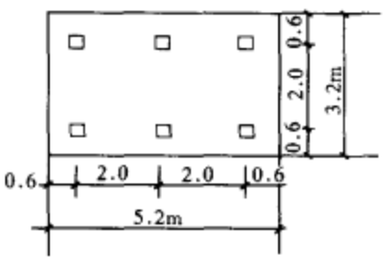


图 3-22　例题 3.63

【解】　承台内区净面积

$$A_c^i = 4.4 \times 2.4 - 6 \times 0.4 \times 0.4 = 9.6\text{m}^2$$

承台底地基土净面积。

$$A_c = 5.2 \times 3.2 - 6 \times 0.4 \times 0.4 = 15.68\text{m}^2$$

承台外区净面积

$$A_c^e = 15.68 - 9.6 = 6.08\text{m}^2$$

承台底阻力、群桩效应系数

$$\eta_c = \eta_c^i \frac{A_c^i}{A_c} + \eta_c^e \frac{A_c^e}{A_c} = 0.18 \times \frac{9.6}{15.68} + 0.88 \times \frac{6.08}{15.68} = 0.11 + 0.34 = 0.45$$

承台底地基土总极限阻力标准值

$$Q_{ck} = q_{ck} A_c / n = 180 \times 15.68/6 = 470.4\text{kN}$$

复合基桩承载力设计值为：

$$R = \eta_s Q_{sk}/\gamma_s + \eta_p Q_{pk}/\gamma_p + \eta_c Q_{ck}/\gamma_c = 0.96 \times 1500/1.65 + 1.11 \times 700/1.65$$

$$+ 0.45 \times 470.4/1.7 = 872.7 + 470.9 + 124.5 = 1468\text{kN}$$

3.64　如何计算挡土桩的水平阻滑力（例题）？

【例】　某填方挡土墙基础下，设置单排打入式预制桩，桩截面积 $0.4 \times 0.4\text{m}^2$，桩长 5.5m，桩距 1.2m，地基土水平抗力系数的比例常数 $m = 10^4\text{kN/m}^4$，桩顶约束条件按自由端考虑，试计算按水平位移 $x_{0a} = 10\text{mm}$ 控制的每根阻滑桩能对每延米挡土墙提供的水平阻滑力（桩身抗弯刚度 $EI = 5.08 \times 10^4\text{kN} \cdot \text{m}^2$）

【解】　根据 JGJ 94—94 规范，估算打入式预制桩单桩水平承载力设计值为：

$$R_h = \frac{\alpha^3 EI}{\nu_x} x_{0a}$$

桩水平变形系数

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$$，桩计算宽度 $b_0 = 1.5b + 0.5 = 1.5 \times 0.4 + 0.5 = 1.1\text{m}$

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{10^4 \times 1.1}{5.08 \times 10^4}} = \sqrt[5]{0.217} = 0.737$$，$\alpha h = 0.737 \times 5.5 = 4.05$

由 JGJ 94—94 规范表 5.4.2 查得 $\nu_x = 2.441$

每根桩能提供水平承载力设计值为：

$$R_h = \frac{0.737^3 \times 5.08 \times 10^4}{2.441} \times 10 = 83.3\text{kN}$$

每根阻滑桩对每延米挡土墙提供阻滑力为：

$$F = \frac{83.3}{1.2} = 69.4\text{kN/m}$$

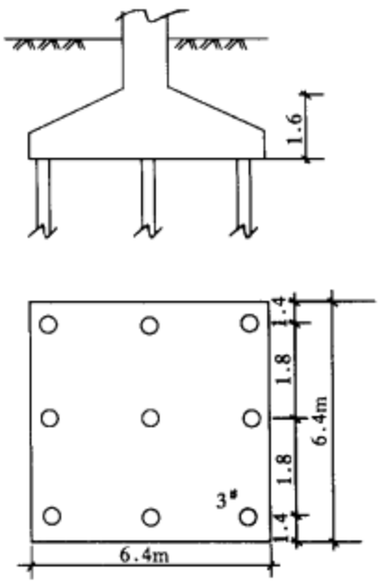


图 3-23　例题 3.65

3.65　如何按“建筑桩基技术规范”（JGJ 94—94）计算复合基桩的水平承载力设计值（例题）?

【例】　某桩基础桩径 0.6m，桩距 1.8m，桩侧土水平抗力系数 $m = 20\text{MN/m}^4$，承台侧面土水平抗力系数的比例系数 $m = 10\text{MN/m}^4$，承台底与地基土间的摩擦系数 $\mu = 0.3$，建筑桩基重要性系数 $\gamma_0 = 1$，承台地基土分担竖向荷载 $P_c = 1364\text{kN}$，单桩 $\alpha h > 4.0$，其水平承载力设计值 $R_h = 150\text{kN}$，承台允许水平位移 $x_{0a} = 6\text{mm}$，试计算复合基桩水平承载力设计值。

【解】　复合基桩水平承载力设计值应考虑由承台、桩群、土相互作用产生的群桩效应，按下式计算

$$R_{hl} = \eta_h R_h$$

$$\eta_h = \eta_i \eta_r + \eta_l + \eta_b \,,\ S_a/d = 1.8/0.6 = 3 \,,\ B'_c = B_c + 1 = 6.4 + 1 = 7.4\text{m}$$

$$h_c = 1.6\text{m} \,,\ n_1 = n_2 = 3$$

$$\eta_i = \frac{(S_a/d)^{-0.015n_2+0.45}}{0.15n_1 + 0.10n_2 + 1.9} = \frac{(3)^{(0.015\times3+0.45)}}{0.15\times3 + 0.1\times3 + 1.9} = \frac{1.72}{2.65} = 0.65$$

$$\eta_l = \frac{mx_{0a}B'_c h_c^2}{2n_1 n_2 R_h} = \frac{10\times10^3\times0.006\times7.4\times1.6^2}{2\times3\times3\times150} = \frac{0.114\times10^4}{2700} = 0.422$$

$$\eta_b = \frac{\mu P_c}{n_1 n_2 R_h} = \frac{0.3\times1364}{3\times3\times150} = 0.303$$

根据 JGJ 94—94 规范表 5.4.3-1，桩顶约束效应系数 η_r

$$\eta_r = 2.05$$

$$\eta_h = \eta_i \eta_r + \eta_r + \eta_b = 0.65\times2.05 + 0.422 + 0.303 = 2.06$$

所以复合基桩水平承载力设计值为：

$$R_{hl} = \eta_h R_h = 2.06\times150 = 309\text{kN}$$

3.66　如何进行桩承台的受弯、受冲切和受剪承载力计算（例题）:

【例】　某二级 9 桩承台基础，承台混凝土强度等级 C25，柱截面 $0.7\times0.7\text{m}^2$，承台尺寸 $4.0\times4.0\text{m}^2$，承台高度 1.2m，有效高度 1.06m，桩径 0.5m，桩距 1.5m；作用柱上竖向荷载设计值 $F = 6000\text{kN}$，试计算承台的受弯、受冲切和受剪承载力设计值。

【解】　(1) 受弯计算

作用在桩顶上的竖向净反力设计值

$$N_j = \frac{6000}{9} = 666.7\text{kN},$$

承台弯矩计算截面取在柱边处，计算截面弯矩设计值按下式计算。

$$M_y = \Sigma N_j x_i \,,\ M_x = \Sigma N_j y_i$$

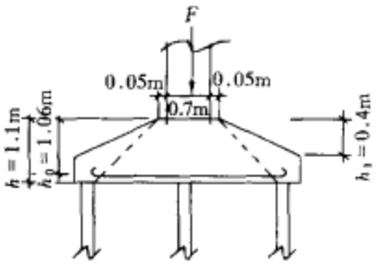
式中　M_y、M_x——垂直于 x 轴和 y 轴方向计算截面处的弯矩设计值；

x_i、y_i——垂直于 y 轴和 x 轴方向自桩轴线到相应计算截面的距离；

N_j——第 i 桩净反力设计值。

$x_i = (4.0 - 0.7)/2 - 0.5 = 1.15\text{m}$

$M_y = \Sigma N_j x_i = 3 \times 666.7 \times 1.15 = 2300\text{kN} \cdot \text{m}$。



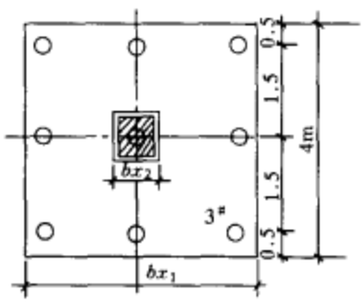


图 3-24　例题 3.66

(2) 受冲切计算

承台受冲切承载力按下式计算：

$$\gamma_0 F_l \leqslant \alpha f_t u_m h_0$$

$$F_l = F - \Sigma Q_i$$

$$\alpha = \frac{0.72}{\lambda + 0.2}$$

承台冲切锥体内仅有一根桩，

$$\Sigma Q_i = N_j = 666.7\text{kN}。$$

$$F_l = F - \Sigma Q_i = 6000 - 666.7 = 5333.3\text{kN}$$

将圆桩换算方桩边宽 $b_p = 0.8d = 0.4\text{m}$，

冲跨 $a_0 = (4 - 0.7)/2 - 0.5 - 0.4/2 = 0.95\text{m}$

$h_0 = 1.06\text{m}$，冲跨比为：

$\lambda = a_0/h_0 = 0.95/1.06 = 0.896$。$\lambda$ 满足 0.2～1.0 范围，

$$\alpha = \frac{0.72}{\lambda + 0.2} = \frac{0.72}{0.896 + 0.2} = 0.657$$

冲切破坏锥体有效高度一半处的周长为：

$$u_m = 4[0.7 + (0.7 + 0.95 \times 2)]/2 = 4 \times 1.65 = 6.6\text{m}$$

混凝土强度等级为 C25，其抗拉强度设计值 $f_t = 1270\text{kN/m}^2$，

$$\alpha f_t u_m h_0 = 0.657 \times 1270 \times 6.6 \times 1.06 = 5837.4\text{kN}$$

$$F_l = 5333.3\text{kN} < \alpha f_t u_m h_0 = 5837.4\text{kN}$$

承台受冲切承载力满足要求。

(3) 承台受剪计算

承台剪切破坏面为通过桩边和桩边连线形成的斜截面。

斜截面受剪承载力按下式计算：

$$\gamma_0 V \leqslant \beta f_c b_0 h_0$$

当 $0.3 \leqslant \lambda < 1.4$ 时，$\beta = \dfrac{0.12}{\lambda + 0.3}$

当 $1.4 \leqslant \lambda \leqslant 3.0$ 时，$\beta = \dfrac{0.2}{\lambda + 1.5}$

式中　V——斜截面上最大剪力设计值；

f_c——混凝土轴心抗压强度设计值；

b_0——承台计算截面处的计算宽度；

h_0——承台计算截面处的有效高度；

β——剪切系数；

λ——计算截面剪跨比。

$$\lambda_x = a_x/h_0\ ,\ \lambda_y = a_y/h_0$$

a_x、a_y 为柱边至 x、y 方向计算一排桩的桩边的水平距离，当 $\lambda < 0.3$ 时，取 0.3，当 $\lambda > 3$ 时，取 3，λ 满足 0.3～3.0。

对锥形承台截面计算宽度为：

$$b_{y0} = b_{x0} = \left[1 - 0.5\frac{h_1}{h_0}\left(1 - \frac{b_{x2}}{b_{x1}}\right)\right]b_{x1} = \left[1 - 0.5 \times \frac{0.4}{1.06}\left(1 - \frac{0.8}{4.0}\right)\right] \times 4.0 = 3.396\text{m}$$

剪跨比 $\lambda_x = \lambda_y = \dfrac{a_{x2}}{h_0}$　　$a_{x2} = (4 - 0.8)/2 - 0.5 - 0.4/2 = 0.9\text{m}$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{0.9}{1.06} = 0.85\ ,\ \lambda \text{ 满足 } 0.3 \sim 3 \text{ 范围}$$

$$\beta = \frac{0.12}{\lambda + 0.3} = \frac{0.12}{0.85 + 0.3} = 0.104$$

混凝土强度等级 C25，其轴心抗压强度 $f_c = 11900\text{kN/m}^2$

斜截面上最大剪力设计值为

$$V = 3N_j = 3 \times 666.7 = 2000\text{kN},$$

$$\gamma_0 V = 1.0 \times 2000 = 2000\text{kN},$$

$$\beta f_c b_0 h_0 = 0.104 \times 11900 \times 3.396 \times 1.06 = 4455\text{kN}$$

$$\gamma_0 V = 2000\text{kN} \leqslant \beta f_c b_0 h_0 = 4455.1\text{kN}。$$

承台剪切承载力满足要求。

3.67　如何进行承台角桩冲切承载力计算（例题）？

【例】　某方形截面柱，边长 0.5×0.5m，轴心荷载设计值 $F = 1980\text{kN}$，采用截面 0.4×0.4m²、桩长 20m 预制方桩基础，二级桩基，已知单桩承载力设计值 $R = 600\text{kN}$，试确定桩数和验算角桩冲切承载力。

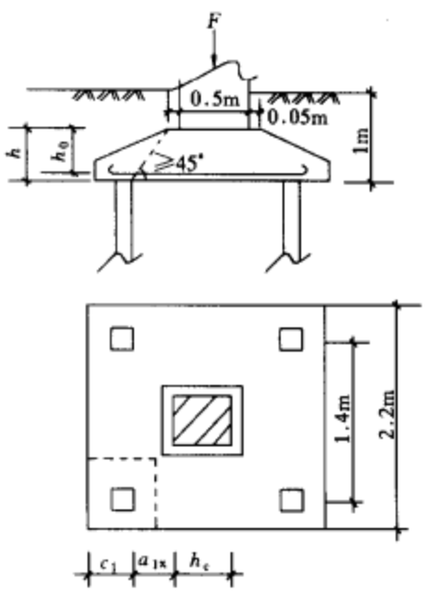


图 3-25　例题 3.67

【解】　（1）初步确定桩的数量

$n = F/R = 1980/600 = 3.3$ 根，确定为 4 根。

（2）承台尺寸确定

桩距 S 为 3.5 倍桩边长，$S = 3.5 \times 0.4 = 1.4\text{m}$

承台宽为 $2 \times 0.4 + 1.4 = 2.2\text{m}$，$b \times l = 2.2\text{m} \times 2.2\text{m}$

承台高度 $h = 0.7\text{m}$，有效高度 $h_0 = 0.65\text{m}$（验算冲切）

（3）角桩冲切承载力验算

根据“建筑桩基技术”规范（JGJ 94—94）规定，4 桩及其 4 桩以上承台角桩冲切承载力按下式进行计算

$$\gamma_0 N_l \leqslant \left[a_{1x}\left(c_2 + \frac{a_{1y}}{2}\right) + a_{1y}\left(c_1 + \frac{a_{1x}}{2}\right)\right]f_t h_0$$

$$a_{1x} = \frac{0.48}{\lambda_{1x} + 0.2}$$

$$\alpha_{1y} = \frac{0.48}{\lambda_{1y} + 0.2}$$

式中 N_l——作用于角桩桩顶的竖向压力设计值；

α_{1x}、α_{1y}——角桩冲切系数；

λ_{1x}、λ_{1y}——角桩冲跨比，$\lambda_{1x} = \frac{a_{1x}}{h_0}$，$\lambda_{1y} = \frac{a_{1y}}{h_0}$，$\lambda$ 满足 0.2～1.0，

c_1、c_2——从角桩内边缘至承台外边缘的距离；

a_{1x}、a_{1y}——从承台底角桩内边缘引 45°冲切线与承台顶面相交点至角桩内边缘的水平距离；当桩或承台变阶处位于 45°线以内时，则取内柱边或变阶处与桩内边缘连线为冲切锥体的锥线。

h_0——承台边缘有效高度。

$$h_0 = 0.65\text{m}，a_{1x} = a_{1y} = (2.2 - 0.5)/2 - 0.4 - 0.2 = 0.25\text{m}$$

$$\lambda_{1x} = \lambda_{1y} = \frac{a_{1x}}{h_0} = 0.25/0.65 = 0.38，\lambda \text{ 满足 } 0.2 \sim 1.0 \text{ 范围}$$

角桩冲切系数为：

$$\alpha_{1x} = \alpha_{1y} = \frac{0.48}{\lambda_{1x} + 0.2} = \frac{0.48}{0.38 + 0.2} = 0.828$$

$c_1 = c_2 = 0.6\text{m}$，C 20混凝土，抗拉强度设计值 $f_t = 1100\text{kN/m}^2$

$$\left[\alpha_{1x}\left(c_2 + \frac{a_{1y}}{2}\right) + \alpha_{1y}\left(c_1 + \frac{a_{1x}}{2}\right)\right] f_t h_0$$

$$= \left[0.828\left(0.6 + \frac{0.25}{2}\right) + 0.828\left(0.6 + \frac{0.25}{2}\right)\right] \times 1100 \times 0.65$$

$$= 2 \times 0.6 \times 1100 \times 0.65 = 858\text{kN}$$

角桩桩顶竖向压力设计值计算：

$$N_l = \frac{F}{n} = \frac{1980}{4} = 495\text{kN}$$

$$\gamma_0 N_l = 1.0 \times 495 = 495\text{kN} < \left[\alpha_{1x}\left(c_2 + \frac{a_{1y}}{2}\right) + \alpha_{1y}\left(c_1 + \frac{a_{1x}}{2}\right)\right] f_t h_0 = 858\text{kN}$$

角桩冲切承载力满足要求，所以承台高度 $h = 0.7\text{m}$ 可以，但太高，可以减低。

3.68 如何进行群桩基础抗拔承载力计算（例题）？

【例】 某抗拔桩基础采用泥浆护壁钻孔灌注桩，桩径 0.6m，桩长 18.5m，桩间距 3.2m，正方形排列，二级桩基，桩群外围平面尺寸 32.6×48.6m。总桩数 176 根，土层分布为：0～13.5m 为粉质粘土，$\gamma = 19\text{kN/m}^3$，$q_{sik} = 50\text{kPa}$，13.5 以下为卵石，$\gamma = 20\text{kN/m}^3$。$q_{sik} = 135\text{kPa}$，地下水位位于地面下 2.0m，试计算桩基础抗拔承载力设计值。

【解】 （1）群桩非整体破坏时基桩抗拔承载力设计值 U 按 JGJ 94—94 规范式 5.2.17-2 和式 5.2.18-1 计算

$$U = U_k / r_s + G_p$$

$$U_k = \Sigma \lambda_i q_{sik} u_i l_i$$

式中　抗拔系数 λ_i，对于粘性土取 0.7，对于卵石取 0.6，

抗拔侧阻抗力分项系数 γ_s 取 1.67

$$U_k = \pi d(0.7 \times 50 \times 13.5 + 0.6 \times 135 \times 5.0) = 1.88 \times (472.5 + 405)$$

$$= 1.88 \times 877.5 = 1649.7\text{kN}$$

$G_p = \pi \times 0.3^2(2.0 \times 24 + 16.5 \times 14) = 0.2826 \times 279 = 78.8\text{kN}$（自重分项系数取 1.0），

基桩抗拔承载力设计值为

$$U = U_k / \gamma_s + G_p = 1649.7/1.67 + 78.8 = 1066.6\text{kN}$$

（2）群桩呈整体破坏时基桩抗拔承载力设计值按 JGJ 94—94 规范式 5.2.17-1 和式 5.2.18-2 计算

$$U = U_{gk} / \gamma_s + G_{gp}$$

$$U_{gk} = \frac{1}{n} u_l \Sigma \lambda_i q_{sik} l_i$$

其中 u_l 为桩群外围周长，$u_l = 2(32.6 + 48.6) = 162.4$ m。

$$U_{gk} = \frac{1}{176} \times 162.4(0.7 \times 50 \times 13.5 + 0.6 \times 135 \times 5.0) = 0.923 \times (472.5 + 405)$$

$$= 0.923 \times 877.5 = 809.9\text{kN}$$

G_{gp}为群桩基础所包围体积的桩土总自量设计值除以总桩数，地下水位以下取浮重度。G_{gp}等于桩重加桩间土重。

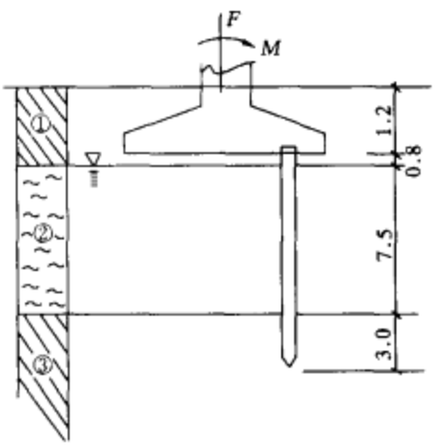


图 3-26　例题 3.69

$$G_{gp} = \frac{1}{176}[176 \times \pi \times 0.3^2(2 \times 24 + 16.5 \times 14) + (32.6 \times 48.6 - 176 \times \pi \times 0.3^2 \times (2 \times 19 + 11.5 \times 9 + 5 \times 10)]$$

$$= \frac{1}{176}[49.74 \times 279 + 1534.6 \times 191.5]$$

$$= \frac{1}{176} \times 307753.4 = 1748.6\text{kN}$$

所以群桩呈整体破坏时基桩抗拔承载力设计值为

$$U = U_{gk} / r_s + G_{gp} = 809.9/1.67 + 1748.6 = 2233.6\text{kN}$$

3.69　如何进行承台设计（例题）？

【例】　某柱子传到地面的荷载设计值为：$F = 2500\text{kN}$，$M = 560\text{kN} \cdot \text{m}$，选用预制打入桩，桩断面 0.3 × 0.3m，桩长 11.4m，入土深 11.3m，承台底面在地面下 1.2m，见图 3-26，土层分布如表 3-7 所示，试进行下列计算：

（1）求单桩承载力设计值；

（2）确定桩数；

（3）确定桩的布置及尺台底面尺寸；

（4）复合基桩承载力验算；

（5）承台为 C 25混凝土。桩截面为 $0.5 \times 0.5\text{m}^2$。一级桩基，确定承台高度和冲切承载

力验算。

土 层 参 数 表 3-7

土层	土层名称	厚度/m	γ/(kN/m³)	w(%)	w_L	w_p	e	a_{1-2}(MPa⁻¹)	c/(kN/m²)	φ/(°)
①	粘土	2.0	18.2	41	48	23	1.09	0.49	21	18
②	淤泥	7.5	17.1	47	39	21	1.55	0.96	14	8
③	粉质粘土	未穿透	19.6	26.7	32.7	17.7	0.75	0.25	18	20

【解】 (1) 求单桩承载力设计值

粘土①，塑性指数 $I_p = w_L - w_p = 48 - 23 = 25$，液性指数 $I_L = \dfrac{w - w_p}{I_p} = \dfrac{41 - 23}{25} = 0.72$

淤泥②，$I_p = 39 - 21 = 18$，$I_L = \dfrac{47 - 21}{18} = 1.44$

粉质粘土③，$I_p = 32.7 - 17.7 = 15$，$I_L = \dfrac{26.7 - 17.7}{15} = 0.6$

根据液性指数查 JGJ 94—94 规范表 5.2.8-1 和表 5.2.8-2 得：粘性土① $q_{sik} = 60\text{kPa}$；淤泥② $q_{sik} = 14\text{kPa}$；粉质粘土③ $q_{sik} = 55\text{kPa}$，$q_{pk} = 1600\text{kPa}$。

单桩极限承载力标准值为：

$$Q_{uk} = 4 \times 0.3(0.8 \times 60 + 7.5 \times 14 + 3.0 \times 55) + 0.3^2 \times 1600$$
$$= 1.2\ (48 + 105 + 165)\ + 144 = 381.6 + 144 = 525.6\text{kN}。$$

单桩承载力设计值

$$R = Q_{uk}/r_{sp} = 525.6/1.65 = 320\text{kN}$$

(2) 确定桩数

初步定承台底面尺寸为 2.8×2.8m

$$n = \frac{F + G}{R} = \frac{2500 + 2.8^2 \times 1.2 \times 20}{320} = 8.4\text{ 根}。\text{选取 9 根}$$

(3) 确定桩的布置和承台底面尺寸：

桩中心距取 1.1m，

承台底面尺寸为：$b = l = 1.1 \times 2 + 0.3 \times 2 = 2.8\text{m}$

(4) 复合基桩承载力验算

计算复合基桩竖向力设计值：

$$N = \frac{F + G}{n} = \frac{2500 + 2.8^2 \times 1.2 \times 20}{9} = \frac{2500 + 187.2}{9} = 298.7\text{kN} \leqslant R = 320\text{kN}$$

$$N_{max} = \frac{F + G}{n} + \frac{M_y x_{max}}{\Sigma x_i^2} = 298.7 + \frac{560 \times 1.1}{6 \times 1.1^2} = 298.7 + 84.8 = 383.5\text{kN}$$

$$\leqslant 1.2R = 1.2 \times 320 = 384\text{kN}。$$

复合基桩竖向力设计值满足要求。

(5) 承台高度设计

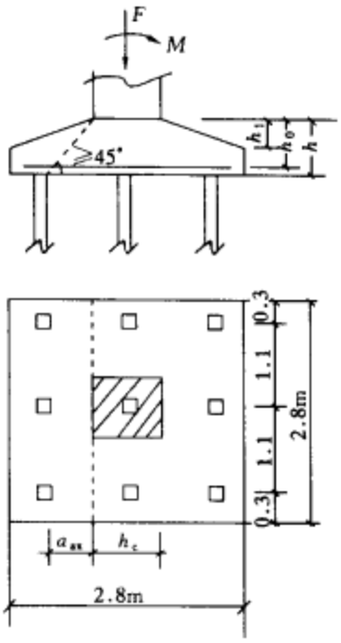


图 3-27　例题 3.69

承台受剪承载力按下式计算

$$\gamma_o V \leqslant \beta f_c b_0 h_0$$

设柱截面为 $0.5\times0.5\text{m}^2$，$h=0.75\text{m}$，$h_o=0.7\text{m}$，$h_1=0.4\text{m}$

$\lambda_x = a_{0x}/h_0$　　$a_{ox} = (2.8-0.5)/2-0.3-0.15 = 0.7\text{m}$

$$\lambda_x = \frac{0.7}{0.7} = 1.0 \qquad \beta = \frac{0.12}{\lambda+0.3} = \frac{0.12}{1+0.3} = 0.092$$

$$b_{x0} = b_{y0} = \left[1-0.5\frac{h_1}{h_0}\left(1-\frac{b_{y2}}{b_{y1}}\right)\right]b_{y1}$$

$$= \left[1-0.5\times\frac{0.4}{0.7}\left(1-\frac{0.5}{2.8}\right)\right]\times 2.8$$

$$= 0.765\times 2.8 = 2.14\text{m}$$

混凝土强度等级为 C25，$f_c = 11900\text{kN/m}^2$

$$\beta f_c b_0 h_0 = 0.092\times 11900\times 2.14\times 0.7 = 1640\text{kN}$$

$V = 3N_j = 3\times\left(\frac{2500}{9}+84.8\right) = 1087.7\text{kN}$，一级桩基 $\gamma_0 = 1.1$

$$\gamma_0 V = 1.1\times 1087.7 = 1196.5\text{kN} \leqslant \beta f_c b_0 h_0 = 1640\text{kN}$$

承台高度 $h=0.75\text{m}$ 满足要求。

(6) 验算冲切承载力

$$\gamma_o F_l \leqslant \alpha f_t u_m h_0$$

$$\Sigma Q_i = N_j = \frac{2500}{9} = 277.8\text{kN}$$

$$F_l = F - \Sigma Q_i = 2500 - 277.8 = 2222.2\text{kN}$$

冲跨 $a_{ox}=0.7\text{m}$，冲跨比 $\lambda = a_{ox}/h_o = 0.7/0.7 = 1.0$

冲切系数 $\alpha = \frac{0.72}{\lambda+0.2} = \frac{0.72}{1+0.2} = 0.6$

对柱下矩形独立承台受柱冲切承载力按下式计算

$$\gamma_0 F_l \leqslant 2[\alpha_{0x}(b_c+a_{0y})+\alpha_{0y}(h_c+a_{0x})]f_t h_0$$

$\gamma_0 = 1.1$，$F_l = 2222.2\text{kN}$，$\alpha_{0x} = \alpha_{0y} = 0.6$　$b_c = h_c = 0.5\text{m}$

$a_{ox} = a_{oy} = 0.7\text{m}$　　C25混凝土 $f_t = 1270\text{kN/m}^2$

$$\gamma_o F_l = 1.1\times 2222.2 = 2444.4\text{kN}$$

$$2[\alpha_{ox}(b_c+a_{oy})+\alpha_{oy}(h_c+a_{ox})]f_t h_o = 2[0.6(0.5+0.7)\times 2]\times 1270\times 0.7$$

$$= 4\times 0.72\times 1270\times 0.7 = 2560.3\text{kN}$$

$$\gamma_o F_l = 2444.4\text{kN} \leqslant 2560.3\text{kN}$$

基础柱冲切承载力满足要求，设计承台高度 $h=0.75\text{m}$ 可以。

3.70　如何进行桩承台配筋计算（例题）？

【例】　条件同题 3.66，承台混凝土强度等级 C25，Ⅱ级钢筋，试计算承台的配筋。

【解】　C25混凝土，$f_c = 11.9\text{N/mm}^2$。Ⅱ级钢筋 $f_y = 310\text{N/mm}^2$。

承台高 $h=1.1\text{m}$，有效高度 $h_0=1.06\text{m}$，承台底面尺寸 $4\text{m}\times4\text{m}$，柱边处承台截面弯矩设计值 $M=2300\text{kN}\cdot\text{m}$。

（1）按简易方法配筋计算

$$A_s=\frac{M}{0.9f_yh_0}=\frac{2300\times10^6}{0.9\times310\times1060}=7777\text{mm}^2$$

选用 21 Φ 22（$A_s=7978\text{mm}^2$）

（2）按“混凝土结构设计规范”（GB 50010—2002）方法配筋计算

1）混凝土极限压应变计算

$$\varepsilon_{cu}=0.0033-(f_{cu,k}-50)\times10^{-5}\text{，C 25混凝土，}f_{cu,k}=25\text{N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{cu}=0.0033-(25-50)\times10^{-5}=0.0036$$

$$\varepsilon_{cu}>0.0033\text{,取 }0.0033$$

2）相对界限受压高度计算

$$\xi_b=\frac{\beta_1}{1+\dfrac{f_y}{\varepsilon_{cu}E_s}}\text{，混凝土强度等级小于 C 50，}\beta_1=0.8\text{，}$$

$$\xi_b=\frac{0.8}{1+\dfrac{310}{0.0033\times2\times10^5}}=\frac{0.8}{1+0.47}=0.54$$

3）受压区高度计算

$$M\leqslant\alpha_1f_cbx\left(h_0-\frac{x}{2}\right)$$

$$x=h_0-\sqrt{h_0^2-\frac{2M}{\alpha_1f_cb}}\qquad\alpha_1\text{取 }1.0,\ b=4000\text{mm}$$

$$x=1060-\sqrt{1060^2-\frac{2\times2300\times10^6}{1.0\times11.9\times4000}}=1060-1013.4=46.6\text{mm}$$

$$<\xi_bh_0=0.54\times1060=572.4\text{mm}$$

$$x<\xi_bh_0\text{（适筋破坏）}$$

4）配筋面积计算

$$A_s=\frac{\alpha_1f_cbx}{f_y}=\frac{1.0\times11.9\times4000\times46.6}{310}=7155.4\text{mm}^2$$

选用 19 Φ 22（$A_s=7219\text{mm}^2$）

5）验算配筋率

$$\rho=\frac{A_s}{bh}=\frac{7219}{4000\times1100}=0.16\%$$

最小配筋率 $\rho_{min}=0.2\%$ 和 $\rho_{min}=0.45f_t/f_y=0.45\times1.27/310=0.18\%$，二者取大值。

$\rho=0.15\%$ 不满足最小配筋率 $\rho_{min}=0.2\%$ 要求

选用 25 Φ 22（$A_s=9498.5\text{mm}^2$）

$$\rho=\frac{9498.5}{4000\times1100}=0.21\%$$

$$\rho=0.21\%>\rho_{min}=0.2\%\text{，满足最小配筋率要求}$$

$\rho > \rho_{min}$（避免少筋破坏）。

3.71 如何按照“建筑地基基础设计规范”（GB 50007—2002）进行桩基础设计（例题）？

【例】 某桩基础作用竖向荷载 $F_k = 3200kN$，弯矩 $M_k = 420kN \cdot m$，柱截面 $0.4 \times 0.8m$，采用预制桩基础，桩截面 $0.3 \times 0.3m^2$，桩身混凝土 C_{30}，承台混凝土 C_{20}，Ⅱ级钢筋，土层分布为 0～0.8m 为填土，$\gamma = 18kN/m^3$，0.8～2.3m 为粘土，$w = 32\%$，$\gamma = 19kN/m^3$，$w_p = 25.3$，$w_L = 43.5$，2.3～11.3m 为淤泥质粘土，$\gamma = 17.5kN/m^3$，11.3mm 以下为粉土，$\gamma = 18.9kN/m^3$，$e = 0.75$，地下水位地面下 1.9m，试设计该桩基础。

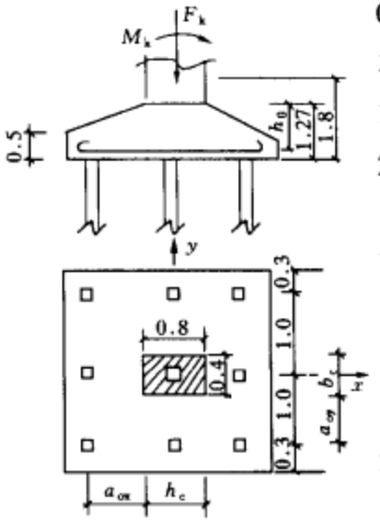


图 3-28 例题 3.71

【解】

（1）计算单桩承载力特征值

根据土层分布，桩尖持力层选在粉土层，桩端入持力层 2.5m，地下水位 -1.9m，承台底选在 -1.8m 处，桩长为 12m。

粘土层 $I_p = w_L - w_P = 43.5 - 25.3 = 18.2$

$$I_L = \frac{w - w_P}{I_P} = \frac{32 - 25.3}{18.2} = 0.37$$

根据地区经验，各土层桩侧阻力和端阻力特征值为：

粘土，$q_{sia} = 35kPa$

淤泥质粘土，$q_{sia} = 12kPa$

粉土，$q_{sia} = 42.3kPa$，$q_{pa} = 1500kPa$

单桩竖向承载力特征值为

$$R_a = u_p \Sigma q_{sia} l_i + q_{pa} A_p = 4 \times 0.3(0.5 \times 35 + 9 \times 12 + 2.5 \times 42.3) + 0.3^2 \times 1500 = 277.5 + 135 = 412.5 \approx 413kN$$

式中 R_a——单桩竖向承载力特征值；

q_{pa}、q_{sia}——桩端、侧阻力特征值；

A_p——桩端截面积；

u_p——桩身周长；

l_i——第 i 层岩土厚度。

（2）计算桩身强度

$$Q \leqslant A_p f_c \psi_c$$

桩身 C_{30}混凝土，$f_c = 14.3N/mm^2$，预制桩 $\psi_c = 0.75$

$$Q = 0.09 \times 14.3 \times 10^3 \times 0.75 = 965.3kN > R_a = 413kN。$$

（3）确定桩数和平面布置

初步确定承台尺寸 $2.6m \times 2.6m$

$$\text{桩数 } n = \frac{F_k + G_k}{413} = \frac{3200 + 2.6 \times 2.6 \times 1.8 \times 20}{413} = 8.3 \text{ 根}$$

取 $n = 9$ 根，桩间距为 1.0m，承台尺寸 $2.6m \times 2.6m$。桩平面布置见图 3-28。

(4) 验算群桩中单桩桩顶竖向力

$$Q_k = \frac{F_k + G_k}{n} = \frac{3200 + 243.4}{9} = 382.6\text{kN} \leqslant R_a = 413\text{kN}$$

$$Q_{max} = \frac{F_k + G_k}{n} + \frac{M_y x_{max}}{\Sigma x_i^2} = 382.6 + \frac{420 \times 1.0}{6 \times 1.0^2} = 382.6 + 70 = 452.6\text{kN}$$

$\leqslant 1.2R_a = 1.2 \times 413 = 495.6\text{kN}$，满足。

(5) 承台受弯计算

承台右侧边桩

$$N_i = \frac{F_k \times 1.35}{n} + \frac{M_y \times 1.35 \times x_i}{\Sigma x_i^2} = \frac{3200 \times 1.35}{9} + \frac{420 \times 1.35 \times 1.0}{6 \times 1.0}$$

$$= 480 + 94.5 = 574.5\text{kN}$$

承台左侧边桩

$$N_i = 480 - 94.5 = 385.5\text{kN}$$

承台弯矩计算截面取柱边

$$M_x = \Sigma N_i y_i = 574.5 \times (1 - 0.2) + 480 \times (1 - 0.2) + 385.5 \times (1 - 0.2)$$

$$= 1152\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = \Sigma N_i x_i = 3 \times 574.5 \times (1 - 0.4) = 1034\text{kN} \cdot \text{m}$$

式中 M_x、M_y——分别为垂直 y 轴和 x 轴方向计算截面处的弯矩设计值；

x_i、y_i——垂直 y 轴和 x 轴方向自桩轴线到相应计算截面的距离；

N_i——扣除承台和其上填土自重后相应于荷载效应基本组合时第 i 桩竖向力设计值。

(6) 承台配筋计算

x 轴方向配筋计算

C_{20}混凝土，$f_c = 9.6\text{N/mm}^2$，$f_t = 1.1\text{N/mm}^2$，$f_{cu,k} = 20\text{N/mm}^2$

Ⅱ级钢筋 $f_y = 310\text{N/mm}^2$，$E_s = 2 \times 10^5\text{N/mm}^2$

1) 求相对界限受压高度

$$h_0 = 1.27 - 0.07 = 1.2\text{m}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0033 - (f_{cu,k} - 5.0) \times 10^{-5} = 0.0033 - (20 - 50) \times 10^{-5} = 0.0036 > 0.0033$$

取 $\varepsilon_{cu} = 0.0033$

$\xi_b = \dfrac{\beta_1}{1 + \dfrac{f_y}{E_s \varepsilon_{cu}}}$，混凝土强度等级 < C 50，$\beta_1 = 0.8$，

$$\xi_b = \frac{0.8}{1 + \dfrac{310}{2 \times 10^5 \times 0.0033}} = 0.544$$

2) 求受压区高度

$$M \leqslant \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2}\right)$$

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b}} \qquad \alpha_1 \text{取} 1.0, b = 2.6\text{m}$$

$$x = 1200 - \sqrt{1200^2 - \frac{2 \times 1152 \times 10^6}{1.0 \times 9.6 \times 2.6 \times 10^3}} = 1200 - \sqrt{144 \times 10^4 - 92308}$$

$$= 1200 - 1160.9 = 39.1\text{mm} \leqslant \xi_b h_0 = 0.544 \times 1200 = 652.8\text{mm}$$

3）求受拉钢筋面积

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b x}{f_y} = \frac{1.0 \times 9.6 \times 2600 \times 39.1}{310} = 3148\text{mm}^2$$

选用 16 Φ 16，（$A_s = 3215\text{mm}^2$）

（4）配筋率验算

$$\rho = \frac{A_s}{bh} = \frac{3215}{2600 \times 1270} = 0.1\% < \rho_{min} = 0.2\%$$

选用 17 Φ 22（$A_s = 6459\text{mm}^2$）

$$\rho = \frac{6459}{2600 \times 1270} = 0.20\% = \rho_{min} = 0.20\%$$

$$\rho = 0.20\% > \rho_{min} = 0.45 \times \frac{f_t}{f_y} = 0.45 \times \frac{1.1}{310} = 0.160\% \qquad \text{满足}$$

y 轴方向配筋。

$$x = 1200 - \sqrt{144 \times 10^4 - \frac{2 \times 1034 \times 10^6}{1.0 \times 9.6 \times 2.6 \times 10^3}} = 1200 - 1164 = 35\text{mm}$$

$$A_s = \frac{1.0 \times 9.6 \times 2600 \times 35}{310} = 28180\text{mm}^2$$

选用 15 Φ 16（$A_s = 3014\text{mm}^2$）

（7）承台抗冲切承载力验算

柱边承台的冲切按下式计算

$$F_l \leqslant 2[\beta_{ox}(b_c + a_{oy}) + \beta_{oy}(h_c + a_{ox})]\beta_{hp} f_t h_0$$

$$F_l = F - \Sigma N_i$$

$$\beta_{ox} = 0.84/(\lambda_{ox} + 0.2)$$

$$\beta_{oy} = 0.84/(\lambda_{oy} + 0.2)$$

式中 F_l——扣除承台及其上填土自重，作用在冲切破坏锥体上相应于荷载效应基本组合的冲切力设计值；

h_0——冲切破坏锥体的有效高度；

β_{hp}——受冲切承载力截面高度影响系数，当 $h > 0.8\text{m}$ 时，$\beta_{hp} = 1.0$；当 $h \geqslant 2.0\text{m}$ 时，$\beta_{hp} = 0.9$；

β_{ox}、β_{oy}——冲切系数；

λ_{ox}、λ_{oy}——冲跨比，$\lambda_{ox} = a_{ox}/h_0$，$\lambda_{oy} = a_{oy}/h_0$，$a_{ox}$、$a_{oy}$为柱边至桩边的水平距离；当 a_{ox}（a_{oy}）$< 0.2h_0$ 时，a_{ox}（a_{oy}）$= 0.2h_0$；当 a_{ox}（a_{oy}）$> h_0$ 时 a_{ox}（a_{oy}）$= h_0$；

F——柱根部轴向力设计值。

ΣN_i——冲切破坏锥体内各桩的净反力设计值之和，

$$F = F_k \times 1.35 = 3200 \times 1.35 = 4320\text{kN}$$

$$\Sigma N_i = 480\text{kN}$$

$$F_l = F - \Sigma N_i = 4320 - 480 = 3840\text{kN}$$

$a_{oy} = 1 - 0.15 - 0.2 = 0.65\text{m}$

$a_{ox} = 1 - 0.15 - 0.4 = 0.45\text{m}$，$b_c = 0.4\text{m}$，$h_c = 0.8\text{m}$

$$\lambda_{ox} = 0.45/1.2 = 0.38, \lambda_{oy} = 0.65/1.2 = 0.54$$

$\beta_{ox} = 0.84/(0.38 + 0.2) = 1.45$，$\beta_{oy} = 0.84/(0.54 + 0.2) = 1.14$，$h = 1.27\text{m}$，$\beta_{hp} = 0.96$，$2[\beta_{ox} \times (b_c + a_{oy} + \beta_{oy}(h_c + a_{ox})]\beta_{hp} f_t h_0 = 2[1.45(0.4 + 0.65) + 1.14(0.8 + 0.45)] \times 0.96 \times 1.1 \times 1.2 \times 10^6 = 7470\text{kN} > F_l = 3840\text{kN}$

柱下承台冲切承载力满足要求。

8. 承台受剪承载力验算

柱边受剪承载力按下式验算

$$V \leqslant \beta_{hs} \beta f_t b_0 h_0$$

$$\beta = \frac{1.75}{\lambda + 1.0}$$

式中 V——扣除承台及其上填土自重后相应于荷载效应基本组合斜截面的最大剪力设计值；

b_0——承台计算截面处的计算宽度；

h_0——计算宽度处的承台有效高度；

β——剪切系数；

β_{hs}——受剪切承载力截面高度影响系数；

$$\beta_{hs} = (800/h_0)^{1/4} = (800/1200)^{1/4} = 0.9$$

λ——计算截面剪跨比。

$\lambda_x = a_x/h_0$　$\lambda_y = a_y/h_0$，a_x，a_y 为柱边至 x、y 方向计算一排桩的桩边的水平距离，当 $\lambda < 0.3$ 时，取 0.3，当 $\lambda > 3$ 时，取 3，

$$a_x = 0.45\text{m}, a_y = 0.65\text{m}$$

$$\lambda_x = 0.45/1.2 = 0.375 \quad \lambda_y = 0.65/1.2 = 0.54$$

$$\beta_x = \frac{1.75}{\lambda_x + 1.0} = \frac{1.75}{0.375 + 1} = 1.27 \quad \beta_y = \frac{1.75}{\lambda_y + 1.0} = \frac{1.75}{0.54 + 1} = 1.14$$

$$h_1 = 1.27 - 0.5 = 0.77\text{m}, h_0 = 1.2$$

$$b_{y2} = 0.4\text{m}, b_{x2} = 0.8\text{m}, b_{y1} = 2.6\text{m}, b_{x1} = 2.6\text{m}$$

$$b_{y0} = \left[1 - 0.5\frac{h_1}{h_0}\left(1 - \frac{b_{y2}}{b_{y1}}\right)\right] b_{y1} = \left[1 - 0.5 \times \frac{0.77}{1.2}\left(1 - \frac{0.4}{2.6}\right)\right] \times 2.6$$

$$= 0.728 \times 2.6 = 1.89\text{m}$$

$$b_{x0} = \left[1 - 0.5\frac{h_1}{h_0}\left(1 - \frac{b_{x2}}{b_{x1}}\right)\right] b_{y1} = \left[1 - 0.5 \times \frac{0.77}{1.2}\left(1 - \frac{0.8}{2.6}\right)\right] \times 2.6$$

$$= 0.778 \times 2.6 = 2.02\text{m}$$

柱短边受剪承载力验算

$$\beta_{hs} \beta f_t b_0 h_0 = 0.9 \times 1.14 \times 1.1 \times 1.89 \times 1.2 \times 10^6 = 2559665\text{N} = 2559.7\text{kN}$$

$$V = 3 \times 574.5 = 1723.5\text{kN} \leqslant \beta_{hs} \beta f_t b_0 h_0 = 2559.7\text{kN}$$，满足

柱长边受剪承载力验算

$$\beta_{hs}\beta f_t b_0 h_0 = 0.9 \times 1.27 \times 1.1 \times 2.02 \times 1.2 \times 10^6 = 3047695\text{N} = 3047.7\text{kN}$$

$$V = 574.5 + 385.5 + 480 = 1440\text{kN} \leqslant \beta_{hs}\beta f_t b_0 h_0 = 3047.7\text{kN}$$，满足。

3.72 如何按“建筑地基基础设计规范”（GB 50007—2002）进行三桩三角形承台计算（例题）？

【例】 某三桩承台，承台高度 $h = 0.6\text{m}$

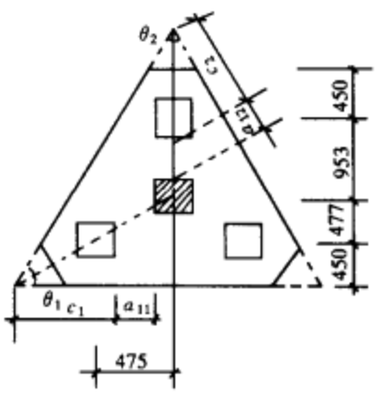


图 3-29 例题 3.72

承台混凝土强度等级 C_{25}，Ⅱ级钢筋，柱截面 0.4×0.4m，柱混凝土 C_{30}，作用竖向力 $F_k = 2500\text{kN}$，预制方桩截面 0.45×0.45m，桩间距 1.65m，承台高 $h = 0.6\text{m}$，试进行承台角桩冲切承载力验算、配筋计算，承台局部受压验算。

【解】 （1）三桩三角形承台受角桩冲切承载力按下式验算。

底部角桩

$$N_l \leqslant \beta_{11}(2c_1 + a_{11})\tan\frac{\theta_1}{2}\beta_{hp}f_t h_0$$

$$\beta_{11} = \frac{0.56}{\lambda_{11} + 0.2}$$

顶部角桩

$$N_l \leqslant \beta_{12}(2c_2 + a_{12})\tan\frac{\theta_2}{2}\beta_{hp}f_t h_0$$

$$\beta_{12} = \frac{0.56}{\lambda_{12} + 0.2}$$

式中 λ_{11}、λ_{12}——角桩冲跨比，$\lambda_{11} = \dfrac{a_{11}}{h_0}$，$\lambda_{12} = \dfrac{a_{12}}{h_0}$

a_{11}，a_{12}——从承台底角桩内边缘向相邻承台边引 45°冲切线与承台顶面相交点至角桩内边缘的水平距离，当柱位于该 45°线以内时，则取柱边与桩内边缘连线为冲切锥体的锥线。

底部角桩

$$c_1 = \frac{0.45}{\tan\frac{\theta_1}{2}} + \frac{0.45}{2} = \frac{0.45}{\tan\frac{60°}{2}} + 0.225 = 0.779 + 0.225 = 1.0\text{m}$$

$$a_{11} = 0.475 - 0.225 - 0.2 = 0.05\text{m}$$

$$\lambda_{11} = a_{11}/h_0 = \frac{0.05}{0.53} = 0.094, h = 0.6\text{m}, h_0 = 0.6 - 0.07 = 0.53\text{m}$$

当 $h < 0.8\text{m}$ 时，$\beta_{hp} = 1.0$，$h = 2.0\text{m}$ 时，$\beta_{hp} = 0.9$

C25混凝土 $f_t = 1.27\text{N/mm}^2$

$$\beta_{11} = \frac{0.56}{\lambda_{11} + 0.2} = \frac{0.56}{0.094 + 0.2} = 1.9$$

$$\beta_{11}(2c_1c_2 + a_{11})\tan\frac{\theta_1}{2}\beta_{hp}f_t h_0 = 1.9(2 \times 1000 + 50)\tan\frac{60°}{2} \times 1.0 \times 530 \times 1.27$$

$$= 30905875 \times \tan 30° = 17843515\text{N} = 17843.5\text{kN}$$

$$N_l = \frac{1.35F_k}{3} = \frac{2500 \times 1.35}{3} = 1125\text{kN} \leqslant \beta_{l1}(2c_1c_2 + a_{11})\tan\frac{\theta_1}{2}\beta_{hp}f_t h_0 = 17843.5\text{kN}$$ 满足

顶部角桩

$$c_2 = \frac{0.45}{\tan\frac{\theta_2}{2}} + \frac{0.45}{2} \times \cos\frac{\theta_2}{2} = \frac{0.45}{\tan\frac{60°}{2}} + 0.225 \times \cos\frac{60°}{2} = 0.779 + 0.195 = 0.974\text{m}$$

$$a_{12} = (0.953 - 0.2 - 0.225) \times \cos\frac{\theta_2}{2} = 0.528 \times \cos\frac{60°}{2} = 0.528 \times 0.87 = 0.46\text{m}$$

$$\lambda_{12} = \frac{a_{12}}{h_0} = \frac{0.46}{0.53} = 0.86$$

$$\beta_{12} = \frac{0.56}{\lambda_{12} + 0.2} = \frac{0.56}{0.86 + 0.2} = 0.53$$

$$\beta_{12}(2c_2 + a_{12})\tan\frac{\theta_2}{2}\beta_{hp}f_t h_0 = 0.53(2 \times 974 + 460)\tan\frac{60°}{2} \times 1.0 \times 1.27 \times 530$$

$$= 859037 \times \tan 30° = 496\text{kN}$$

$$N_l = 1125\text{kN} > \beta_{12}(2C_2 + a_{12})\tan\frac{\theta_2}{2}\beta_{hp}f_t h_0 = 496\text{kN}$$

不满足，应增加承台高度。

(2) 配筋计算

等边三桩承台的弯矩按下式计算

$$M = \frac{N_{max}}{3}\left(s - \frac{\sqrt{3}}{4}c\right)$$

式中 M——由承台形心至承台边缘距离范围内板带的弯矩设计值；

N_{max}——扣除承台和其上填土自重后的三桩中相应于荷载效应基本组合时的最大单桩竖向力设计值；

s——桩间距；

c——方桩边长。

$$M = \frac{1125}{3}\left(0.95 - \frac{\sqrt{3}}{4} \times 0.450\right) = 375(0.95 - 0.195) = 283\text{kN} \cdot \text{m}$$

求相对界限受压区高度 ξ_b

$$\varepsilon_{cu} = 0.0033 - (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} = 0.0033 - (25 - 50) \times 10^{-5} = 0.00355 > 0.0033$$

取 $\varepsilon_{cu} = 0.0033$

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_Y}{E_s\varepsilon_c u}}$$，Ⅱ级钢 $f_y = 310\text{N/mm}^2$，$\beta_1 = 0.8$，$E_s = 2 \times 10^5\text{N/mm}^2$

$$\xi_b = \frac{0.8}{1 + \frac{310}{2 \times 10^5 \times 0.0033}} = 0.544$$

求受压区高度 x

$$M \leqslant \alpha_1 f_c bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right)，\alpha_1 = 1.0，f_c = 11.9\text{N/mm}^2$$

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b}} = 530 - \sqrt{530^2 - \frac{2 \times 283 \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \times 1.85 \times 10^3}}$$

$$= 530 - \sqrt{280900 - 25710} = 530 - 505.2 = 24.8\text{mm} \leqslant \xi_b h_0 = 0.544 \times 530 = 288\text{mm}$$

求受拉钢筋面积 A_s

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b x}{f_y} = \frac{1.0 \times 11.9 \times 1850 \times 24.8}{310} = 1761.2\text{mm}^2$$

$$\rho = \frac{1761}{1850 \times 600} = 0.16\% < \rho_{\min} = 0.2\%$$

不满足

$$A_s = 2220\text{mm}^2$$

$$\rho = \frac{2220}{1850 \times 600} = 0.2\%$$

满足

三向板带钢筋　$A_{sx} = A_s/2\sin\theta = \dfrac{2220}{2 \times \sin 60^\circ} = 1282\text{mm}^2$

三向板带钢筋均用 5 Φ 22（$A_s = 1899.7\text{mm}^2$）

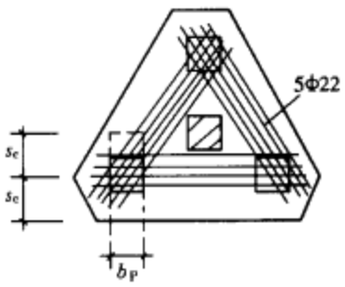


图 3-30　例题 3.72

（3）承台局部受压承载力验算

桩混凝土 C_{30}和柱混凝土 C_{30}，其强度等级皆大于承台混凝土 C_{25}，根据 GB 50007—2002 规范 8.5.19 条规定，应验算柱下和桩上承台局部受压承载力。

局部受压承载力按下式计算

$$F_l \leqslant 0.9\beta_c\beta_l f_c A_{ln}$$

式中　F_l——局部受压面上荷载设计值；

β_c——混凝土强度影响系数，混凝土强度等级小于 C 50 时，$\beta_c = 1.0$；

β_l——混凝土局部受压强度提高系数；

f_c——混凝土轴心抗压强度设计值 C 25，$f_c = 11.9\text{N/mm}^2$。

A_{ln}——混凝土局部受压面积。

（1）桩顶局部受压承载力验算

$\beta_l = \sqrt{A_b/A_{ln}}$，$A_b$ 为局部受压时的计算面积。

$$A_b = 2s_c b_p, s_c = 0.45\text{m}, b_p = 0.45\text{m}$$

$$A_b = 2 \times 0.45 \times 0.45 = 0.405\text{m}$$

$$\beta_l = \sqrt{0.405/0.45^2} = 1.41，\text{C 25混凝土，} f_c = 11.9\text{N/mm}^2$$

$$0.9\beta_c\beta_l f_c A_{ln} = 0.9 \times 1.0 \times 1.41 \times 11.9 \times 450^2 = 3058\text{kN}$$

$$F_l = \frac{2500 \times 1.35}{3} = 1125\text{kN} < 0.9\beta_c\beta_l f_c A_{ln} = 3058\text{kN}$$

（2）柱下局部受压承载力验算

$$A_b = (b_c + 2c)(h_c + 2c) = (0.4 + 0.05 \times 2)(0.4 + 0.05 \times 2) = 0.5 \times 0.5 = 0.25\text{m}$$

$$\beta_l = \sqrt{0.25/0.40^2} = 1.25，$$

$$0.9\beta_c\beta f_c A_{ln} = 0.9 \times 1.0 \times 1.25 \times 11.9 \times 400^2 = 2142\text{kN}$$

$$F_l = 2500 \times 1.35 = 3375\text{kN} > 0.9\beta_c\beta f_c A_{ln} = 2142\text{kN}$$

柱下局部受压承载力不满足要求，应增大柱截面积或提高承台混凝土强度等级至 C30。

3.73 如何进行承台局部受压承载力计算（例题）？

【例】 和题 3.66 同条件，设柱和桩的混凝土强等级皆为 C 30，试计算柱、边桩和角桩对承台混凝土的局部受压承载力（图 3-31）。

【解】 根据“建筑地基基础设计规范”（GB 50007—2002）规定当承台混凝土强度等级低于柱或桩的混凝土强度等级时，应验算柱下或桩上承台的局部受压承载力。

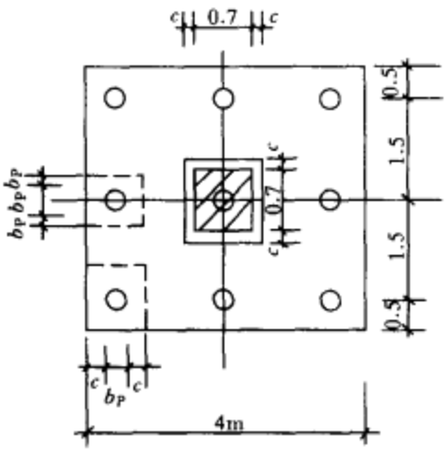


图 3-31 例题 3.73

由“混凝土结构设计规范”（GB 50010—2002）对混凝土构件局部受压承载力应满足下式要求

$$F_l \leqslant 0.9\beta_c\beta f_c A_{ln}$$

$\beta_l = \sqrt{A_b/A_{ln}}$，其中 A_b 为局部受压时计算面积

桩直径 $d = 0.5\text{m}$，换算为截面积相等的方形桩边宽

$$b_p = \sqrt{\pi \times \left(\frac{0.5}{2}\right)^2} = 0.44\text{m}$$

（1）柱下局部受压承载力

$$A_b = (b_p + 2c)^2 = (0.7 + 2 \times 0.05)^2 = 0.64\text{m}^2$$

$$A_{ln} = 0.7^2 = 0.49\text{m}^2$$

$$\beta_l = \sqrt{A_b/A_{ln}} = \sqrt{\frac{0.64}{0.49}} = 1.14$$

C 25混凝土，$f_c = 11.9\text{N/mm}^2$。

$$0.9 \times \beta_c\beta f_c A_{ln} = 0.9 \times 1.0 \times 1.14 \times 11.9 \times 0.49 \times 10^6 = 5982.6\text{kN} < F_l = 6000\text{kN}$$

柱下局部受压承载力不满足要求，应将柱截面积增大至 0.71m×0.71m。

$$A_b = (0.71 + 2 \times 0.05)^2 = 0.656\text{m}^2,\ A_{ln} = 0.71^2 = 0.504\text{m}^2$$

$$\beta_l = \sqrt{\frac{0.656}{0.504}} = 1.14$$

$$0.9 \times 1.0 \times 1.14 \times 11.9 \times 0.504 \times 10^6 = 6153.5\text{kN}$$

$$F_l = 6000\text{kN} < 0.9\beta_c\beta f_c A_{ln} = 6153.5\text{kN} \quad \text{满足。}$$

（2）角桩上承台局部受压承载力

$$A_b = (b_p + 2c)^2 = (0.44 + 2 \times 0.28)^2 = 1.0\text{m}$$

$$\beta_l = \sqrt{A_b/A_{ln}} = \sqrt{1.0/0.44^2} = 2.27$$

$$0.9 \times \beta_c\beta f_c A_{ln} = 0.9 \times 1.0 \times 2.27 \times 11.9 \times 0.194 \times 10^6 = 4706\text{kN}$$

$$F_l = \frac{6000}{9} = 666.7\text{kN} < 0.9\beta_c\beta f_c A_{ln} = 4706\text{kN} \quad \text{满足}$$

（3）边桩上承台局部受压承载力

$$A_b = 3 \times b_p(b_p + 2c) = 3 \times 0.44(0.44 + 2 \times 0.28) = 1.32\text{m}^2$$

$$\beta_l = \sqrt{A_b/A_{ln}} = \sqrt{1.32/0.44^2} = 2.6$$

$$0.9 \times \beta_c\beta f_c A_{ln} = 0.9 \times 1.0 \times 2.6 \times 11.9 \times 0.194 \times 10^6 = 5390\text{kN}$$

$$F_l = 666.7\text{kN} < 0.9\beta_c\beta f_c A_{ln} = 5390\text{kN} \quad \text{满足。}$$

3.74 如何根据静力触探资料确定单桩竖向极限承载力标准值（例题3道）?

【例1】 某桩基础采用0.35m×0.35m混凝土预制桩，桩长10m，C30混凝土，土层分布为：0~2.0m填土，2.0~10.3m为粘土，单桥探头静力触探结果 $p_s = 560\text{kPa}$，10.3m以下的粉土，$p_s = 2887\text{kPa}$，$p_{sk1} = 2475\text{kPa}$，$p_{sk2} = 3300\text{kPa}$，$\zeta_s = 1$，承台埋深2.0m，试根据（JGJ94—94）规范确定单桩极限承载力标准值。

【解】 $Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u\Sigma q_{sik} l_i + \alpha p_{sk} A_p$

根据（JGJ94—94）规范图5.2.6的 $q_{sk} \sim p_s$ 曲线得到，粘土 $q_{sk} = 15\text{kPa}$（地面下6m内）$q_{sk} = 28\text{kPa}$，粉土 $q_{sk} = 58\text{kPa}$

$$p_{sk1} = 2475\text{kPa} < p_{sk2} = 3300\text{kPa}$$

$p_{sk} = \frac{1}{2}(p_{sk1} + \beta p_{sk2})$，$p_{sk2}/p_{sk1} = 1.33$ 查（JGJ94—94）规范表5.2.6-4，$\beta = 1.0$

$p_{sk} = \frac{1}{2}(2475 + 3300) = 2888\text{kPa}$，查（JGJ94—94）规范表5.2.6-2，$\alpha = 0.75$

$Q_{uk} = 0.35 \times 4\ (15 \times 4 + 28 \times 4.3 + 58 \times 1.7) + 0.75 \times 2888 \times 0.35^2 = 391 + 265 = 656\text{kN}$

单桩极限承载力标准值 $Q_{uk} = 656\text{kN}$。

【例2】 某桩基础，承台埋深2.5m，桩截面0.4m×0.4m，桩长20m的混凝土预制桩，其土层分布和单桥、双桥静力触探结果如表3-8，试根据（JGJ94—94）规范确定单桩极限承载力标准值。

土层分布和静力触探值 表3-8

土名	层厚/m	层底深/m	单桥 $\bar{p}_{si}$/kPa	双桥	
				$\bar{f}_{si}$/kPa	$\bar{q}_c$/kPa
填土	2.5	2.5	—	—	—
淤泥质土	10.0	12.5	470	15.8	—
粘土	8.0	20.5	950	45.5	
细砂	9.0	29.5	5000	90.5	5500

【解】 1. 根据单桥静力触探结果计算 Q_{uk}

由（JGJ94—94）图5.2.6得到，$q_{s1.1k} = 15\text{kPa}$（地面下6m内），$q_{s1.2k} = 0.05\bar{p}_{s1} = 0.05 \times 470 = 23.5\text{kPa}$

$$q_{s2k} = 0.025\bar{p}_{s2} + 25 = 48.76\text{kPa}$$

$q_{s3k} = 100\text{kPa}$，$\alpha = 0.8$

$Q_{uk} = u\Sigma q_{sik} l_i + \alpha p_{sik} A_p$

$= 4 \times 0.4(15 \times 3.5 + 23.5 \times 6.5 + 48.75 \times 8 + 100 \times 2) + 0.8 \times 5000 \times 0.4^2$

$= 1.6(52.5 + 152.75 + 390 + 200) + 640 = 1272.4 + 640 = 1912.4\text{kN}$

根据单桥探头静力触探结果得到单桩极限承载力标准值 $Q_{uk} = 1912.4\text{kN}$

2. 根据双桥探头静力触探结果计算 Q_{uk}

由表3-8中 $\bar{f}_{si}$ 值计算得到：

淤泥质粘性土 $\beta_1 = 10.04(f_{s1})^{-0.55} = 10.04 \times (15.8)^{-0.55} = 2.20$

$$\beta_2 = 10.04(f_{s2})^{-0.55} = 10.04 \times (45.5)^{-0.55} = 1.23$$

细砂 $$\beta_3 = 5.05(f_{s3})^{-0.45} = 5.05 \times (90.5)^{-0.45} = 0.665$$

$Q_{uk} = u\Sigma l_i \beta_i f_{si} + \alpha q_c A_p$，砂土 $\alpha = 0.5$

$$Q_{uk} = 4 \times 0.4(10 \times 2.2 \times 15.8 + 8 \times 1.23 \times 45.5 + 2 \times 0.665 \times 90.5) + 0.5 \times 5500 \times 0.4^2$$

$$= 1.6(347.6 + 447.7 + 120.4) + 3520 = 1465 + 440 = 1905\text{kN}$$

根据双桥探头静力触探结果得到单桩极限承载力标准值 $Q_{nk} = 1905\text{kN}$。

【例 3】 和例 2 同条件，试按《公路桥涵地基与基础》（JTJ024—85）的静力触探结果计算单桩容许承载力。

【解】 根据（JTJ024—85）的双桥静力触探结果，按下式计算单桩容许承载力

$$[P] = \frac{1}{2}(U\Sigma\alpha_i L_i \tau_i \times \alpha A \sigma_R)$$

式中 $[P]$——单桩轴向受压容许承载力；当荷载为附加组合、临时施工荷载或拱承受单向自重推力时，可予以提高；

U——桩周长；

l_i——桩在承台底面或最大冲刷线以下的第 i 层土层中的长度；

τ_i——与 l_i 相对应的各土层桩侧的极限摩阻力；

α_i、α——分别为振动下沉对各土层桩侧摩阻力和桩底抵抗力的影响系数；对于打入桩其值为 1.0；

A——桩底面积；

σ_R——桩底处土的极限承载力。

沉桩当采用静力触探试验测定时，容许承载力计算的 τ_i 和 σ_R 为：

$$\tau_i = \beta_i \bar{\tau}_i$$

$$\sigma_R \cdot \beta \bar{\sigma}_R$$

式中 $\bar{\tau}_i$——桩侧第 i 层土的静力触探测得以平均局部侧阻力，当 $\bar{\tau}_i$ 小于 5kPa 时，采用 5kPa；

$\bar{\sigma}_i$——桩尖（不包括桩靴）标高以上和以下各 $4d$（d 为桩的直径或边长）范围内静力触探端阻的平均值，若桩尖标高以上 $4d$ 范围内的端阻平均值大于桩底以下 $4d$ 的端阻平均值时，则 $\bar{\sigma}_R$ 取桩底以下 $4d$ 的端阻平均值；

β_i、β——分别为侧阻和端阻的综合修正系数，其值按下面判别标准选用相应的计算公式。

当土层 $\bar{\sigma}_R$ 大于 2000kPa，且 $\bar{\tau}_i/\sigma_R$ 等于或小于 0.014 时

$$\beta_i = 5.067(\bar{\tau}_i)^{-0.45}, \bar{\tau}_i \text{ 以 kPa 计；}$$

$$\beta = 3.975(\bar{\sigma}_R)^{-0.025}, \bar{\sigma}_R \text{ 以 kPa 计。}$$

如不满足上述 $\bar{\sigma}_R$ 和 $\bar{\tau}_i/\bar{\sigma}_R$ 条件时，则

$$\beta_i = 10.045(\bar{\tau}_i)^{-0.55}, \beta = 12.064(\bar{\sigma}_R)^{-0.35}$$

由表 3-8 静力触探结果，$\bar{\tau}_1 = 15.8\text{kPa}$，$\bar{\tau}_2 = 45.5\text{kPa}$，$\bar{\tau}_3 = 90.5\text{kPa}$，$\bar{\sigma}_R = 5500\text{kPa}$。

淤泥质土，$\bar{\sigma}_R = 5500\text{kPa} > 2000\text{kPa}$，$\bar{\tau}_1/\bar{\sigma}_R = 15.5/5500 = 0.003 < 0.014$，

$\beta_1 = 5.067\ (\overline{\tau}_i)^{-0.45} = 5.067 \times\ (15.5)^{-0.45} = 1.476$

粘土，$\overline{\tau}_2 = /\overline{\sigma}_R = 45.5/5500 = 0.008 < 0.014$

$\beta_2 = 5.067 \times\ (45.5)^{-0.45} = 0.909$

细砂，$\overline{\tau}_3/\overline{\sigma}_R = 90.5/5500 = 0.016 > 0.014$

$\beta_3 = 10.045 \times\ (90.5)^{-0.55} = 0.843$

$\beta = 12.064 \times\ (\overline{\sigma}_R)^{-0.35} = 12.064 \times\ (5500)^{-0.35} = 0.592$

所以 $\tau_1 = 1.476 \times 15.5 = 22.7\text{kPa}$，$\tau_2 = 0.909 \times 45.5 = 41.36\text{kPa}$

$\tau_3 = 0.843 \times 90.5 = 76.29\text{kPa}$，$\overline{\sigma}_R = 0.592 \times 5500 = 3256\text{kPa}$

$$[P] = \frac{1}{2}[U\Sigma a_i L_i \tau_i + \alpha A \sigma_R]$$

$$= \frac{1}{2}[(4 \times 0.4(22.7 \times 10 + 41.36 \times 8 + 76.29 \times 2) + 1.0 \times 0.4^2 \times 3256]$$

$$= \frac{1}{2}[1.6(227 + 330.9 + 152.6) + 520.96]$$

$$= 828.9\text{kN}$$

3.75 如何用《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ024—85) 进行桩基础承载力验算 (例题)?

某桥桩基础（图 3-32），承台尺寸 $B \times L \times h$（宽 × 长 × 高）$= 8.8\text{m} \times 6.4\text{m} \times 2.0\text{m}$，承台埋深 2.0m，桩长 16.2m，桩径 $D = 0.8\text{m}$，斜桩倾角 $\alpha = 4.0°$，土层分布为：0 ~ 2.0m 为填土，$\gamma = 17.5\text{kN/m}^3$。2.0 ~ 17.0m 为粉质粘土，$\gamma_{sat} = 19.5\text{kN/m}^3$，$\varphi = 15°$，$I_L = 0.5$，$[\sigma_0] = 120\text{kPa}$，17.0 ~ 21.9m 为粘土，$\gamma_{sat} = 20\text{kN/m}^3$，$\varphi = 23°$，$[\sigma_i] = 200\text{kPa}$，当桩顶作用偏心荷载 $N = 2136\text{kN}$，偏心距 $e = 0.5\text{m}$，试按《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ024—85) 规定进行实体深基础桩基承载力验算。

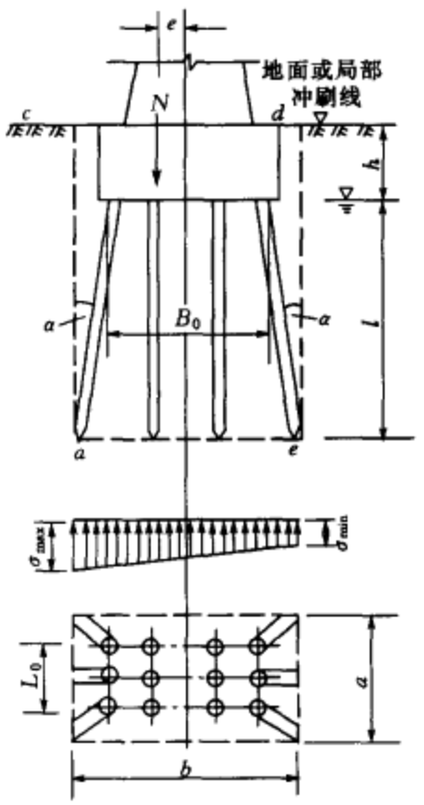


图 3-32 例题 3.75

【解】 按 (JTJ024—85) 规范，群桩作为实体基础时，应满足下式

$$\sigma_{max} = \overline{\gamma} l + \gamma h - \frac{\beta L \gamma h}{A} + \frac{N}{A}\left(1 + \frac{eA}{W}\right) \leqslant [\sigma]$$

式中 σ_{max}——桩尖平面处的最大压应力；

$\overline{\gamma}$——承台底面至桩尖平面土的平均重度，包括桩的重力在内，近似 $\overline{\gamma}_{sat} = 20\text{kN/m}^3$；

γ——承台底面以上土的重度；

N——作用承台顶竖向力；

e——竖向力偏心距；

A——假想的实体基础在桩尖平面处的计算面积 $(a \times b)$；

W——假想的实体基础在桩尖平面处的抵抗矩；

L_0、β_0——承台底面处桩基平面轮廓长度和宽度；

L、B——承台长和宽；

$\overline{\varphi}$——基桩所穿过土层的加权平均内摩擦角；

$[\sigma]$——修正后桩尖平面处土的容许承载力，假设提高系数 $k = 1.0$。

当斜桩倾角 $\alpha \leqslant \frac{\overline{\varphi}}{4}$ 时，$a = L_0 + 2l\mathrm{tg}\frac{\varphi}{4}$；$b = B_0 + 2l\mathrm{tg}\frac{\varphi}{4}$

当 $\alpha > \frac{\overline{\varphi}}{4}$ 时，$a = L_0 + + 2l\mathrm{tg}\alpha$；$b = B_0 + 2l\mathrm{tg}\alpha$，

$$\overline{\varphi} = \frac{15° \times 15 + 23° \times 1.2}{16.2} = 15.59°, \frac{\varphi}{4} = 3.898° < \alpha = 4.0°。$$

$$B_0 \times L_0 = 8.8\mathrm{m} \times 6.4\mathrm{m} = 56.32\mathrm{m}^2。$$

$$b = B_0 + 2l\mathrm{tg}\alpha = 8.8 + 2 \times 16.2 \times \mathrm{tg}4.0° = 11.1\mathrm{m}$$

$$a = L_0 + 2l\mathrm{tg}\alpha = 6.4 + 2 \times 16.2 \times \mathrm{tg}4.0° = 8.7\mathrm{m}$$

$$B \times L = 9.6\mathrm{m} \times 7.2\mathrm{m}$$

$$W = \frac{b^2 a}{6} = \frac{11.1^2 \times 8.7}{6} = 178.6\mathrm{m}^3$$

$$\sigma_{\max} = 10 \times 16.2 + 17.5 \times 2.0 - \frac{9.6 \times 7.2 \times 17.5 \times 2.0}{11.1 \times 8.7} + \frac{2136}{11.1 \times 8.7}\left(1 + \frac{0.5 \times 11.1 \times 8.7}{178.6}\right)$$

$$= 162 + 35 - 25.1 + \frac{2136}{96.57} \times (1.27) = 171.9 + 28.1 = 200\mathrm{kPa}$$

根据（JTJ024—85）规范第 2.1.4 条，地基容许承载力修正公式为：

$$[\sigma] = [\sigma_0] + k_1\gamma_1(b - 2) + k_2\gamma_2(h - 3)$$

式中 $[\sigma]$——地基土修正后的容许承载力；

b——基础底面最小宽度，当 $b < 2\mathrm{m}$ 时，按 2.0m 计，$b > 10\mathrm{m}$ 时，按 10.0m 计；

h——基础埋深；

γ_1、γ_2——分别为基底下持力层和基底以上土的重度；

k_1、k_2——深、宽修正系数。

根据（JTJ024—85）规范表 2.1.4，$k_1 = 0$，$k_2 = 2.5$

$$[\sigma] = 200 + 0 + 2.5 \times 19.5(3 - 3) = 200\mathrm{kPa}$$

$$\sigma_{\max} = 200\mathrm{kPa} = [\sigma] = 200\mathrm{kPa} \quad \text{满足}$$

3.76 如何计算桩负摩阻力（例题）？

某桥基灌注桩，桩径 1.6m，桩长 19.6m，土层分布如图 3-33，若地面堆载 $p = 30\mathrm{kPa}$，试计算桩负摩阻力。

【解】 单桩负摩阻力为：

$$q_{si}^n = \zeta_n \sigma_i'$$

$$\sigma_i' = p + \gamma_i' \times z_i$$

填土厚 2.0m 和地面堆载二部分作为地面均布荷载 p。

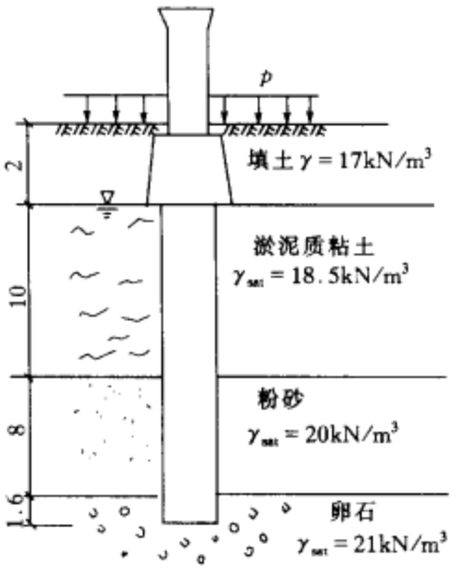


图 3-33　例题 3.76

$$p = 30 + \gamma h = 30 + 17 \times 2.0 = 64kPa$$

桩周土变形土层下限深度 $l_0 = 18m$

由于（JGJ94—94）规范表 5.2.16-2 得 $l_n/l_0 = 0.9$

中性点深度 $l_n = l_0 \times 0.9 = 18 \times 0.9 = 16.2m$

淤泥质粘土，$z_1 = 5m$，$\gamma'_1 = 8.5kN/m^3$；$\zeta_n = 0.15$

粉砂，$z_2 = 14m$，$\gamma'_2 = \dfrac{8.5 \times 10 + 10 \times 8}{18} = 9.2kN/m^3$，$\zeta_n = 0.35$

$$\sigma'_1 = p + \gamma'_1 z_1 = 64 + 8.5 \times 5 = 106.5kPa$$

$$\sigma'_2 = p + \gamma'_2 z_2 = 64 + 9.2 \times 14 = 192.8kPa$$

单桩负摩阻力标准值

$$q_{si}^n = \zeta_n \sigma'_i = 0.15 \times \sigma'_1 + 0.35 \times \sigma'_2 = 0.15 \times 106.5 + 0.35 \times 192.8$$

$$= 16 + 67.5 = 83.5kPa$$

3.77　如何计算钢管桩承载力（例题）？

某工程钢管桩外径 $d_s = 0.8m$，桩端进入中砂层 2m，桩端闭口时其单桩竖向极限承载力标准值 $Q_{uk} = 7000kN$，其中总极限侧阻力 $Q_{sk} = 5000kN$，总极限端阻力 $Q_{pk} = 2000kN$。由于沉桩困难，改为敞口，加一隔板（如图 3-34）。按《建筑桩基技术规范》（JGJ94—94）规定，试计算改变后的该桩竖向极限承载力标准值。

【解】

1. $d_e = \dfrac{d_s}{\sqrt{n}} = \dfrac{0.8}{\sqrt{2}} = 0.566m$，查（JGJ94—94）规范表 5.2.10 得 $\lambda_s = 1.0$，对于带隔板半敞口钢带桩，用等效直径 d_e 代替 d_s。

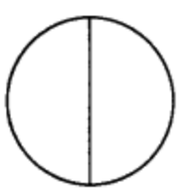


图 3-34　例题 3.77

因为　$h_b/d_e = 2/0.566 = 3.53 < 5$

所以　$\lambda_p = 0.16 \dfrac{h_b}{d_e} \cdot \lambda_s = 0.16 \times 3.53 \times 1 = 0.565$

2. $Q_{uk} = \lambda_s Q_{sk} + \lambda_p Q_{pk} = 5000 + 0.565 \times 2000 = 6130kN$

3.78　如何计算扩底桩扩底直径（例题）？

某工程桩基的单桩极限承载力标准值要求达到 $Q_{uk} = 30000kN$，桩直径 $d = 1.4m$，桩的总极限侧阻力经尺寸效应修正后为 $Q_{sk} = 12000kN$，桩端持力层为密实砂土，极限端阻力 $q_{pk} = 3000kPa$。拟采用扩底，由于扩底导致总极限侧阻力损失 $\Delta Q_{sk} = 2000kN$。为了要达到设计要求的单桩极限承载力，试求其扩底直径（端阻尺寸效应系数 $\varphi_p = \left(\dfrac{0.8}{D}\right)^{1/3}$）

【解】　已知端阻尺寸效应系数 $\varphi_p = \left(\dfrac{0.8}{D}\right)^{\frac{1}{3}}$，则端阻力为：

$$\left(\frac{0.8}{D}\right)^{\frac{1}{3}} \times \frac{\pi}{4} \times D^2 \times q_{pk} = Q_{uk} - Q_{sk} = 30000 - (12000 - 2000) = 20000$$

$$\frac{0.9283}{D^{1/3}} \times 0.785D^2 \times 3000 = 20000$$

$$D^{\left(-\frac{1}{3}+2\right)} \times 2186.1 = 20000$$

$$D^{5/3} = 9.149$$

$$D^{\left(\frac{5}{3}\times 3\right)} = 9.149^3, D^5 = 765.8 \quad D = \sqrt[5]{765.8} = 3.77\text{m}$$

3.79 如何计算桩基压曲稳定系数（例题）?

某桥梁桩基，桩顶嵌固于承台，承台底离地面 10m（图 3-35），桩径 $d = 1\text{m}$，桩长 $L = 50\text{m}$。桩的水平变形系数 $\alpha = 0.25\text{m}^{-1}$，试按照《建筑桩基技术规范》（JGJ94—94）计算该桩基的压曲稳定系数

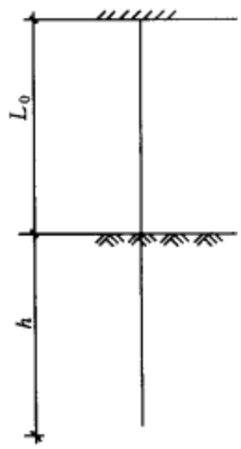


图 3-35 例题 3.79

【解】 根据（JGJ94—94）规范表 5.5.3-1，当桩顶固结时，桩身计算长度为：

$$l_c = 0.5 \times \left(l_0 + \frac{4.0}{\alpha}\right) \times 0.5 \times \left(10 + \frac{4.0}{0.25}\right) = 0.5(10 + 16) = 13\text{m}$$

$l_c/d = 13/1.0 = 13$，查（TGJ94—94）规范表 5.5.3-2

桩的稳定系数 $\varphi = 0.895$。

3.80 如何计算高承台桩基水平位移（例题）?

一个山区钢筋混凝土引水渡槽采用高承台桩基础，承台板长 3.9m，宽 2.0m，承台下为 2 根 ϕ800mm 钻孔灌注桩。承台板底距地面 5m，桩身穿过厚 8m 的粘质粉土层，桩端持力层为密实粗砂，如图 3-36 所示，在承台板底标高处所受荷载为：竖向荷载 $N = 1066.36\text{kN}$，弯矩 $M = 37.56\text{kN}\cdot\text{m}$，水平力 $H = 18.33\text{kN}$。已知桩的水平变形系数 $\alpha = 0.6486\text{m}^{-1}$，$\delta_{MH} = 0.9657 \times 10^{-5}\text{rad/kN}$，$\delta_{HM} = 0.9657 \times 10^{-5}\text{m/kN}\cdot\text{m}$，$\delta_{HH} = 2.237 \times 10^{-5}\text{m/kN}$，$\delta_{MM} = 0.6749 \times 10^{-5}\text{rad/kN}\cdot\text{m}$。试按《建筑桩基技术规范》（JGJ94—94）计算该高承台桩基在地面处的桩身变位。

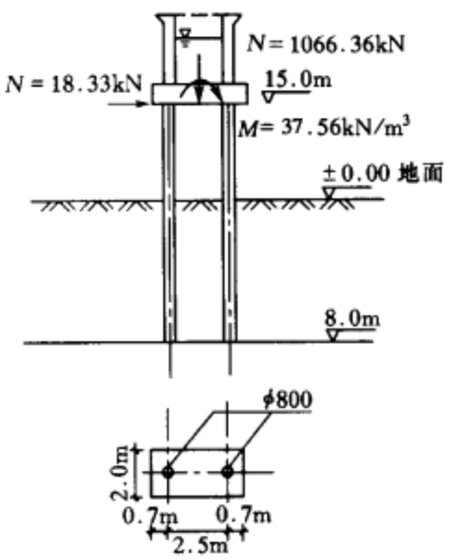


图 3-36 例题 3.80

【解】 根据（JGJ94—94）规范第 121 页表 B-5，高承台桩地面处桩身的变位为：

$$x_0 = H_0\delta_{HH} + M_0\delta_{HM}$$

$$\varphi_0 = -(H_0\delta_{MH} + M_0\delta_{MM})$$

一根桩承受水平力为：

$$H_0 = \frac{H}{2} = \frac{18.33}{2} = 9.165\text{kN}$$

一根桩承受的弯矩为：

$$M_0 = \frac{M}{2} + H_0 \times l_0 = \frac{37.56}{2} + 9.165 \times 5 = 18.78 + 45.83 = 64.6\text{kN}\cdot\text{m}$$

地面处桩身变位为：

$$x_0 = 9.165 \times 2.237 \times 10^{-5} + 64.6 \times 0.9657 \times 10^{-5} = (20.5 + 62.38) \times 10^{-5}$$
$$= 82.88 \times 10^{-5}(\text{m}) = 0.829\text{mm}$$
$$\varphi_0 = -(9.165 \times 0.9657 \times 10^{-5} + 64.6 \times 0.6749 \times 10^{-5})$$
$$= -(8.851 + 43.6) \times 10^{-5} = -52.45 \times 10^{-5} = 0.524 \times 10^{-3}(\text{rad})$$

3.81 如何计算填土对桩产生负摩擦力的下挖拉载（例题）?

一钻孔灌注桩，桩径 $d = 0.8\text{m}$，桩长 $l_0 = 10\text{m}$。穿过软土层，桩端持力层为砾石。如下图 3-37 所示，地下水位在地面下 1.5m，地下水位以上软粘土的天然重度 $\gamma = 17.1\text{kN/m}^3$，地下水位以下它的浮重度 $\gamma' = 9.5\text{kN/m}^3$。现在桩顶四周地面大面积填上，填土荷重 $p = 10\text{kN/m}^2$，要求按《建筑桩基技术规范》（JGJ94—94）计算因填土对该单桩造成的负摩擦下拉荷载标准值（计算中负摩阻力系数 ζ_n 取 0.2）。

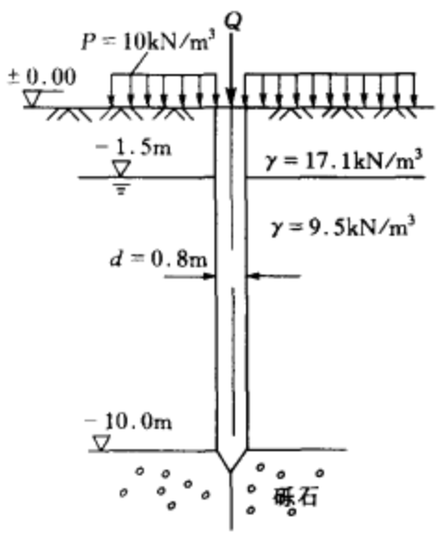


图 3-37 例题 3.81

【解】 根据（JGJ94—94）表 5.2.16-2 中性点深度比 $l_n/l_0 = 0.9$

$l_0 = 10\text{m}$，$l_n = 0.9 \times 10 = 9\text{m}$

单桩负摩阻力标准值为：

$$q_{si}^n = \xi_n \sigma_i'$$

$$\sigma_i' = p + \gamma_i' z_i$$

$$\gamma_i' = \frac{17.1 \times 1.5 + 9.5 \times 7.5}{9} = \frac{25.65 + 71.25}{9} = 10.77\text{kN/m}^3$$

$$\sigma_i' = p + \gamma_i' z_i = 10 + 10.77 \times 4.5 = 10 + 48.47 = 58.47\text{kN/m}^2$$

单桩负摩阻力标准值为：

$$q_{si}^n = \xi_n \sigma_i' = 0.2 \times 58.47 = 11.69\text{kN/m}^2$$

下拉荷载为：

$$Q_g^n = u \times l_n q_{si}^n = \pi \times 0.8 \times 9 \times 11.69 = 264.3\text{kN}$$

3.82 如何计算桩承台受剪承载力（例题）?

如图 3-38 所示桩基，竖向荷载 $F = 12200\text{kN}$，建筑桩基重要性系数 $\gamma_0 = 1$，承台混凝土为 C35（$f_c = 16.7\text{MPa}$），按《建筑桩基技术规范》（JGJ94—94）计算柱边 *A-A* 至桩边斜截面的受剪承载力，（$a_x = 1.0\text{m}$，$h_0 = 1.2\text{m}$，$b_0 = 3.2\text{m}$）

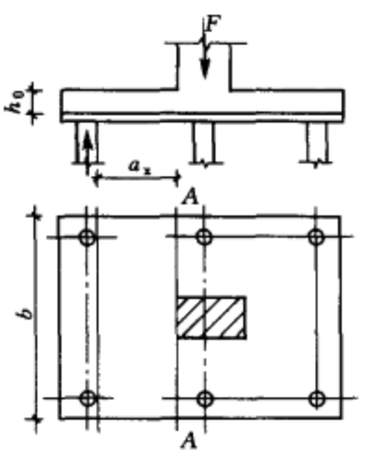


图 3-38 例题 3.82

【解】 根据（JGJ94—94）规范 5.6.8.2 条，承台斜截面受剪承载力为：

$$\gamma_0 V \leqslant \beta f_c b_0 h_0$$

$$\lambda_x = \frac{a_x}{h_0} = \frac{1.0}{1.2} = 0.83, 0.3 \leqslant \lambda_x < 1.4\text{ 时},$$

$$\beta = \frac{0.12}{\lambda + 0.3} = \frac{0.12}{0.83 + 0.3} = 0.1059$$

$$\beta f_c b_0 h_0 = 0.1059 \times 16.7 \times 10^3 \times 3.2 \times 1.2$$
$$= 6790\text{kN} > \frac{12200}{2}$$
$$= 6100\text{kN}, \text{满足}$$

3.83 如何计算桩基础沉降（例题）？

非软土地区一个框架柱采用钻孔灌注桩基础，承台底面所受荷载的长期效应组合的平均附加压力 $p_0 = 173\text{kPa}$。承台平面尺寸 3.8m × 3.8m，承台下为 5 根 ϕ600mm 灌注桩，布置如平面图 3-39 所示。承台埋深 1.5m，位于厚度 1.5m 的回填土层内，地下水位于地面以下 2.5m，桩身穿过厚 10m 的软塑粉质粘土层，桩端进入密实中砂 1m，有效桩长 $l = 11\text{m}$，中砂层厚 3.5m，该层以下为粉土，较厚未钻穿。各土层的天然重度 γ，浮重度 γ'及压缩模量 E_s 等，已列于剖面图上。已知等效沉降系数 $\psi_c = 0.229$，按 $\sigma_z = 0.2\sigma_c$ 条件的沉降计算深度为桩端以下 5m，试按《建筑桩基技术规范》（JGJ94—94）计算该桩基础中心点沉降？

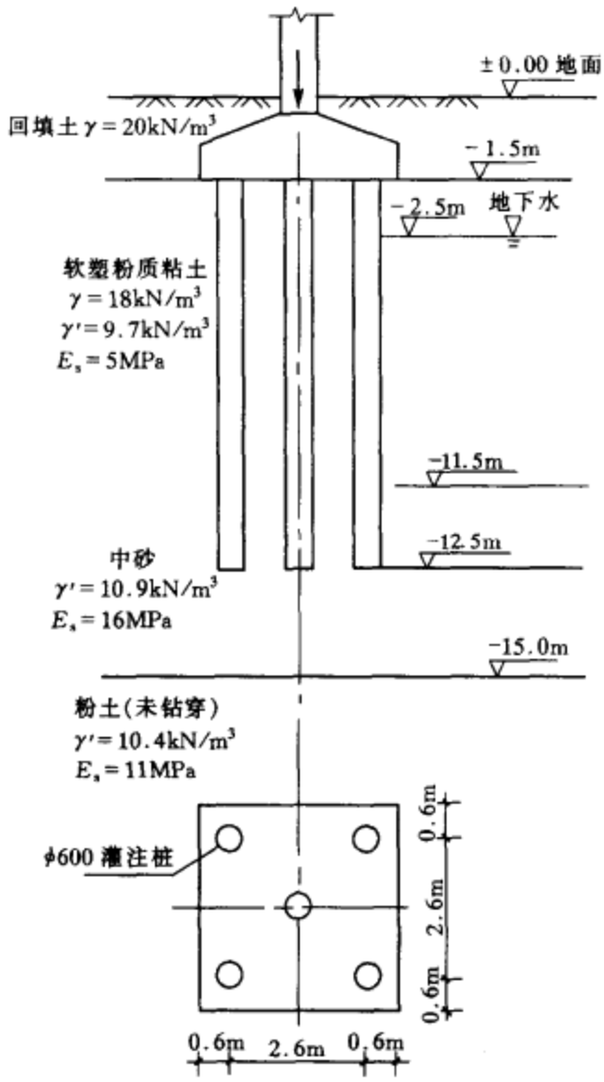


图 3-39 例题 3.83

【解】 附加压力 $p_0 = 173\text{kPa}$ 等效作用在桩端平面上，等效作用面积为桩承台投影面积，沉降计算如表 3-9

沉 降 计 算 表 3-9

z	l/b	z/b	$\bar{\alpha}$	$z_i\bar{\alpha}_i$	$\frac{z_i\bar{\alpha}_i - z_{i-1}}{\bar{\alpha}_{i-1}}$	E_{si}	$\Delta s'_i$ (mm)	$\Sigma\Delta s'_i$ (mm)
0	1.0	0	0.25 × 4	0	—	—	—	—
2.5	1.0	1.32	0.2085 × 4	2.084	2.084	16	22.53	22.53
5.0	1.0	2.63	0.1493 × 4	2.986	0.902	11	14.19	36.72

基础中心点沉降为：

$$s = \psi \cdot \psi_c \Sigma\Delta s'_i,$$

根据（JGJ94—94）规范 5.3.10.1 条，非软土地区，$\psi = 1.0$，

$$s = 1.0 \times 0.229 \times 36.72 = 8.41\text{mm},$$

3.84 如何根据静力触探资料计算单桩承载力（例题）？

某工程单桥静力触探资料如图 3-40 所示，拟采用第④层粉砂作为桩端持力层，假定

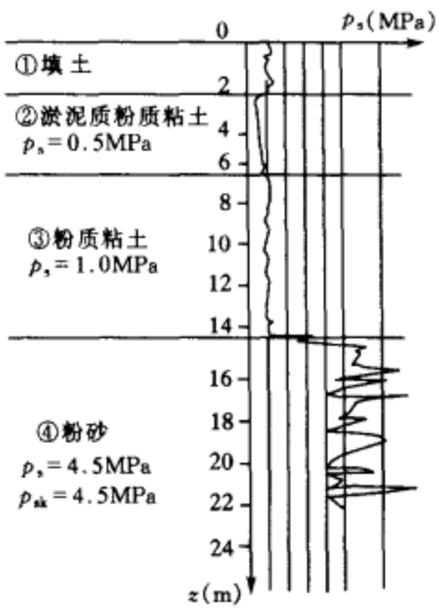


图 3-40　例题 3.84

采用钢筋混凝土方桩，断面为 350mm × 350mm，桩长为 16m，桩端入土深度 18m，试按《建筑桩基技术规范》（JGJ94—94）计算单桩竖向极限承载力标准值 Q_{uk}。

【解】　根据（JGJ94—94）规范 5.2.6 条和图 5.2.6，单桩竖向极限承载力标准值为

$$Q_{uk} = u\Sigma q_{sik} l_i + \alpha p_{sk} A_p$$

$$= 4 \times 0.35[15 \times 4 + (0.025 \times 1000 + 25) \times 8 + 0.02 \times 4500 \times 4] + \alpha p_{sk} A_p$$

由表 5.2.6-2，$\alpha = 0.78$

$$Q_{uk} = 1.4[60 + 400 + 360] + 0.78 \times 4500 \times 0.35^2$$

$$= 1148 + 430 = 1578\text{kN}$$

3.85　如何计算单桩水平承载力（例题）？

某桩基工程采用直径为 2.0m 的灌注桩，桩身配筋率为 0.68%，桩长 25m，桩顶铰接，桩顶允许水平位移 0.005m，桩侧土水平抗力系数的比例系数 $m = 25\text{MN/m}^4$，试按《建筑桩基技术规范》（JGJ94—94）计算单桩水平承载力（已知桩身 $EI = 2.149 \times 10^7\text{kN}\cdot\text{m}^2$）

【解】　桩身配筋率不小于 0.65%的灌注桩，单桩水平承载力设计值为：

$$R_h = \frac{\alpha^3 EI}{\nu_x} x_{0a}$$

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}, b_0 = 0.9(d + 1) = 0.9 \times 3 = 2.7\text{m}$$

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{25 \times 10^3 \times 2.7}{2.149 \times 10^7}} = \sqrt[5]{\frac{67.5 \times 10^3}{2.149 \times 10^7}} = \sqrt[5]{31.4 \times 10^{-4}} = 0.3158\text{m}^{-1}$$

$\alpha h = 0.3158 \times 25 = 7.895 > 4.0$，查（JGJ94—94）规范表 5.4.2，$\nu_x = 2.441$

$$R_h = \frac{\alpha^3 EI}{\nu_x} x_{0a} = \frac{0.3158^3 \times 2.149 \times 10^7}{2.441} \times 0.005 = 1386\text{kN}$$

3.86　如何验算群桩基础和基桩抗拔承载力（例题）？

某地下车库（按二级桩基考虑）为抗浮设置抗拔桩，桩型采用 300mm × 300mm 钢筋混凝土方桩，桩长 12m，桩中心距为 2.0m，桩群外围周长为 4 × 30m = 120m，桩数 $n = 14 \times 14 = 196$ 根，单一基桩上拔力设计值 $N = 330\text{kN}$。已知各土层极限侧阻力标准值如图 3-41。取抗力分项系数 $\gamma_s = 1.65$，抗拔系数 λ_i 对粘土取 0.7，粉砂取 0.6，钢筋混凝土桩体重度 25kN/m^3，桩群范围内桩、土总浮重设计值 108MN。按照《建筑桩基技术规范》（JGJ94—94）试验算群桩基础及其基桩的抗拔承载力。

【解】　根据（JGJ94—94）规范 5.2.17 条，群桩和基桩抗拔承载力为：

$$\gamma_0 N \leqslant U_{gk}/\gamma_s + G_{gp} \quad \text{（群桩）}$$

$$\gamma_0 N \leqslant U_k/\gamma_s + G_p \quad \text{（基桩）}$$

1. $N = 330\text{kN}, \gamma_0 = 1.0$ （二级桩基）

2. $U_{gk} = \frac{1}{n} u_i \Sigma \lambda_i q_{sik} l_i = \frac{1}{196} \times 120 \times (0.7 \times 40 \times 10 + 0.6 \times 60 \times 2) = 215.5\text{kN}$

$$G_{gp} = \frac{30^2 \times 12 \times 10}{196} = 551\text{kN}$$

$U_{gk}/\gamma_s + G_{gp} = \frac{215.5}{1.65} + 551 = 681.6 > \gamma_0 N = 330\text{kN}$ 群桩满足

3. $U_k = \Sigma \lambda_i q_{sik} u_i l_i = 0.7 \times 40 \times 1.2 \times 10 + 0.6 \times 60 \times 1.2 \times 2 = 422.4\text{kN}$

$G_p = 0.3 \times 0.3 \times 12 \times (25 - 10) = 16.2\text{kN}$

$U_k/\gamma_s + G_p = \frac{422.4}{1.65} + 16.2 = 272.2\text{kN} < \gamma_0 N = 330\text{kN}$ 基桩不满足

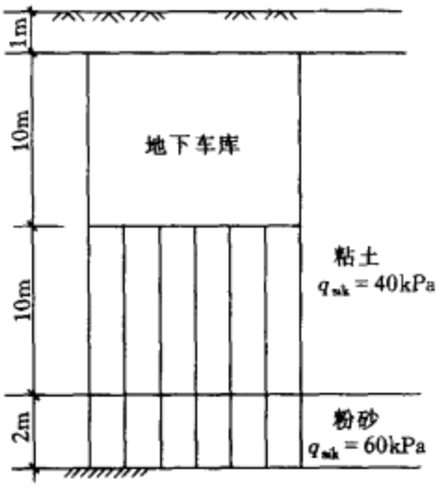


图 3-41 例题 3.86

3.87 如何计算黄土湿陷产生的负摩阻力（例题）?

在一自重湿陷性黄土场地上，采用人工挖孔端承型桩基础。考虑到黄土浸水后产生自重湿陷，对桩身会产生负摩阻力，已知桩顶位于地下 3.0m，计算中性点位于桩顶下 3.0m，黄土的天然重度为 15.5kN/m³，含水量 12.5%，孔隙比 1.06，在没有实测资料时，试按现行《建筑桩基技术规范》（JGJ94—94）估算黄土对桩的负摩阻力标准值

【解】

$$q_{si}^n = \zeta_n \cdot \sigma'_i = \zeta_n \cdot \gamma_i \cdot z_i$$

$\zeta_n = 0.20$（灌注桩取低值），z_i 取计算层中点深度 $= 4.5\text{m}$

γ_i 按 $S_r = 85\%$ 计算饱和重度

$$\gamma_i = \frac{15.5}{1 + 0.125} + 0.85 \times \frac{1.06}{1 + 1.06} \times 10 = 18.15\text{kN/m}^3$$

$$q_{si}^n = 0.2 \times 18.15 \times 4.5 = 16.33\text{kPa}$$

4 地 基 处 理

4.1 选择地基处理方案时，应考虑哪些主要因素？

地基处理是一门技术性和经验性很强的应用科学。选择处理方案时应根据上部结构和地基两方面特点考虑以下因素：

（1）针对地质条件和工程特点选用适合方法

地基处理方法很多，各种处理方法都有它的适用范围，没有一种方法是万能的。应根据地基条件、处理要求、材料来源和机具设备等因素综合考虑，选定合适的处理方法。

（2）选用的处理方法必须符合土力学原理

地基处理目的是改善地基土的性质或受力条件。若选择不当，非但不能达到预期效果，反而会造成相反结果。例如饱和的软土地基，在没有改善排水条件情况下，采用挤密法，显然达不到应有效果；又如黄土，采用强夯法可以有效解决湿陷性，而红粘土，虽然孔隙比也很大，但用强夯法处理，反而有可能降低其承载力。

（3）选用处理方法的原则，应该是技术上可靠，经济上合理又能满足施工进度要求，通过比较分析选用最好的处理方法。

（4）应考虑环境保护和节约能源，避免因地基处理对地面水和地下水产生污染，以及振动和噪音对环境的不良影响。

（5）在选择地基处理方案时，应同时考虑上部结构、基础和地基的共同作用，尽量选用加强上部结构和处理地基相结合的方案，这样既可降低地基的处理费用，又可收到满意效果。

（6）应根据结构类型、荷载大小及使用要求，结合地形地貌，地层结构、土质条件、地下水特征、环境情况和对邻近建筑的影响等因素综合分析，尽可能选择几种，包括选择两种或多种地基处理措施组成的综合处理方案。

（7）对选出的各种方案，分别从加固原理，适用范围、预期处理效果、耗用材料、施工机械、工期要求等进行技术经济分析和对比，选择最佳的方案。

4.2 已选定的地基处理方法，如何验证其设计参数和处理效果的可靠性和适宜性？

（1）地基处理方法选定后，宜按建筑物安全等级和场地复杂程度，在大规模施工前先进行现场试验，或试验性施工，并进行必要的测试以检验设计参数的正确性和处理方案的可靠性，同时对施工中一些参数和指标的控制提供经验，如达不到要求，应查找原因采取措施或修改设计。

（2）施工过程进行施工质量控制和现场监测，做好记录收集数据，保证施工正常进行，也可对处理方法可靠程度验证。

（3）根据实测资料及分析，可获得必要的参数，它比开始阶段的计算更为接近实际，验证设计参数的正确性。

（4）施工完后进行质量检验，确定承载力是否达到原设计要求。

（5）重要工程或高层建筑在上部结构施工期间应进行沉降观测；对沉降有严格要求的建筑在使用期间继续进行沉降观测。

（6）大部分地基处理方法的加固效果并非在施工后全部体现出来，而需经过一段时间才能充分发挥，这就是地基处理的时效问题，在验证处理效果时应充分注意。

4.3 经处理后的地基承载力特征值，应如何进行修正？

经处理后的地基，按地基承载力确定基础底面积及埋深而需对地基承载力特征值进行修正时，基础宽度的地基承载力修正系数为零，基础埋深地基承载力修正系数取 1.0，即

$$f_a = f_{ak} + 1.0 \times \gamma_m(d - 0.5) \tag{4-1}$$

式中 f_a——修正后的地基承载力特征值；

f_{ak}——地基承载力特征值；

γ_m——基础底面以上土的加权平均重度，地下水位以下取浮重度；

d——基础埋置深度。

4.4 换填垫层法中垫层厚度如何确定？垫层厚度多厚为适宜？

垫层厚度 Z 根据需置换软弱土的深度或下卧土层的承载力确定，并符合式 4-2 要求：

$$p_z + p_{cz} \leqslant f_{az} \tag{4-2}$$

式中 p_z——相应于荷载效应标准组合时，垫层底面处的附加压力值；

p_{cz}——垫层底面处土的自重压力；

f_{az}——垫层底面处经深度修正后的地基承载力特征值。

换填垫层厚度不宜小于 0.5m，也不宜大于 3m。

垫层底面处的附加压力，对于条形基础和矩形基础分别按式（2-14）、（2-15）计算。

4.5 换填垫层法中，每一垫层的施工质量如何检验？

换填垫层法是将基础底面下一定深度范围内的软弱土层挖去，换填砂石、素土、灰土或工业废渣等强度较高的材料，并分层夯实，每夯压完一层，应进行质量检验，符合设计要求后才能铺填上层土。

质量检验主要用平均压实系数按表 4-1 规定进行控制。

另外根据“建筑地基基础设计规范”（GB 50007—2002），压实填土地基规定，当结构为砌体承重和框架结构，地基主要受力层范围，压实系数 $\lambda_c \geqslant 0.97$，受力层范围以下 $\lambda_c \geqslant 0.95$。

当结构为排架时，地基受力层，$\lambda_c \geqslant 0.96$，受力层以下，$\lambda_c \geqslant 0.94$。

每一层压实质量检验，对粉质粘土、灰土、粉煤灰和砂石垫层可用环刀法、贯入仪、静力触探、轻型动力触探或标准贯入试验检验。

对砂石、矿渣垫层可用重型动力触探检验。同时均应通过现场试验以设计压实系数所对应的贯入度为标准检验垫层施工质量。压实系数也可采应环刀法、灌砂法灌水法或其他方法检验。

环刀法的取样点应位于每层厚度的 2/3 深度处。检验点数量，对大基坑每 50 ~ 100m^2

不应少于1个检验点；对基槽每10～20m不应少于1个点；每个独立柱基不应少于1个点。

采用贯入仪或动力触探检验垫层的施工质量时，每分层检验点的间距应小于4m。

竣工验收采用载荷试验检验垫层承载力时，每个单体工程不宜少于3点，对大型工程应按单体工程的数量或工程的面积确定检验点数。

4.6 对垫层承载力除现场载荷试验确定外，应如何取值？

垫层承载力除用现场载荷试验确定外，还可用表4-1经验估算。

各种垫层压实标准和承载力经验估算　　表4-1

施工方法	换填材料类别	压实系数 λ_c	承载力特征值 f_{ak}/kPa
碾压振密或夯实	碎石、卵石	0.94～0.97	200～300
	砂夹石（其中碎石、卵石占全重的30%～50%）		200～250
	土夹石（其中碎石、卵石占全重30%～50%）		150～200
	中、粗、砾砂；角、圆砾；石屑		150～200
	粉质粘土		130～180
	灰土	0.95	200～250
	粉煤灰	0.90～0.95	150～200

4.7 预压法适用范围和应用条件是什么？

预压法分为加载预压和真空预压。预压法适用于处理淤泥质土、淤泥和冲填土等饱和粘性土地基。

预压法是通过固结排水使土体抗剪强度增强，地基承载力提高，减少地基沉降。所以预压前应查明土层在水平和竖向方向分布和变化，透水层位置和水源补给条件。当土层较薄，土中孔隙水可由竖向渗流经上下透水层排出使土固结，而当软土很厚时，为了加速固结，可以增加排水途径，如砂井、塑料排水板，在荷载作用下促使孔隙水由水平向流入砂井，竖向流入砂垫层，大大缩短固结时间。

堆载法通常用土、砂石料或钢锭等荷载进行堆载，堆载多少应根据设计要求而确定。对沉降有严格限制的建筑，应采用超载预压处理，超载量应根据预压时间内要求完成的变形量通过计算确定，并使预压荷载下受压土层各点的有效竖向应力大于建筑物荷载引起的相应点的附加应力。

堆载预压优点是施工技术简单，对地质条件要求适应性广；缺点是投资高。

4.8 加载预压法用于各种不同目的地基处理中，其竖向排水砂井的设置深度是如何确定的？

加载预压法中，竖向排水砂井的深度是根据建筑物对地基稳定性和变形要求确定。

（1）对以地基抗滑稳定性控制的工程，如路堤、土坝等，砂井深度应超过最危险滑动面2m。

（2）对以沉降控制的建筑物，如果压缩层厚度不大，砂井深度贯穿压缩土层即可；若

压缩层较厚，但间有砂层或砂透镜体时，砂井应打至砂层或砂透镜体层；若压缩层厚又无透水层时，可根据预压时间内的变形量确定，竖井宜穿透受压土层。而施工条件达不到设计深度时，可采用超载预压法。

4.9 真空预压设计内容、对膜下真空度和压缩层固结度的要求是多少？

真空预压法处理地基是在设置有排水井地基上覆盖一层不透气的密封膜，使地基与大气隔绝，通过埋设于砂垫层中的吸水管道，用真空装置抽气，膜内产生一气压差。这部分压力相当作用在地基上的预压荷载。

真空预压法设计内容为：竖井断面尺寸、间距、排列方式和深度的选择；预压区面积和分块大小；真空预压工艺；真空度和固结度；真空预压和建筑物荷载下地基变形计算；预压后地基土的强度增长计算等。

真空预压膜下真空度应稳定地保持在650mmHg以上，且均匀分布，竖井深度范围内土层的平均固结度应大于90%。

4.10 强夯法的有效加固深度根据地基土性质确定后，如何选定相应的单击夯击能？

强夯法是在极短时间内对地基施加一个巨大冲击能，加荷时间仅几十毫秒，这种突然释放的巨大能量，转化为各种振动波向土中传播，破坏土的结构。所以强夯法是通过土体强制压缩、土体液化或土体结构破坏和排水固结压密等提高地基土强度并降低压缩性。

强夯法的锤重一般100～400kN，落距6～40m。

当有效加固深度确定后，经强夯加固的土层强度和变形等指标能满足设计要求的土层范围称为加固深度。夯点的夯击次数，应按现场试夯得到的夯击次数和夯沉量关系曲线确定，并同时满足下列条件：

（1）最后两击的平均夯沉量不宜大于下列数值：当单击夯击能小于4000kN·m时为50mm；当单击夯击能为4000～6000kN·m时为100mm；当单击夯击能大于6000kN·m时为200mm；

（2）夯坑周围地面不应发生过大的隆起；

（3）不因夯坑过深而产生提锤困难。

单击夯击能，根据加固土层厚度及选用吊机大小，可按下式估算。

$$H = \alpha\sqrt{\frac{Wh}{10}} \tag{4-4}$$

式中 H——加固深度（m）；

W——锤重（kN）；

h——落距（m）；

α——修正系数，一般为0.35～0.7，粘性土取0.5；砂性土取0.7；黄土取0.35～0.5。

根据经验，对加固深度5～9m的粗粒土单击夯击能可取1000～4000kN·m，对细粒土单击夯击能可取1500～6000kN·m。夯点单击能也可根据土性和加固深度要求按表4-2预估。

单击夯击能和有效加固深度（m）　　表 4-2

单击夯击能/kN·m	砂石土 砂土等	粉土、粘性土 湿陷性黄土	单击夯击能/kN·m	砂石土 砂土等	粉土、粘性土 湿陷性黄土
1000	5.0～6.0	4.0～5.0	5000	9.0～9.5	8.0～8.5
2000	6.0～7.0	5.0～6.0	6000	9.5～10.0	8.5～9.0
3000	7.0～8.0	6.0～7.0	8000	10.0～10.5	9.0～9.5
4000	8.0～9.0	7.0～8.0			

4.11　强夯法两遍夯击之间应有一定的时间间隔，应如何确定不同地基土的间隔时间？

相邻夯击两遍之间的间歇时间为时间间隔，间隔时间取决于土中超静孔隙水压力的消散时间。对于砂性土，孔隙水压力的峰值出现在夯完的瞬间，消散时间约 3～4 分钟，可连续夯击；而对于渗透性较差的粘性土，间隔时间至少 3～4 周。

4.12　强夯置换法的墩体可采用哪些材料？如何进行质量检验？

强夯置换法的墩体材料可采用级配良好的块石、碎石、矿渣、建筑垃圾等硬粗颗粒材料，粒径大于 300mm 的颗粒含量不宜超过全重的 30%。

强夯置换地基竣工验收时，应采用单墩载荷试验确定承载力和变形模量，另外尚应采用动力触探等有效手段查明置换墩着底情况及承载力与密度随深度的变化，对饱和粉土地基允许采用单墩复合地基载荷试验代替单墩载荷试验。

承载力检验应在施工结束后间隔一定时间进行，对于碎石土和砂土地基，间隔时间 7～14d；粉土和粘性土地基取 14～28d。强夯置换地基间隔时间可取 28d。

强夯置换施工中可采用超重型或重型圆锥动力触探检查置换墩着底情况。

确定软粘土中强夯置换墩地基承载力特征值时，可只考虑墩体，不考虑桩间土作用，通过现场单墩载荷试验确定；对饱和粉土地基可按复合地基考虑，其承载力可通过现场单墩复合地基载荷试验确定。

4.13　振冲法分哪几类及适用土的类型？桩体采用何种材料？

振冲法是通过对土体振密、挤密和排水固结等原理提高地基承载力，它是利用振动和水冲加固土体的方法。

振冲法分为振冲置换法和振冲密实法两种。

振冲置换法用于处理砂土、粉土、粉质粘土、素填土和杂填土地基。对于处理不排水抗剪强度不小于 20kPa 的饱和粘性土和饱和黄土地基，应在施工前通过现场试验确定其适用性。

不加填料的振冲密实法仅适用于处理粘粒含量大于 10%的粗砂、中砂地基。

振冲法的填料随地基土要求达到的密实程度和振冲点间距而定。填料可用含泥量不大于 5%的碎石、卵石、矿渣或其他性能稳定的硬质材料，不宜使用风化易碎的石料，常用填料粒径为：30kW 振冲器 20～80mm；55kW 振冲器 30～100mm；75kW 振冲器 40～150mm。

4.14 可液化地基处理常用哪几种方法？其处理范围多大？

处于饱和的粉细砂或粉土，在重复或突变荷载作用下，孔隙水压力上升，土粒间有效应力降低，在土中排水条件不畅的情况下，可能使土粒处于悬浮状态，这时土体抗剪强度丧失，这现象称为砂土的液化。其液化的内在条件为：①土粒无粘性或低粘性，且结构松散；②土处于饱和状态；③土中排水条件差，超孔隙水压力不易消散。

所以可液化地基处理，其出发点是改变它的内在条件，增加土体密实度和改善排水条件。

常用方法有以下几种：

（1）强夯法：强夯法根据不同土质条件和夯击能，可处理 4～10m 深度范围。

（2）桩基和深基础：采用桩基时，桩端伸入液化深度以下稳定土层中的长度，应按计算确定，且对碎石土、砾、粗、中砂，坚硬粘性土和密实粉土不应小于 0.5m，对其他非岩石土不宜小于 1.5m。

采用深基础时，基础底面应埋入液化深度以下的稳定土层中，其深度不小于 0.5m。

（3）加密法：包括振冲法、砂石桩法和强夯法等，应处理至液化深度下界，采用振冲法和砂石桩法加固后，桩间土的标贯击数应大于液化判别标准贯入击数临界值。

（4）换填法：用非液化土替换全部液化土层。液化地基土的处理范围，采用加密法、强夯法或换土法，在基础边缘以外的处理宽度，应超过基础底面下处理深度的 1/2 且不小于基础宽度的 1/5。

4.15 消除黄土地基湿陷性有哪几种处理方法？

消除黄土地基湿陷性的处理原理，主要是破坏湿陷性黄土的大孔结构，以消除或部分消除黄土的湿陷性。处理方法有以下几种：

（1）垫层法：用素土或灰土垫层换填可消除 1～3m 土层的湿陷性。黄土地基在附加压力作用下，土层浸水后的最大湿陷变形发生在一倍基础宽度的深度内，用垫层置换基础以下适当范围内的湿陷性土层，可有效降低湿陷量。

（2）夯实法：夯实法分为垂锤夯实法和强夯法。前者可消除 1～2m 深度内黄土的湿陷。强夯法，若夯击能为 1000～4000kN·m 时，可消除 5～8m 深度内黄土湿陷性，在 5m 深度内土的压缩模量可提高到 50MPa，地基承载力特征值可提高到 200kPa 以上。

（3）挤密法：挤密法是用机械或人工成孔，然后孔中填入碎石、土或灰土，土或灰土分层夯实，在水位以上可处理 5～15m 的湿陷性黄土。

（4）桩基础：桩基穿过湿陷性黄土层，使桩端支承在压缩性较低的粘性土层或中密、密实的粉土、砂土、碎石类土层中，这样既使地基受水浸湿，也可避免湿陷的危害。

（5）预浸水法：预浸水是利用黄土浸水后产生自重湿陷的特性，在施工前进行大面积浸水，使土体预先产生自重湿陷，以消除自重湿陷和深层的外荷载作用的湿陷性，可消除 6m 以内的土层湿陷性。

（6）单液硅化或碱液加固法：一般适用于加固地下水位以上的已有建筑地基。单液硅化法，处理深度可达 20m，碱液加固法一般处理深度为 10m。

选择消除黄土湿陷性的处理方法，应根据建筑物的类别、湿陷性黄土特性、施工条件

和当地材料，综合技术经济比较确定。

4.16　土或灰土挤密桩法适用于处理哪些类型地基？经处理后的地基承载力特征值如何确定？

土或灰土挤密法适用于处理地下水位以上的湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基，可处理地基深度 5m ~ 15m。

当以消除地基湿陷性为主要目的时，宜用土挤密桩法。

当以提高地基承载力或增强其水稳性为主要目的时，宜用灰土挤密桩法；

地基土含水量大于 24%及其饱和度大于 65%时，不宜采用灰土挤密法或土挤密桩法。

经土或灰土挤密法地基处理后的复合地基承载力特征值确定可用现场单桩或多桩复合地基载荷试验。

检验数量不应少于桩总数的 0.5%，且每项单体工程不应少于 3 点。初步设计时，可用式 4-5 估算复合地基承载力特征值。

$$f_{spk} = mf_{pk} + (1 - m)f_{sk} \tag{4-5}$$

式中　f_{spk}——复合地基承载力特征值；

f_{pk}——桩体单位面积承载力特征值；

f_{sk}——桩间土承载力特征值；

m——面积置换率。

$$m = \frac{d^2}{d_e^2} \tag{4-6}$$

式中　d——桩身平均直径；

d_e——1 根桩分担的处理地基面积的等效圆直径。

当桩体为等边三角形布置时，$d_e = 1.05s$

桩体为正方形布置时，　$d_e = 1.13s$

桩体为矩形布置时，　$d_e = 1.13\sqrt{s_1 s_2}$

s、s_1、s_2 分别为桩间距、纵向间距和横向间距。

根据经验，对土挤密桩复合地基承载力特征值不宜大于处理前的 1.4 倍，并不宜大于 180kPa。对于灰土挤密复合地基的承载力特征值，不应大于处理前的 2 倍，并不大于 250kPa。

4.17　砂石桩法适用于哪些类型地基处理？其桩间距和桩长如何确定？

砂石桩法适用于松散砂土、粉土、粘性土、素填土和杂填土的地基处理。

饱和粘性土地基对变形控制要求不严的工程也可采用砂石桩置换处理。砂石桩法也可处理可液化地基。

砂石桩的间距应通过现场试验确定，对于粉土和砂土地基不宜大于砂石桩直径的 4.5 倍；对于粘性土地基不宜大于砂石桩直径的 3 倍，也可按式（4-7）（4-8）（4-10）（4-11）进行估算：

（1）砂土地基和松散粉土地基可根据挤密后要求达到的孔隙比 e_1 来确定。

等边三角形布桩：$s = 0.95\zeta d\sqrt{\dfrac{1+e_0}{e_0-e_1}}$ (4-7)

正方形布桩：$s = 0.89\zeta d\sqrt{\dfrac{1+e_0}{e_0-e_1}}$ (4-8)

$$e_1 = e_{max} - D_{r1}(e_{max} - e_{min}) \quad (4\text{-}9)$$

式中 s——砂石桩间距；

d——砂石桩直径；

e_0——地基处理前砂土的孔隙比；

e_1——地基处理后要求达到的孔隙比；

e_{max}、e_{min}——分别为砂土最大、最小孔隙比；

D_{r1}——地基处理后要求砂土达到的相对密实度，可取 0.70～0.85；

ζ——修正系数，当考虑振动下沉密实作用时，可取 1.1～1.2，不考虑振动下沉密实作用时，可取 1.0。

(2) 粘性土地基

等边三角形布桩：$s = 1.08\sqrt{A_e}$ (4-10)

正方形布桩：$s = \sqrt{A_e}$ (4-11)

式中 A_e——1 根砂石桩承担的处理面积。

$$A_e = \frac{A_p}{m} \quad (4\text{-}12)$$

式中 A_p——砂石桩截面积；

m——面积置换率。

砂石桩桩长确定，当松软土层厚度不大时，砂石桩应穿过松软土层；当松软土层厚度较大时，对以稳定性控制的工程；砂石桩桩长应不小于最危险滑动面以下 2m 的深度；对按变形控制的工程，其桩长应满足处理后地基变形量不超过建筑物的地基允许值并满足软弱下卧层承载力的要求。

对可液化的地基，砂石桩的桩长应达液化深度下界，同时处理后的桩间土的标贯击数应大于判别液化标贯击数的临界值。

砂石桩桩长不宜小于 4m。

4.18 水泥土搅拌法的功能是什么？固化剂掺入量宜多少？

水泥土搅拌法分为深层搅拌法（湿法）和粉体喷搅法（干法）。

水泥土搅拌法形成的水泥土加固体，可作为竖向承载的复合地基；基坑工程围护挡墙、被动区加固、防渗帷幕和大体积水泥稳定土等。

水泥土搅拌法的固化剂一般是采用水泥，同一土层中水泥掺入比不同，水泥土强度将不同，其抗压强度随其相应的水泥掺入比的增加而增大。大体积块状加固处理，对水泥土强度要求不高，用 7%～12%的水泥掺量即可。其余用途的水泥土宜用 12%～20%的水泥（被加固湿土质量比）；湿法的水泥浆水灰比可用 0.45～0.55。

外掺剂具有早强、缓凝、减水以及省水泥作用，可根据工程需要和土质条件选用材料。但注意避免污染环境。

当用石灰为固化剂时，一般用于颗粒含量大于20%、塑性指数 $I_p > 10$、液性指数 $I_L > 0.7$ 和天然含水量 $w > 30\%$ 的粘性土，对含水量太低的土效果不好，往往出现软心现象。

4.19 夯实水泥土桩的成孔方法有哪些？其密实度如何控制？

夯实水泥土桩复合地基具有造价低，持力层直观、经济效果显著和环保好等优点。处理深度不宜超过10m。其成孔方法可用沉管和冲击成孔挤土方法，也可用长螺旋钻和洛阳铲非挤土成孔法，采用洛阳铲成孔，其深度不宜大于6.0m。

土料应过10～20mm筛，然后和水泥均匀拌和，混合料含水量应满足土料的最优含水量 w_{op}，允许偏差小于±2%。

夯填应选用机械夯实，向孔内填料前孔底必须夯实，然后分段夯实，其压实系数 $\lambda_c \geqslant 0.93$。

4.20 石灰桩法适用于哪些土层？掺合料的比例如何？

石灰桩法适用于处理饱和粘性土、淤泥、淤泥质土、素填土和杂填土等地基，当用于地下水以上的土层，宜增加掺合料的含水量并减少生石灰用量，或采取土层浸水等措施。

石灰桩主要固化剂为生石灰和外加掺合料，掺合料为粉煤灰、火山灰和炉渣等工业废料。生石灰与掺和料的体积比为1:1或1:2，而对于加固淤泥、淤泥质土等软土可适当增加生石灰用量。为了提高桩身强度，还可掺加石膏、水泥等外加剂。

4.21 柱锤冲扩桩法的桩体用什么材料？处理深度为多少？

柱锤冲扩桩法是用直径300～500mm，长2～6m，质量1～8t柱状锤，用起重机将柱锤提升一定高度，自动脱钩冲击土层成孔，向孔中填料并夯实成为加固体。

填料可用碎砖三合土、级配砂石、矿渣、灰土和水泥混合土等。当用碎砖三合土时，其配比（体积比）为：生石灰:碎砖:粘土=1:2:4；用其他材料时，应试验确定配合比。

柱锤冲扩桩法地基处理深度不宜超过6m，复合地基承载力特征值不宜超过160kPa。

4.22 水泥粉煤灰碎石桩法（简称CFG桩）的适用范围是哪些？在初步设计时如何估算复合地基承载力特征值？

CFG桩法适用于处理粘性土、粉土、砂土和已自重固结的素填土等地基。对于淤泥质土应根据地区经验或通过现场试验确定其适用性。

在初步设计时，可按式4-13估算复合地基承载力特征值。

$$f_{spk} = m\frac{R_a}{A_p} + \beta(1 - m)f_{sk} \tag{4-13}$$

式中 f_{spk}——复合地基承载力特征值；

R_a——单桩竖向承载力特征值；

f_{sk}——处理后桩间土承载力特征值；

m——面积置换率；

A_p——桩的截面积；

β——桩间土承载力折减系数，$\beta = 0.75 \sim 0.95$，天然地基承载力高者取大值。

另外桩体强度应满足设计要求，按 JGJ 79—2002 规范规定，桩体强度可用桩体试块抗压强度进行估算：

$$f_{cu} \geqslant 3\frac{R_a}{A_p} \tag{4-14}$$

式中 f_{cu}——按标准方法制作养护的边长为 150mm 的立方体桩体试块在 28d 龄期的抗压强度平均值。

式 4-13 是桩体和桩间土各自计算的承载特征值进行承载力组合，并未考虑桩顶和桩间土变形一致，即两者共同作用的变形协调问题，实际 CFG 桩复合地基是在外荷载作用下，桩顶和桩间土变形一致前题下桩体和桩间土通过褥垫层随着荷载增加逐渐调整荷载分担比的过程，所以式 4-13 得到的复合地基承载力是近似的。规范规定在竣工验收时，承载力检验应采用复合地基载荷试验。桩身完整性检验可采用低应变动力试验法，抽检数量不少于总桩数的 10%。

4.23 CFG 桩有哪些成孔方法？混合料的坍落度应如何控制？

CFG 桩目前有三种成孔方法：

（1）长螺旋钻孔，适用于地下水以上的粘性土、粉土、素填土和中等密实以上的砂土；

（2）振动沉管成孔，适用于粉土、粘性土和素填土地基；

（3）长螺旋钻孔，管内泵压混合料成桩，适用于粘性土、粉土、砂土等地基。

CFG 桩是由水泥、粉煤灰、碎石加水拌和灌注入孔内成桩，桩、桩间土和褥垫层三者形成复合地基，要保证桩体的质量，控制混合料的坍落度和拔管速度至关重要。

当用管内泵压混合料时，坍落度宜为 160～200mm；振动沉管成孔和长螺旋钻孔，其混合料坍落度宜为 60～80mm。控制混合料坍落度，主要是有利于混合料能顺利灌入和输送，保证桩体质量。如泵送工艺，坍落度太大，易产生泌水、离析，骨料与砂浆分离，导致堵管或桩体材料离析、松散；坍落度太小，混合料流动性差，不易输送也易堵管；振动成管灌注成桩，坍落度太大，易使桩体混合料离析。

拔管速度应控制在 1.2～1.5m/min，拔管过块，易使桩体产生缩颈，尤其在土层软硬交界处最易发生。

4.24 CFG 桩褥垫层应采用多厚？它有何作用？

CFG 桩桩顶和基础之间应设置中砂、粗砂、级配砂石或碎石（最大粒径≤30mm）等褥垫层。

褥垫层是桩顶和基础底之间加一层散体材料，若褥垫层厚度过小，桩间土承载能力不能充分发挥，厚度过大，桩承担的荷载太小，复合地基中桩的设置又失去意义。按 JGJ 79—2002 规范规定，褥垫层厚度宜取 150～300mm。

褥垫层的作用如下：

（1）使桩、土共同承担竖向荷载

褥垫层设置后，能使桩体的顶部和桩端都有上下刺入变形条件，在给定荷载作用下，桩承担较多的荷载，随着时间增长，桩产生一定沉降，荷载逐渐向桩间土体转移，即使桩端地基土很好，桩端变形小，但桩顶也有向褥垫层刺入条件，所以有了褥垫层能保证桩、

土较好的共同承担外荷载；

（2）减小基础的应力集中

当褥垫层厚度趋于零时，近似钢筋混凝土桩和承台的作用，这时承台基础要验算冲切承载力。加了褥垫层后起到扩散应力作用，同时桩顶和桩间土应力之比值显著降低，随着荷载增加应力比趋于一常数值。

（3）使基础底面压力分布更均匀

通过散体褥垫层的调整，随着荷载增加或变化，能使基底压力更均匀分布。

（4）抗水平力作用

类似地震作用的水平荷载，CFG 桩复合地基主要是通过基础与褥垫层之间的摩擦力和基础侧面土压力承担，褥垫层又是散体结构，所以传递到桩体的水平力较小或为零，这就是桩体可不配筋的缘由。

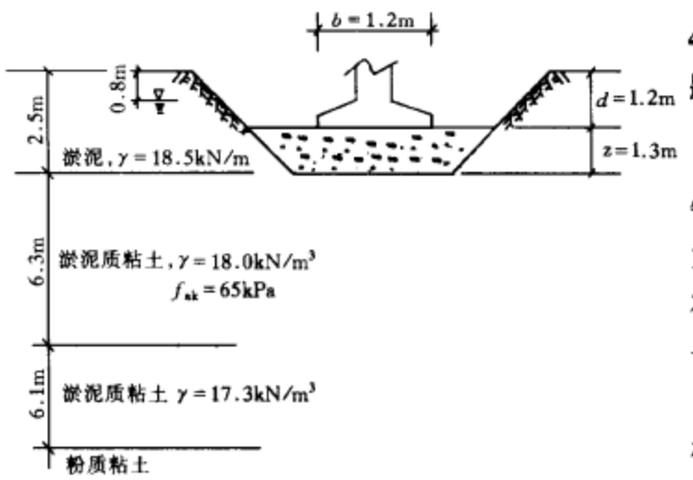


图 4-1　例题 4.25

4.25　如何验算换填地基承载力（例题）？

【例】　某 3 层砖混结构房子，采用钢筋混凝土条形基础，基础埋深 d = 1.2m，基础宽 b = 1.2m，基础作用竖向荷载 F_k = 110kN/m，土层分布如图 4-1，试验算地基承载力。

【解】　地基中淤泥土全部挖除，用砂换填。设垫层厚为 1.3m，要求干密度达 16kN/m³。

（1）基础底面平均压力 p_k

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{F_k + r_G bd}{A}$$

$$= \frac{110 + 20 \times 1.2 \times 1.2}{1.2} = 116\text{kPa}$$

（2）基础底面处土自重压力 p_c

$$p_c = 18.5 \times 0.8 + (18.5 - 10) \times 0.4 = 14.8 + 3.4 = 18.2\text{kPa}$$

（3）垫层底面处土自重压力 p_{cz}

$$p_{cz} = 18.5 \times 0.8 + (18.5 - 10) \times 0.4 + 10 \times 1.3 = 14.8 + 16.4 = 31.2\text{kPa}$$

（4）垫层底面处附加压力 p_z

对于条形基础

$$p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2z\text{tg}\theta} \tag{4-15}$$

式中　b——基础宽度；

p_k——基础底面处的平均压力；

z——基础底面下垫层厚度；

θ——垫层压力扩散角，z/b = 1.3/1.2 = 1.08，查“建筑地基处理技术规范”（JGJ 79—2002）表 4.2.1 得　θ = 30°。

$$p_z = \frac{1.2 \times (116 - 18.2)}{1.2 + 2 \times 1.3\text{tg}30°} = \frac{117.4}{1.2 + 1.5} = 43.5\text{kPa}$$

（5）砂垫层下淤泥质粘土地基承载力特征值 $f_{ak} = 65\text{kPa}$，经深度修正后承载力特征值为：

$$f_a = f_{ak} + 1.0 \times r_m(d + z - 0.5)$$

$$= 65 + 1.0 \times \frac{18.5 \times 0.8 + (18.5 - 10) \times 1.7}{2.5} \times (2.5 - 0.5)$$

$$= 65 + 11.7 \times 2.0 = 88.4\text{kPa}$$

（6）验算垫层下卧层底面地基承载力

由式（4-2），$p_z + p_{cz} \leqslant f_a$

$$43.5 + 31.2 = 74.7 < f_a = 88.4\text{kPa}$$

垫层厚度为 1.3m，其软弱下卧层的承载力满足要求。

4.26 如何估算 CFG 桩复合地基承载力（例题）？

【例】 某住宅地面以上 28 层，地下 2 层，基础埋深 7.0m，基础板厚 0.7m，基础面积 30m × 35m，采用 CFG 桩复合地基，桩径 0.4m，桩长 21m，混凝强度等级C25桩，桩间距 $s = 1.8\text{m}$，正方形布桩，端持力层为粘质粉土，土层分布如图 4-2，试估算复合地基承载力。

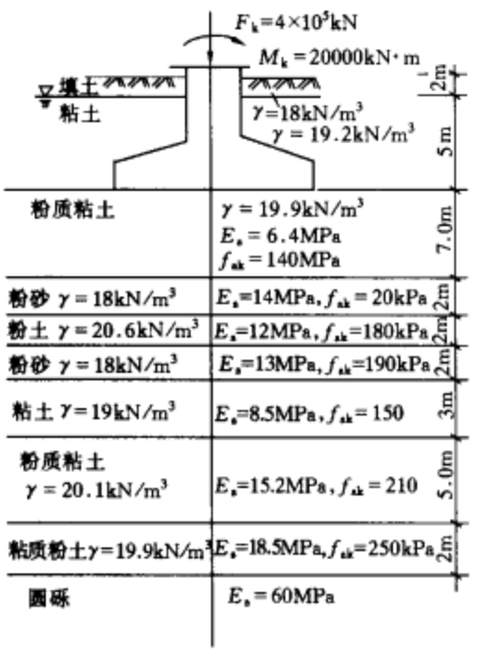


图 4-2 例题 4.26

【解】 （1）计算单桩承载力特征值

查 JGJ 94—94 规范表 5.2.8-1 和表 5.2.8-2（本书附录 1）得：

粉质粘土（第一层）$q_{sik} = 48\text{kPa}$；粉砂 $q_{sik} = 60\text{kPa}$；粉土 $q_{sik} = 50\text{kPa}$，粘土 $q_{sik} = 52\text{kPa}$；粉质粘土（第二层）$q_{sik} = 52\text{kPa}$；粘质粉土 $q_{sik} = 80\text{kPa}$，$q_{pk} = 1000\text{kPa}$。

单桩极限承载力为：

$$Q_{uk} = u\Sigma q_{sik} l_i + q_{pk} A_p = 1.256(48 \times 7.0 + 60 \times 2.0 + 50 \times 2.0 + 60 \times 2.0 + 52 \times 3.0 + 52 \times 5.0) + 0.1256 \times 1000 = 1372 + 125.6 = 1498\text{kN}$$

单桩承载力特征值 $R_a = 1498/2 = 749\text{kN}$

（2）计算置换率

正方形布桩 $m = d^2/d_e^2 = d^2/1.13s = 0.4^2/1.13^2 \times 1.8^2 = 0.0387$

（3）估算复合地基承载力

复合地基承载力特征值按式 4-13 进行估算：

$$f_{spk} = m\frac{R_a}{A_p} + \beta(1 - m)f_{sk}$$

$= 0.0387\dfrac{749}{0.1256} + 0.8(1 - 0.0387) \times 140$，取桩间土承载力折减系数 $\beta = 0.8$

$= 231 + 108 = 339\text{kPa}$

经深度修正后复合地基承载力特征值为：

$$f_a = f_{spk} + \eta_d r_m (d - 0.5),$$

$$r_m = \frac{2.0 \times 18 + 5.0 \times 9.2}{7.0} = 11.7\text{kPa} \quad \eta_d = 1.0$$

$$f_a = 339 + 1.0 \times 11.7(7 - 0.5) = 339 + 76 = 415\text{kPa}$$

（4）验算基底压力

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A},$$

$$G_k = 30 \times 35 \times 0.7 \times 24.5 = 18008\text{kN}$$

$$p_k = \frac{40 \times 10^4 + 18008}{30 \times 35} = 398\text{kPa} \leqslant f_a = 415\text{kPa}$$

$$p_{max} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} = 398 + \frac{20000}{b^2 l/6} = \frac{20000 \times 6}{30 \times 35^2} + 398 = 398 + 3.3 = 401.3\text{kPa}$$

$\leqslant 1.2 f_a = 1.2 \times 415 = 498\text{kPa}$。

$$p_{min} = \frac{F_k + G_k}{A} - \frac{M_k}{W} = 398 - 3.3 = 397.7\text{kPa} > 0$$

复合地基承载力满足要求。

4.27 如何进行 CFG 桩复合地基的沉降计算（例题）？

【例】 条件同题 4-26，试计算基础中点的沉降。

【解】 （1）计算基底附加压力

$$p_0 = p_k - r_m d = 398 - 11.7 \times 7 = 316.1\text{kPa}$$

（2）沉降计算

按 GB 50007—2002 规范的分层总和法进行沉降计算：

$$S = \psi_s s' = \psi_s \sum_i^n \frac{p_0}{E_{si}} (Z_i \bar{\alpha}_i - Z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \tag{4-16}$$

其中 CFG 桩桩长范围内的各复合土层的压缩模量按 JGJ 79—2002 规范规定应乘于 ζ 倍系数：

$$\zeta = \frac{f_{spk}}{f_{ak}} = \frac{339}{140} = 2.42$$

沉降计算见表 4-3。

CFG 桩复地基沉降计算 **表 4-3**

Z/m	l/b	Z/b	$\bar{\alpha}$	$Z\bar{\alpha}$	$Z_i\bar{\alpha}_i - Z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}$	E_{si}/MPa	ζE_{si}/MPa	$\Delta S'_i$/mm	$s' = \Sigma \Delta s'_i$/mm
0	1.17	0	4×0.25	0					
7.0	1.17	0.47	4×0.2463	6.896	6.896	6.4	15.49	140.7	140.7
9.0	1.17	0.60	4×0.2435	8.766	1.870	14	33.88	17.45	158.2
11.0	1.17	0.73	4×0.2391	10.520	1.754	12	29.04	19.09	177.2
13.0	1.17	0.87	4×0.2339	12.160	1.640	13	31.46	16.48	193.7
16.0	1.17	1.07	4×0.2254	14.430	2.270	8.5	20.57	34.88	228.6
21.0	1.17	1.4	4×0.2093	17.581	3.151	15.2	36.78	27.08	255.7
23	1.17	1.53	4×0.2030	18.676	1.095	18.50	18.50	18.71	274.4
24	1.17	1.60	4×0.1996	19.162	0.486	60	60	2.560	277.0
25	1.17	1.67	4×0.1963	19.630	0.468	60	60	2.470	279.4

（3）确定 Z_n

由表 4-3，$Z_n = 25m$ 深度范围内的计算沉降量 $\Sigma\Delta s' = 279.4mm$，相应于 $Z = 24m$ 至 $Z = 25m$（基础宽度为 30m，查 GB 50007—2002 表 5.36，$\Delta Z = 1.0m$）土层的计算沉降量 $\Delta s'_i = 2.47mm \leqslant 0.025 \times 279.4 = 6.99mm$，满足要求。

（4）确定 ψ_s

在计算深度范围内压缩模量的当量值 $\overline{E}_s$：

$$\overline{E}_s = \Sigma A_i / \Sigma \frac{A_i}{E_{si}} = \frac{p_0(Z_n\bar{\alpha}_n - 0 \times \bar{\alpha}_0)}{\frac{p_0(Z_1\bar{\alpha}_1 - 0\bar{\alpha}_1)}{E_{S1}} + \frac{p_0(Z_2\bar{\alpha}_2 - Z_1\bar{\alpha}_1)}{E_{S2}} + \cdots + \frac{p_0(Z_n\bar{\alpha}_n - Z_{n-1} \times \bar{\alpha}_{n-1})}{E_{Sn}}}$$

$$= \frac{p_0 \times 19.63}{p_0\left(\frac{6.896}{15.49} + \frac{1.870}{33.88} + \frac{1.754}{29.04} + \frac{1.640}{31.46} + \frac{2.270}{20.57} + \frac{3.151}{36.78} + \frac{1.095}{18.50} + \frac{0.486}{60} + \frac{0.468}{60}\right)}$$

$$= \frac{19.63}{0.445 + 0.055 + 0.060 + 0.052 + 0.110 + 0.086 + 0.059 + 0.008 + 0.008}$$

$$= \frac{19.63}{0.883} = 22.2MPa$$

根据 GB 50007—2002 规范表 5.3.5 得 $\psi_s = 0.2$。

（5）CFG 桩复合地基基础中点最终沉降量

$$S = \psi_s \times \Sigma\Delta s'_i = 0.2 \times 279.4mm = 55.9mm$$

4.28 如何进行搅拌桩复合地基承载力验算（例题）?

【例】 某 7 层住宅，框架结构，片筏基础 $14 \times 32m^2$，板厚 0.46m，基础埋深 2.0m，土层分布：0 ~ 3.5m 为粘土，3.5 ~ 16m 为软塑淤泥质粘土，16 ~ 29m 为淤泥，$f_{ak} = 80kPa$，$E_s = 1.5MPa$。

地基采用粉喷桩复合地基，桩径 0.55m，桩长 12m，置换率 26%，试验算复合地基承载力是否满足设计要求。

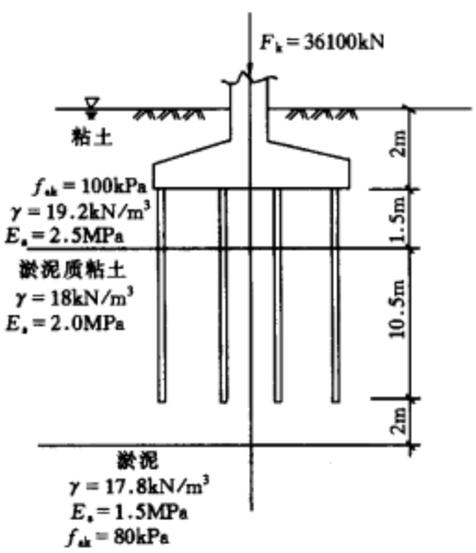


图 4-3 例题 4.28

【解】 （1）计算单桩承载力特征值

桩侧阻承载力特征值为：粘土 $q_{si} = 18kPa$，淤泥质粘土 $q_{si} = 10kPa$，$q_p = 60kPa$，

根据 JGJ 79—2002 规范，单桩承载力特征值按式 4-17 进行计算：

$R_a = u_p \sum_1^n q_{si} l_i + \alpha q_p A_p$，桩端土承载力折减系数 α 取 0.6。

(4-17)

（2）计算桩体材料所提供的单桩承载力特征值

粉喷桩立方体试块抗压强度 $f_{cu} = 1800kPa$

桩体承载力特征值按式 4-18 计算.

$$R_a = \eta f_{cu} A_p \qquad \eta \text{ 取 } 0.3 \tag{4-18}$$

$R_a = 0.3 \times 1800 \times 0.24 = 129.6kN <$ 单桩承载力特征值 237kN

所以单桩承载力特征值 R_a 取 130kN。

（3）计算复合地基承载力特征值

$f_{spk} = mf_{pk} + \beta(1-m)f_{sk} = m\dfrac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{sk}$，桩间土承载力折减系数 β 取 0.8，

$$f_{spk} = 0.26 \times \frac{130}{0.24} + 0.8 \times (1-0.26) \times 100 = 140.8 + 59.2 = 200\text{kPa}$$

深度修正后的复合地基承载力特征值为：

$$f_a = f_{spk} + \eta_d r_m (d-0.5)，\eta_d = 1.0, r_m = 9.2$$

$$f_a = 200 + 1.0 \times 9.2(2-0.5) = 200 + 13.8 = 213.8\text{kPa}$$

基础底面处的平均压力为：

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{36100 + 14 \times 32 \times 2 \times 20}{14 \times 32} = \frac{36100 + 17920}{448} = 121\text{kPa} < f_a = 213.8\text{kPa}$$

所以复合地基承载力满足要求。

4.29 如何进行复合地基软弱下卧层承载力验算（例题）？

【例】 和题 4.28 同条件，试验算复合地基软弱下卧层的地基承载力。

【解】 软弱下卧层地基承载力应满足下式。

$$p_z + p_{cz} \leqslant f_{az}$$

$$p_{cz} = 9.2 \times 3.5 + 8.0 \times 12.5 = 132\text{kPa}$$

基底平均压力 $p_k = \dfrac{F_k + G_k}{A} = 121\text{kPa}$

复合土层的压缩模量 E_{sp} 为：

$$E_{sp} = mE_p + (1-m)E_s \tag{4-19}$$

式中 E_p——搅拌桩的压缩模量，可取（100～120）f_{cu}（kPa）；

E_s——桩间土的压缩模量（kPa），在桩长范围桩间土的 E_s 取加权平均值

$$E_s = \frac{1.5 \times 2.5 + 10.5 \times 2}{12} = 2.06\text{MPa};$$

m——置换率；

E_{sp}——搅拌桩复合土层的压缩模量（kPa）。

$$E_p = 100 \times f_{cu} = 100 \times 1800\text{kPa} = 18 \times 10^4\text{kPa}$$

$$E_{sp} = 0.26 \times 18 \times 10^4 + (1-0.26) \times 2060 = 46800 + 1524 = 48324\text{kPa}$$

搅拌桩长度范围内（12m）的复合土层压缩模量为 48324kPa；桩端往下 2.0m 的淤泥质粘土压缩模量为 2000kPa，软弱下卧层淤泥 $E_s = 1500\text{kPa}$

$E_{s1}/E_{s2} = 2000/1500 = 1.33$，$Z/b = 14/32 = 0.44$，查 GB 50007—2002 表 5.2.7，得 $\theta = 18.9°$。

软弱下卧层顶面处的附加压力：

$$p_z = \frac{lb(p_k - p_c)}{(b + 2Z\tan\theta)(l + 2Z\tan\theta)} = \frac{32 \times 14(121 - 9.2 \times 2)}{(14 + 2 \times 14\tan 18.9°)(32 + 2 \times 14\tan 18.9°)}$$

$$= \frac{45965}{23.6 \times 41.6} = 46.8\text{kPa}$$

软弱下卧层顶面处经深度修正后地基承载力特征值为：

$$f_a = f_{ak} + \eta_b r(b-3) + \eta_d r_m(d-0.5)$$

$$\gamma_m = \frac{9.2\times 3.5 + 8.0\times 12.5}{16} = 8.3\text{kN/m}^3, \eta_d = 1.0$$

$$f_{aZ} = 80 + 1.0\times 8.3(16-0.5) = 80 + 128.7 = 209\text{kPa}$$

$$p_Z + p_{cZ} = 46.8 + 132 = 179\text{kPa} < f_{aZ} = 209\text{kPa}$$

所以软弱下卧层地基承载力满足要求。

4.30 如何计算搅拌桩复合地基的沉降（例题）？

【例】 和题 4.28 同条件，试计算复合地基的沉降。

【解】 （1）搅拌桩复合土层的压缩变形 s_1 按式 4-20 进行计算：

$$s_1 = \frac{(p_z + p_{zl})l}{2E_{sp}} \tag{4-20}$$

式中 p_z——搅拌桩复合土层顶面的附加压力；

p_{zl}——搅拌桩复合土层底面的附加压力；

l——复合土层厚度。

基础底面处的平均压力值 p_k 和附加压力 p_z 为：

$$p_k = 121\text{kPa}, p_z = p_k - r_m d = 121 - 9.2\times 2 = 102.6\text{kPa}$$

$E_{sp}/E_s = 48324/2000 = 24.2, Z/b = 12/32 = 0.38$，查 GB 50007—2002 表 5.27，得 $\theta = 25.2°$。

$$p_{zl} = \frac{lb(p_k - p_c)}{(b + 2Z\tan\theta)(l + 2Z\tan\theta)} = \frac{32\times 14(12.1 - 9.2\times 2)}{(14 + 2\times 12\tan 25.2°)(32 + 2\times 12\tan 25.2°)}$$

$$= \frac{45964.8}{25.3\times 43.3} = 42\text{kPa}$$

$$s_1 = \frac{(102.6 + 42)\times 12}{2\times 48324} = 17.9\text{mm}$$

（2）桩端以下土体变形 s_2 按 GB 50007—2002 规范的分层总和法进行计算：

$$s_2 = \psi_s s' = \psi_s \sum_i^n \frac{p_o}{E_{si}}(Z_i\bar{\alpha}_i - Z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1})$$

复合土层底面的附加压力 $p_o = p_{zl} = 42\text{kPa}$，淤泥质粘土和淤泥的压缩模量分别为：$E_{s1} = 2.0\text{MPa}, E_{s2} = 1.5\text{MPa}$，复合土层底面以下土层的沉降计算见表 4-4。

桩端以下土层沉降计算 **表 4-4**

Z（m）	l/b	Z/b	$\bar{\alpha}$	$Z\bar{\alpha}$	$Z\bar{\alpha}_i - Z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}$	E_{si}/MPa	S'_i	$\Sigma s'_i$
0	2.28	0	$4\times 0.25 = 1.0$	0				
2	2.28	0.29	$4\times 0.2492 = 0.9968$	1.994	1.994	2.0	41.9	41.9
10	2.28	1.43	$4\times 0.2197 = 0.8788$	8.79	6.80	1.5	190.4	232.3
19	2.28	2.71	$4\times 0.1734 = 0.6936$	13.18	4.39	1.5	122.9	355.2
20	2.28	2.86	$4\times 0.1688 = 0.6752$	13.50	0.32	1.5	8.96	364.2

当 $Z_n = 20\text{m}$ 时 $\Sigma s'_i = 364.2\text{mm}$，$Z$ 为 19 ~ 20m，

$s'_i = 8.96\text{mm} \leqslant 0.025\times 364.2 = 9.1\text{mm}$，满足要求。

计算 Z_n 深度范围内压缩模量当量值 $\bar{E}_s$：

$$\overline{E_s} = \Sigma A_i / \Sigma \frac{A_i}{E_{si}} = \frac{p_0 \times 13.5}{p_0\left[\frac{1.994}{2.0} + \frac{6.80}{1.5} + \frac{4.39}{1.5} + \frac{0.32}{1.5}\right]} = \frac{13.5}{8.67} = 1.56\text{MPa}$$

根据 GB 50007—2002 规范表 5.3.5，得 $\psi_s = 1.1$

$$s_2 = \psi_s \Sigma s'_i = \psi_s s' = 1.1 \times 364.2 = 400.6\text{mm}$$

所以搅拌桩复合地基最终沉降为：

$$s = s_1 + s_2 = 17.2 + 400.6 = 417.8\text{mm}$$

4.31 如何估算搅拌桩复合地基承载力特征值（例题）？

【例】 沿海某软土地基拟建一幢六层住宅楼，天然地基承载力特征值为 70kPa，采用搅拌法地基处理，根据地层分布情况，设计桩长 10m，桩径 0.5m，正方形布桩，桩距 1.1m，试按“建筑地基处理技术规范”（JGJ 79—2002）估算复合地基承载力特征值。（计算参数为：桩周土平均侧阻力特征值 $q_s = 15\text{kPa}$，桩端阻力承载力特征值 $q_p = 60\text{kPa}$，桩端地基土承载力折减系数 $\alpha = 0.5$，桩间土承载力折减系数 $\beta = 0.85$，水泥土搅拌桩试块抗压强度标准值的平均值为 $f_{cu} = 1.2\text{MPa}$，桩身强度折减系数 $\eta = 0.3$）。

【解】 桩径 $d = 0.5$，桩距 $s = 1.1\text{m}$，面积置换率为：

$$m = d^2/d_e^2 = 0.5^2/(1.13 \times 1.1)^2 = 0.162$$

由桩周和桩端土抗力提供的单桩承载力特征值按下式计算：

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^{n} q_{si} l_i + \alpha q_p A_p = 1.57 \times 15 \times 10 + 0.5 \times 60 \times 0.196 = 235.5 + 5.88 = 241.4\text{kN}$$

由桩身强度计算的单桩承载力特征值按下式计算：

$$R_a = \eta f_{cu} A_p = 0.3 \times 1200 \times 0.196 = 70.6\text{kN}$$

两者取小值计算复合地基承载力特征值：

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1 - m) f_{sk}$$

$$= 0.162 \times \frac{70.6}{0.196} + 0.85\ (1 - 0.162)\ \times 70 = 58.4 + 49.9 = 108.3\text{kPa}$$

4.32 如何计算高压喷射注浆桩复合地基的桩间距（例题）？

【例】 某场地，采用高压喷射注浆桩复合地基，要求复合地基承载力特征值达 250kPa，拟采用桩径 0.5m 喷射桩，桩身试块抗压强度标准值的平均值 $f_{cu} = 5.5\text{MPa}$，强度折减系数 $\eta = 0.33$，已知桩间土承载力特征值 $f_{sk} = 120\text{kPa}$，承载力折减系数 $\beta = 0.25$，若采用等边三角形布桩，根据“建筑地基处理技术规范”（JGJ 79—2002）计算喷射桩的桩间距（假设由土提供的单桩承载力大于由桩身强度计算的单桩承载力）。

【解】 由桩身强度计算单桩承载力特征值为：

$$R_a = \eta f_{cu} A_p = 0.33 \times 5500 \times 0.196 = 356.2\text{kN}$$

根据下式求面积置换率。

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1 - m) f_{sk}$$

$$250 = m \frac{356.2}{0.196} + 0.25(1 - m) \times 120$$

$$250 = 1817.3m + 30 - 30m$$

$$1787.3m = 220$$

$$m = 0.123$$

等边三角形布桩，$m = d^2/d_e^2 = 0.5^2/(1.05s)^2 = 0.227/s^2$

$$s^2 = \frac{0.227}{m} = \frac{0.227}{0.123} = 1.85, s = 1.36\text{m},$$

所以桩间距为 1.36m。

4.33 如何进行独立基础的地基处理（例题）？

【例】 由于厂房工艺要求，某基础底面积和埋深已确定，如图 4-4，$b \times l = 4 \times 5\text{m}$，埋深 $d = 4\text{m}$，作用基础顶面竖向荷载 $F_k = 10^4\text{kN}$，土层 0～10m 皆为细砂，6 个细砂试样的内摩擦角平均值 $\varphi_m = 21.7°$，变异系数 $\delta_\varphi = 0.1$，$\gamma = 17\text{kN/m}^3$ 试验算地基承载力，如何进行地基处理。

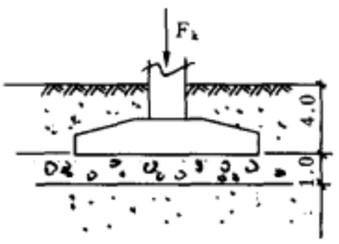


图 4-4 例题 4.33

【解】 （1）由砂土抗剪强度确定地基承载力特征值

$$\varphi_m = 21.7°, \delta_\varphi = 0.1, n = 6$$

统计修正系数为：

$$\psi_\varphi = 1 - \left(\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2}\right)\delta_\varphi = 1 - \left(\frac{1.704}{\sqrt{6}} + \frac{4.678}{6^2}\right) \times 0.1$$

$$= 1 - (0.696 + 0.1299) \times 0.1 = 0.917$$

内摩擦角标准值为：

$$\varphi_k = \varphi_m \times \psi_\varphi = 21.7° \times 0.917 = 19.9° \approx 20°$$

由 GB 50007—2002 规范表 5.2.5 得 $M_b = 0.51$，$M_d = 3.06$

地基承载力特征值 f_a 为

$f_a = M_b\gamma b + M_d\gamma_m d = 0.51 \times 17 \times 4 + 3.06 \times 17 \times 4 = 34.68 + 208.1 = 242.8\text{kPa}$，不满足，需进行地基处理。

（2）验算基底压力

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{10^4 + 4 \times 5 \times 4 \times 20}{4 \times 5} = 580\text{kPa} > f_a = 242.8\text{kPa}$$，不满足，需进行地基处理。

（3）采用换填垫层法进行地基处理，填料为卵石，换填垫层厚度初步确定为 1.0m，分层压实，使其内摩擦角 φ_k 达 32°。垫层地基承载力为：

$$f_a = M_b\gamma b + M_d\gamma_m d, \varphi_k = 32°, M_b = 2.6, M_d = 6.35\text{。}$$

设卵石 $\gamma = 19.5\text{kN/m}^3$。

$$'_a = 2.6 \times 19.5 \times 4 + 6.35 \times 17 \times 4 = 202.8 + 431.8 = 634.6\text{kPa}$$

$$> p_k = 580\text{kPa}$$，满足。

（4）验算下卧层承载力

$$p_z + p_{cz} \leqslant f_{az}$$

$$p_{cz} = 17 \times 4 + 19.5 \times 1.0 = 68 + 19.5 = 87.5\text{kPa}$$

$$f_{az} = f_{ak} + \eta_b\gamma(b - 3) + \eta_d\gamma_m(d - 0.5), \eta_b = 2.0 \quad \eta_d = 3.0$$

$$\gamma_m = \frac{17 \times 4 + 19.5 \times 1}{5} = 17.5\text{kN/m}^3$$

$$f_{az} = 242.8 + 2 \times 17(4 - 3) + 3.0 \times 17.5(5 - 0.5) = 242.8 + 14 + 236.3 = 493.1\text{kPa}$$

$$p_z = \frac{lb(p_k - p_c)}{(b + 2z\tan\theta)(l + 2z\tan\theta)}, p_c = 17 \times 4 = 68\text{kPa}$$

根据 JGJ 79—2002 规范表 4.2.1，$z/b = 1/4 = 0.25$，卵石 $\theta = 20°$，

$$p_z = \frac{(580 - 68) \times 4 \times 5}{(4 + 2 \times 1 \times \tan20°)(5 + 2 \times 1 \times \tan20°)} = \frac{10240}{4.73 \times 5.73} = 378\text{kPa}$$

$$p_z + p_{cz} = 378 + 87.5 = 465.5\text{kPa} \leqslant f_{az} = 493.1\text{kPa}$$，满足。

(5) 垫层底面宽度计算

由 JGJ 79—2002 规范要求，垫层底面宽度应满足基础底面应力扩散角的要求

$$b' \times l' \geqslant (b + 2z\text{tg}\theta)(l + 2z\text{tg}\theta)$$

$$b = 4\text{m} \quad l = 5\text{m}, \theta = 20°$$

$$b' \times l' \geqslant (4 + 2 \times 1 \times \text{tg}20°)(5 + 2 \times 1.0 \times \text{tg}20°)$$

$$= 4.73 \times 5.73\text{m}^2$$

4.34 如何设计地基处理方案（例题）？

【例】 某地拟建一堆料场，堆料重度 $\gamma = 18.5\text{kN/m}^3$，要求堆高 8m，场地土层物理力学指标如表 4-5，试设计两种地基处理方案

土层物理力学指标　　表 4-5

土层	土名	层底埋深/m	ω/%	e	I_p	E_s/MPa	φ/度	c/kPa	侧阻力特征值/kPa	端阻力特征值/kPa	地基承载力特征值/kPa
1	粘土	1.5	35.2	0.97	17.1	4.06	15	10	12		90
2	淤泥质粘土	30.0	41.5	1.18	17.0	2.60	12	9	9.8		70
3	粉细砂	38.0	31.4	0.88		9.3	25	5	32	1500	250

【解】 堆料荷载 $18.5\text{kN/m}^3 \times 8\text{m} = 148\text{kN/m}^2$，远大于天然地基承载力，需进行地基处理

1. 地基处理方案（1）：加载预压，在地基中设置排水井系统、如塑料排水带和砂垫层，通过加载预压，使地基在预压荷载下排水固结，通过固结提高地基土的抗剪强度，达到提高地基承载力的目的，土体固结，孔隙比减少，也可有效减少施工后沉降。

2. 地基处理方案（2）水泥土搅拌法处理地基，原理是形成水泥土桩复合地基，通过水泥土桩和桩间土共同承担荷载，有效提高地基承载力，减少沉降。

3. 加载预压法设计步骤：

(1) 排水系统设计

根据天然地基情况，加固要求、材料和施工条件，确定竖向排水系统和水平向排水系统；

(2) 拟订堆载预压计划：根据预压工期、加固要求，拟订堆载预压计划。

(3) 堆载预压过程中稳定性验算，根据排水系统和堆载预压计划，对堆载预压过程中

地基稳定性进行验算，若不满足或安全度偏大，应修改堆载计划和修改排水系统。修改后再进行验算，至满足稳定性要求，并经济上合理为止。

（4）现场监测计划设计

（5）根据监测结果调整堆载预压计划。

4. 对堆载预压的地基土进行原位十字板剪切试验，地基土承载力做载荷板试验，以确定处理后地基土承载力特征值是否满足设计要求。

5. 水泥土搅拌法，承载力检验应采用复合地基载荷试验和单桩载荷试验。因为单桩桩身质量不可能用低应变动力检验法进行检测，只能用单桩载荷试验检验。

4.35 如何进行地基土的固结度计算（例题）？

某地基为淤泥质粘土，厚度 $H=8.0\text{m}$，下卧层为不透水层，固结系数 $C_v=1.5\times10^{-3}\text{cm}^2/\text{s}$，$C_h=2.94\times10^{-3}\text{cm}^2/\text{s}$，采用砂井预压，砂井打至不透水层顶面，袋装砂井直径 $d_w=30\text{cm}$，正方形布置，间距 $l=200\text{cm}$，预压荷载总压力 $p=120\text{kPa}$，试求历时 60d（加荷时间为 5d）的平均固结度（不考虑竖井井阻和涂抹影响）。

【解】 竖井有效排水直径 $d_e=1.13l=1.13\times200=226\text{cm}$

井径比 $n=\dfrac{d_e}{d_w}=\dfrac{226}{30}=7.53$

$$F_n=\frac{n^2}{n^2-1}\ln(n)-\frac{3n^2-1}{4n^2}=\frac{7.53^2}{7.53^2-1}\ln(7.35)-\frac{3\times7.53^2-1}{4\times7.53^2}=2.055-0.746=1.31$$

由（JGJ79—2002）规范表 5.2.7 得 α、β 值

$$\alpha=\frac{8}{\pi^2}=\frac{8}{3.14^2}=0.81$$

$$\beta=\frac{8C_h}{F_nd_e^2}+\frac{\pi^2C_v}{4H^2}=\frac{8\times2.94\times10^{-3}}{1.31\times226^2}+\frac{\pi^2\times1.5\times10^{-3}}{4\times800^2}$$

$$=0.35\times10^{-6}+0.0058\times10^{-6}=0.356\times10^{-6}(1/\text{sec})=3.08\times10^{-2}(1/d)$$

$$\overline{U}_t=\sum_{i=1}^{n}\frac{q_i}{\Sigma\Delta p}\left[(T_i-T_{i-1})-\frac{\alpha}{\beta}e^{-\beta t}(e^{\beta T_i}-e^{\beta T_{i-1}})\right]$$

单级荷载作用下 $T_{i-1}=0$，$T_i=5$

$$\overline{U}_t=\frac{120/5}{120}\left[5-\frac{0.81}{3.08\times10^{-2}}\times e^{-3.08\times10^{-2}\times60}(e^{3.08\times10^{-2}\times5}-e^{3.08\times10^{-2}\times0})\right]$$

$$=0.2[5-26.3\times0.158(1.17-1.0)]=0.2\times4.29=0.86$$

所以固结度为 86%。

4.36 如何设计水泥土搅拌法复合地基（例题）？

其独立基础，作用在基础顶面竖向力 $F_k=1225\text{kN}$，基础面积 3.5m × 3.5m，埋深 2.5m，地下水 -1.25m，土层分布为：0 ~ 2.5m，为填土，$\gamma=18\text{kN/m}^3$，2.5 ~ 10.5m 为淤泥质土 $\gamma=19\text{kN/m}^3$，$f_{ak}=70\text{kPa}$，$E_s=3\text{MPa}$，10.5m 以下为粘土，$\gamma=19.5\text{kN/m}^3$，$f_{ak}=200\text{kPa}$，$E_s=10\text{MPa}$，水泥土桩体试块无侧限抗压强度 $f_{cu}=1800\text{kPa}$，$\eta=0.3$，$\alpha=0.5$，桩径 0.5m，桩长 8m，侧阻和端阻 $q_{si}=10\text{kPa}$，$q_p=200\text{kPa}$，$\beta=0.37$，试设计该水泥土搅

拌法复合地基。

【解】

1. 由桩身强度确定单桩承载力特征值

$$R_a = \eta f_{cu} A_p = 0.3 \times 1800 \times 0.196 = 106\text{kN}$$

2. 由土对桩支撑力确定单桩承载力特征值

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^{n} q_{si} l_i + \alpha q_p A_p = 1.57 \times 10 \times 8 + 0.5 \times 200 \times 0.196 = 145.2\text{kN}$$

取单桩承载力特征值 $R_a = 106\text{kN}$

3. 求面积置换率 m

(1) 求基底平均压力

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{1235 + 20 \times 3.5^2 \times 2.5}{3.5^2} = 150\text{kPa}$$

(2) 求复合地基承载力特征值

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1 - m) f_{sk} = m \frac{106}{0.196} + 0.3(1 - m) \times 70$$

$$= 540.8m + 21 - 21m = 519.8m + 21$$

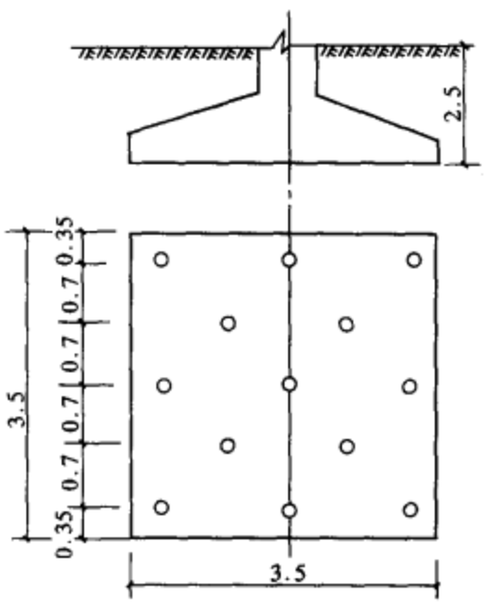


图 4-5 例题 4.36

(3) 经深度修正后复合地基承载力特征值 f_a $= f_{spk} + 1.0\gamma_m (d - 0.5) = 519.8\text{m} + 21 + 1.0 \times 2.0 \times \frac{1.25 \times 18 + 1.25 \times 8}{2.5} = 519.8\text{m} + 47$,

$$p_k \leqslant f_a$$

$$150 \leqslant 519.8m + 47,\quad m \geqslant 0.198$$

(4) 求独立基础桩数

$$m = \frac{nA_p}{A},\ n = \frac{mA}{A_p} = \frac{0.198 \times 3.5^2}{0.196} = 12.4\text{ 根}$$

取桩数 13 根，布桩如图 4-5。

4.37 如何计算灰土挤密桩桩数（例题）?

某自重湿陷性黄土场地一座 7 层民用建筑，外墙基础底面边缘所围面积尺寸为宽 15m、长 45m。拟采用正三角形布置灰土挤密桩整片处理消除地基土层湿陷性，处理土层厚度 4m，桩孔直径 0.4m。已知桩间土的最大干密度为 1.75t/m^3，地基处理前土的平均干密度为 1.35t/m^3。要求桩间土经成孔挤密后的平均挤密系数达到 0.90。试计算拟处理地基面积范围内所需要的桩孔总数。

【解】 取 $\bar{\eta}_c = 0.9$,

桩孔中心距为：

$$s = 0.95d \sqrt{\frac{\bar{\eta}_c \rho_{dmax}}{\bar{\eta}_c \rho_{dmax} - \rho_d}} = 0.95 \times 0.4 \times \sqrt{\frac{0.9 \times 1.75}{0.9 \times 1.75 - 1.35}} = 1.00\text{m}$$

拟处理地基面积 $A = (15 + 2 \times 2) \times (45 + 2 \times 2) = 931\text{m}^2$

一根桩所承担的处理地基面积

$$A_e = \frac{\pi}{4}(1.05 \times 1.0)^2 = 0.866\text{m}^2$$

需要桩孔数量 $n = \frac{A}{A_e} = \frac{931}{0.866} = 1075$ 根

4.38 如何计算预压排水固结的预压时间（例题）？

某建筑场地采用预压排水固结法加固软土地基。软土厚度 10m，软土层面以上和层底以下都是砂层，未设置排水竖井。为简化计算。假定预压是一次瞬时施加的。已知该软土层孔隙比为 1.60。压缩系数为 0.8MPa^{-1}，竖向渗透系数 $K_v = 5.8 \times 10^{7}\text{cm/s}$。试计算预压时间要达多少天，软土地基固结度达到 0.80。

【解】 基本公式 $\overline{U}_t = 1 - \alpha e^{-\beta}, \alpha = \frac{8}{\pi^2}, \beta = \frac{\pi^2 C_v}{4H^2}$

$$K_v = 5.8 \times 10^{-7} = 0.5 \times 10^{-3}\text{m/d}$$

$$C_v = \frac{K_v(1+e)}{\alpha\gamma_w} = \frac{0.5 \times 10^{-3} \times (1+1.6)}{0.8 \times 10^{-3} \times 10} = 0.1625\text{m}^2/\text{d}$$

$$\beta = \frac{\pi^2 \times 0.1625}{4 \times 5^2} = 0.01604/d\text{（双面排水 } H = \frac{10}{2} = 5\text{m）}$$

$$t = \frac{\ln\left[\frac{\pi^2}{8}(1-\overline{U}_1)\right]}{\beta} = -\frac{\ln\left[\frac{\pi^2}{8} \times (1-0.8)\right]}{0.01604} = 87\text{d}$$

4.39 如何计算沉箱式条形基础重力式码头的砂垫层压力设计值（例题）？

某海港重力式码头为水下沉箱式条形基础，沉箱底设有抛石基床，厚度 $d_1 = 2\text{m}$，抛石基床底面的受压宽度 $B'_1 = 9.2\text{m}$。在抛石基床下换填砂垫层，厚度 $d_2 = 2\text{m}$，砂垫层底面有效受压宽度 $B^n_e = 11.5\text{m}$，砂垫层重度标准值 $\gamma_2 = 20\text{kN/m}^3$。砂垫层顶面的最大、最小压力标准值为 $\sigma'_{max} = 211.5\text{kPa}$，$\sigma'_{min} = 128.5\text{kPa}$，取综合分项系数 $\gamma_\sigma = 1.0$。根据《港口工程地基规范》（JTJ250—98）有关规定计算作用于砂垫层底面单位有效宽度的平均压力设计值 σ_d。

【解】 根据（JTJ250—98）规范 7.2.2-2 式

砂垫层底面单位有效宽度的平均压力设计值为

$$\sigma_a = \left[\frac{(\sigma'_{max} + \sigma'_{min})B'_1}{2B^n_e} + \gamma_2 d_2\right]\gamma_\sigma = \left[\frac{(211.5 + 128.5) \times 9.2}{2 \times 11.5} + 10 \times 2\right] \times 1.0$$

$$= \left(\frac{3128}{23} + 20\right) \times 1.0 = 136 + 20 = 156\text{kPa}$$

4.40 如何计算真空预压固结沉降量（例题）？

地基中有一饱和软粘土层，厚度 $H = 8\text{m}$，其下为粉土层，采用打设塑料排水板真空预压加固。平均潮位与饱和软粘土顶面相齐。该层顶面分层铺设 80cm 砂垫层（重度为 19kN/m^3），塑料排水板打至软粘土层底面，正方形布置、间距 1.3m，然后采用 80kPa 大

面积真空预压 6 个月。试计算按正常固结土考虑，其最终固结沉降量。

（经试验得：软土的天然重度 $\gamma = 17\text{kN/m}^3$，天然隙比 $e_0 = 1.6$，压缩指数 $C_c = 0.55$，沉降修正系数取 1.0）。

【解】 根据（TB10035—2002）规范第 3.2.7 条，各分层总和固结沉降量为：

$$S = \frac{C_c}{1 + e_0} H \lg\left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0}\right)$$

1. 自重压力 $P_0 = \gamma' H/2 = 7 \times 8/2 = 28\text{kPa}$

附加压力 $\Delta P = 80 + 0.8 \times 19 = 80 + 15.2 = 95.2\text{kPa}$

2. 沉降量计算

$$S = \frac{C_c}{1 + e_0} H \lg\left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0}\right) = \frac{0.55}{2.6} \times 8 \times \lg\left(\frac{28 + 95.2}{28}\right) = 1.692 \times 0.643 = 1.09\text{m}$$

4.41 采用砂井加固软土地基，如何计算固结时间（例题）？

某港口堆场区，分布有 15m 厚的软粘土层，其下为粉细砂层，经比较，地基处理采用砂井加固，井径 $d_w = 0.4\text{m}$，井距 $s = 2.5\text{m}$，按等边三角形布置。土的固结系数 $C_v = C_h = 1.5 \times 10^{-3}\text{cm}^2/\text{s}$。在大面积荷载作用下，按径向固结考虑，当固结度达到 80%时所需要的时间。

【解】

1. 按（TB10035—2002）规范径向平均固结度公式，变成求时间 t 的公式，即

$$t = \frac{\ln(1 - U_t)}{-8C_h} \cdot F_{(n)} \cdot d_e^2$$

2. 求 $F_{(n)}$及 d_e^2

按等边三角形 $d_e = 1.05s = 1.05 \times 2.5 = 2.625\text{m}$，$d_e^2 = 6.89\text{m}^2$，$n = \frac{d_e}{d_w} = \frac{2.625}{0.4} = 6.56$

$$F_{(n)} = \frac{n^2}{n^2 - 1}\ln(n)\frac{3n^2 - 1}{4n^2} = \frac{43.03}{42.03}\ln 6.56 - \frac{128.1}{172.1} = 1.024 \times 1.88 - 0.744 = 1.181$$

3. 求固结度达到 80%所需的时间（d）

$$C_h = 1.5 \times 10^{-3}\text{cm}^2/\text{s} = 0.013\text{m}^2/\text{d}$$

$$t = \frac{\ln(1 - U_t)}{-8C_h} \cdot F_{(n)} \cdot d_c^2 = \frac{\ln(1 - 0.8)}{-8 \times 0.013} \times 1.181 \times 6.89$$

$$= \frac{-1.61}{-0.104} \times 8.1 = 15.48 \times 8.1 = 125.4(\text{d})$$

4.42 如何计算 CFG 桩复合地基的桩间距（例题）？

某厂房地基为软土地基，承载力特征值为 90kPa。设计要求复合地基承载力特征值达 140kPa。拟采用水泥粉煤灰碎石桩法处理地基，桩径设定为 0.36m，单桩承载力特征值按 340kN 计，基础下正方形布桩，根据《建筑地基处理技术规范》（JGJ79—2002）有关规定进行设计，桩间土承载力折减系数取 0.80，试计算桩间距。

【解】 由（JGJ79—2002）规范式 9.2.5 估算复合地基承载力特征值为：

$$f_{spk} = m\frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{sk},\ m = \frac{f_{spk} - \beta f_{sk}}{\frac{R_a}{A_p} - \beta f_{sk}}$$

$$A_p = \pi\gamma^2 = 3.14 \times 0.18^2 = 0.1\text{m}^2$$

$$m = \frac{140 - 0.8 \times 90}{340/0.1 - 0.8 \times 90} = 0.02,$$

$$m = d^2/de^2, d_e^2 = \frac{d^2}{m} = \frac{0.36^2}{0.02} = 6.48 \quad d_e = 2.55\text{m}$$

$$d_e = 1.13s, s = \frac{d_e}{1.13} = \frac{2.55}{1.13} = 2.25\text{m}$$

4.43 如何计算 CFG 桩单桩承载力特征值（例题）?

某建筑场地为第四系新近沉积土层，拟采用水泥粉煤灰碎石桩（CFG 桩）处理，桩径为 0.36m，桩端进入粉土层 0.5m，桩长 8.25m。根据表 4-6 所示场地地质资料，按《建筑地基处理技术规范》（JGJ79—2002）有关规定，估算单桩承载力特征值。

场地基底下地质资料　　表 4-6

地　　层	桩端土的端阻力特征值 q_p/kPa	桩周土的侧阻力特征值 q_s/kPa	层　厚 /m
①层　新近沉积粉土		26.0	4.50
②层　新近沉积粉质粘土		18.0	0.95
③层　新近沉积粉土		28.0	1.20
④层　新近沉积粉质粘土		32.0	1.10
⑤层　粉土	1300	38.0	5.00

【解】

由公式（9.2.6），$R_a = U_p\sum_{i=1}^{n} q_{si}L_i + q_pA_p$

$U_p = 3.14 \times 0.36 = 1.13\text{m}$

$A_p = 3.14 \times 0.18^2 = 0.10\text{m}^2$

$R_a = 1.13 \times (26.0 \times 4.5 + 18.0 \times 0.95 + 28 \times 1.20 + 32.0 \times 1.10 + 38.0 \times 0.5) + 1300 \times 0.10$

$= 1.13 \times 221.9 + 130 = 250.7 + 130 \approx 380\text{kN}$

4.44 如何计算水泥搅拌桩的面积量换率（例题）?

有一厚度较大的软弱粘性土地基，承载力特征值为 100kPa，采用水泥搅拌桩对该地基进行处理，桩径设计为 0.5m。若水泥搅拌桩竖向承载力特征值为 250kN，处理后复合地基承载力特征值达 210kPa，根据《建筑地基处理技术规范》（JGJ79—2002）有关公式计算，若桩间土折减系数取 0.75，试计算面积置换率。

【解】

由公式（9.2.5），$f_{spk} = m\frac{R_n}{A_p} + \beta(1-m)f_{sk},\ m = \frac{f_{spk} - \beta f_{sk}}{\frac{R_a}{A_p} - \beta f_{sk}}$

$$A_p = \pi r^2 = 3.14 \times 0.25^2 = 0.196\text{m}^2$$

$$m = \frac{210 - 0.75 \times 100}{\frac{250}{0.196} - 0.75 \times 100} = \frac{210 - 75}{1275.51 - 75} = 0.112 \approx 0.11$$

4.45 如何根据静载荷试验确定复合地基承载力（例题）?

某粉土地基进行了振冲法地基处理的施工图设计，采用振冲桩桩径 1.2m，正三角形布置，桩中心距 1.80m。经检测，处理后桩间土承载力特征值为 100kPa，单桩载荷试验结果，桩体承载力特征值为 450kPa，现场进行了三次复合地基载荷试验（编号为 Z1、Z2、和 Z3），承压板直径为 1.89m，试验结果见表 4-7，试计算振冲桩复合地基承载力特征值。

复合地基载荷试验结果 **表 4-7**

压力 P/kPa	沉降 s/mm			压力 P/kPa	沉降 s/mm		
	Z1	Z2	Z3		Z1	Z2	Z3
50	2.0	4.0	5.5	300	25.3	28.0	35.2
100	5.0	7.5	10.5	350	34.8	36.0	45.8
150	8.5	12.2	15.5	400	46.8	44.5	55.8
200	13.0	16.5	21.0	450	60.3	55.0	68.0
250	18.0	21.5	27.8	500	75.8	67.5	84.0

【解】

由于是施工图设计，按规范应通过现场荷载试验确定复合地基承载力特征值。从上表可知，三条载荷试验的压力—沉降曲线都是平缓的光滑曲线，与 $s = 0.015d$（$= 0.015 \times 1.89 = 28.3$mm）相对应压力分别为 320kPa、300kPa、260kPa，平均值为 $\frac{1}{3}$（320 + 300 + 260）= 293kPa，极差为 320 - 260 = 60kPa 不超过平均值的 30%。故可将复合地基承载力特征值取 293kPa。

规范又规定，按相对变形值确定的承载力特征值不应大于最大加载压力的一半，即 $\frac{1}{2} \times 500 = 250$kPa，故该工程振冲桩复合地基承载力特征值为 250kPa。

4.46 如何计算砂井预压土的固结度（例题）?

某港陆域工程区为冲填土地基，土质很软，采用砂井预压加固，分期加荷见表 4-8

第一级荷重 40kPa，加荷 14 天，间歇 20 天后加第二级荷重

第二级荷重 30kPa，加荷 6 天，间歇 25 天后加第三级荷重

第三级荷重 20kPa，加荷 4 天，间歇 26 天后加第四级荷重

第四级荷重 20kPa，加荷 4 天，间歇 28 天后加第五级荷重

第五级荷重 10kPa，瞬时加上。

试求第五级荷重施加时，土体总固结度（加荷等级和时间关系见附图）

表 4-8

加荷顺序	荷　重　P_i / kPa	加荷日期/ d	竖向固结度 U_z (%)	径向固结度 U_r (%)
1	40	120	17	88
2	30	90	15	79
3	20	60	11	67
4	20	30	7	46
5	10	0	0	0

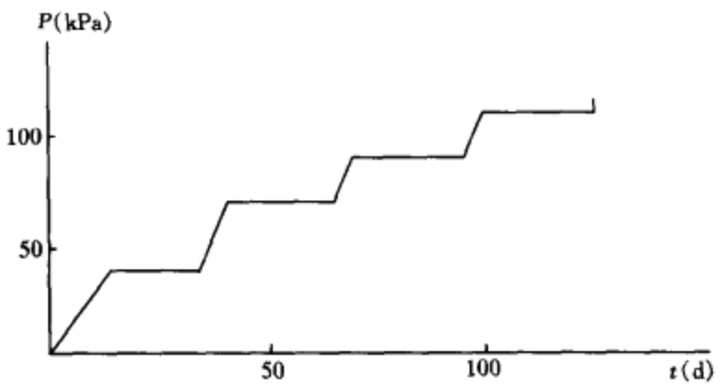


图 4-46　例题 4.46

【解】　按（JTJ250—98）规范公式，砂井地基平均总固结度 $\overline{U}_{rz}=1-(1-U_z)(1-U_r)$

第一级荷重：$U_{rz}=1-(1-0.17)\times(1-0.88)=1-0.1=0.9$

$$U'_{rz}=\frac{40}{120}\times 0.9=0.3\times 100=30.0\%$$

第二级荷重：$U_{rz}=1-(1-0.15)\times(1-0.79)=1-0.18=0.82$

$$U'_{rz}=\frac{30}{120}\times 0.82=0.205\times 100=20.5\%$$

第三级荷重：$U_{rz}=1-(1-0.11)\times(1-0.67)=1-0.29=0.71$

$$U'_{rz}=\frac{20}{120}\times 0.71=0.118\times 100=11.8\%$$

第四级荷重：$U_{rz}=1-(1-0.07)\times(1-0.46)=1-0.50=0.5$

$$U'_{rz}=\frac{20}{120}\times 0.5=0.083\times 100=8.3\%$$

第五级荷重：$U_{rz}=0$

土体总固结度 $\overline{U}_{rz}=\Sigma U'_{rz}=30+20.5+11.8+8.3=70.6\%$

4.47　如何估算强夯有效加固深度（例题）？

某地湿陷性黄土地基采用强夯法处理，拟采用圆底夯锤，质量 10t，落距 10m。已知梅纳公式的修正系数为 0.5，试估算此强夯处理的有效加固深度。

【解】　强夯处理有效加固深度为：

$z=\alpha\sqrt{QH}$　$\alpha=0.5$（含水量适中，取大值）

$z=0.5\sqrt{10\times 10}=5\text{m}$

5 土工结构、边坡与支挡结构、基坑与地下工程

5.1 压实填土的质量主要控制哪些指标?

压实填土包括分层压实和分层夯实的填土。

压实填土质量由压实系数 λ_c 值进行控制，根据结构类型和压实填土所在部位要求达到的压实系数 λ_c 值见表 5-1。

压实填土的质量控制 **表 5-1**

结构类型	填土部位	压实系数 λ_c	控制含水量（%）
砌体承重结构和框架结构	地基主要受力层范围	≥0.97	$\omega_{op}\pm 2$
	主要受力层范围以下	≥0.95	
排架结构	地基主要受力层范围	≥0.96	
	主要受力层范围以下	≥0.94	

压实系数 λ_c 为工地压实时达到的干密度 ρ_d 与室内击实试验所得到的最大干密度 ρ_{dmax} 之比值为：

$$\lambda_c = \rho_d / \rho_{dmax} \tag{5-1}$$

压实填土最大干密度和最优含水量，宜采用击实试验确定。当无试验资料时，最大干密度可按式 5-2 进行计算：

$$\rho_{dmax} = \eta \frac{\rho_w d_s}{1 + 0.01\omega_{op} d_s} \tag{5-2}$$

式中 η——经验系数，粉质粘土取 0.96，粉土取 0.97；

ρ_w——水的密度；

d_s——土粒相对密度（比重）；

ω_{op}——填料最优含水量。

根据“建筑地基处理技术规范”（JGJ 79—2002），换填垫层法的地基处理，不同的填料和施工方法，其压实标准按表 5-2 选用。

各种垫层的压实标准 **表 5-2**

施工方法	填料类别	
碾压、振密或夯实	碎石、卵石	0.94～0.97
	砂夹石（其中碎石、卵石占全重的 30%～50%）	
	土夹石（其中碎石、卵石占全重的 30%～50%）	
	中砂、粗砂、砾砂、角砾、圆砾、石屑	0.94～0.97
	粉质粘土	
	灰土	0.95
	粉煤灰	0.90～0.95

垫层的施工质量检验必须分层进行，应在每层的压实系数符合设计要求后铺填上层土。

压实系数在现场可采用环刀法、灌砂法、灌水法或其他方法检验。

竣工验收采用载荷试验检验压实填土承载力时，每个单体工程不少于3点；对大型工程则应按单体工程的数量或工程的面积确定检验点数。

5.2 压实填土的最优含水量与最大干密度宜用什么方法确定？

压实填土的最优含水量和最大干密度宜用实验室击实试验确定。所用设备为击实仪，分轻型击实仪（适用于粒径小于5mm的粘性土）和重型击实仪（适用于粒径不大于20mm的土），试验时将含水量为一定值的扰动土分层装入击实筒，分层击实，由筒中土的重量和体积计算湿密度ρ，再由含水量ω计算干密度ρ_d：

$$\rho_d = \rho/(1+\omega)$$

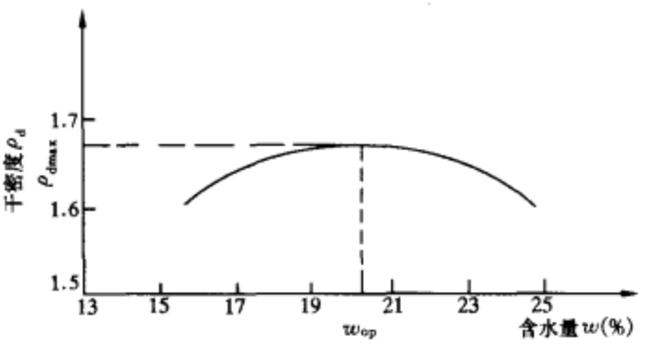


图5-1 击实曲线 题5.2

由一组几个不同含水量的同一种土样分别按上述方法进行试验，可得到一条击实曲线（图5-1），曲线峰点为最大干密度，对应的横坐标值为最优含水量。

当无试验资料时，最大干密度可按式5-3估算：

$$\rho_{dmax} = \eta \frac{\rho_w d_s}{1+0.01\omega_{op} d_s} \tag{5-3}$$

5.3 用压实填土的垫层作为地基时，对填料有什么要求？

压实填土的垫层作为地基可以选用以下材料作为填料：

（1）砂石

宜选用碎石、卵石、角砾、圆砾、砾砂、粗砂、中砂或石屑（粒径小于2mm的部分不应超过总重的45%），应级配良好，不含植物残体、垃圾等杂质。当使用粉细砂或石粉（粒径小于0.075mm的部分不超过总重的9%）时，应掺入少于总重30%的碎石或卵石。砂石最大粒径不宜大于50mm。对于湿陷性黄土地基，不得选用砂石等透水材料。

（2）粉质粘土

土料中有机质含量不得超过5%，亦不得含有冻土或膨胀土。当含有碎石时，其粒径不宜大于50mm。用于湿陷性黄土或膨胀土地基的粉质粘土垫层，土料中不得夹有砖、瓦和石块。

（3）粉煤灰

可用于道路、堆物和小型建筑、构筑物等的换填垫层。粉煤灰垫层上宜覆土0.3～0.5m。粉煤灰垫层中采用掺加剂时，应通过试验确定其性能及适用条件。作为建筑物垫层的粉煤灰应符合有关放射性安全标准的要求。

（4）灰土

其体积配合比宜为2:8或3:7。土料宜用粉质粘土、不宜使用块状粘土和砂质粘土，不得含有松软杂质，并应过筛，其颗粒不得大于15mm。石灰宜用新鲜的消石灰，其颗粒不得大于5mm。

（5）矿渣

指高炉重矿渣、分为分级矿渣、混合矿渣及原状矿渣。矿渣的松散重度不小于 11kN/m^3，有机质及含泥总量不超过 5%。

5.4　影响边坡稳定性的主要因素有哪些？对各种不同的边坡（粘性土、碎石土、黄土、填土和岩石）在分析其稳定性时，应各自注意哪些因素？

边坡稳定性指边坡在一定范围内，整体沿某一滑动面向下和向外移动而丧失其稳定性。影响边坡稳定性主要因素为：

（1）边坡作用力发生变化，例如在坡顶堆放材料或建造建筑物使坡顶受荷；打桩、车辆行驶、爆破和地震等引起振动，改变原来的平衡状态；

（2）土抗剪强度降低，如土中含水量或孔隙水压力增加；

（3）静水力的作用，如雨水或地面水流入边坡中的裂缝里，对边坡产生侧向压力，从而促使边坡滑动。

对于无粘性土，如砂土、粘聚力 $c=0$，只有摩擦力，其边坡只要坡面不滑动，边坡就能保持稳定，边坡稳定的极限坡角等于砂土的内摩擦角，当坡角小于内摩擦角（$\beta \leqslant \varphi$），土坡就能稳定，与坡高无关，当 $\beta > \varphi$，不论坡高多少，边坡都不能维持稳定。

对于粘性土边坡失稳的滑动面多数为一曲面，其破坏形式为土体剪切破坏。通过一系列试算可得到最危险的滑动面（滑弧）。

对于黄土滑坡多数发生在不同时期的黄土层中，常见于高阶地段前缘斜坡上。

对于岩层滑坡较常见的有由砂、页岩组成的岩层、片状岩层（如片岩、千枚岩等）、泥灰岩等岩层，以顺层滑坡最为多见，切层滑坡多数发生在破碎的风化岩中。

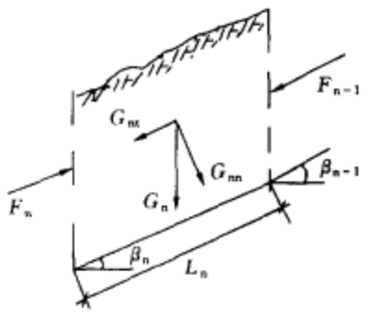


图 5-2　滑坡推力计算　题 5.5

5.5　边坡稳定性评价有哪些常用方法？对于非岩质边坡，哪些土性指标起决定性作用？

边坡稳定性评价方法除了实地调查的类比法外，一般采用滑坡推力安全系数法，安全系数应根据滑坡现状和其对工程的影响等因素确定。对地基基础设计等级为甲级的建筑物，宜取 1.25，乙级的取 1.15，丙级的取 1.05。

滑坡推力按式 5-4 计算（图 5-2）：

$$F_n = F_{n-1}\psi + \gamma_t G_{nt} - G_{nn}\tan\varphi_n - c_n l_n \tag{5-4}$$

$$\psi = \cos(\beta_{n-1} - \beta_n) - \sin(\beta_{n-1} - \beta_n)\tan\varphi_n \tag{5-5}$$

式中　F_n、F_{n-1}——第 n 块、第 $n-1$ 块滑体的剩余下滑力；

ψ——传递系数；

γ_t——滑坡推力安全系数；

G_{nt}、G_{nn}——第 n 块滑体自重沿滑动面、垂直滑动面的分力；

φ_n——第 n 块滑体沿滑动面土的内摩擦角标准值；

c_n——第 n 块滑体沿滑动面土的粘聚力标准值；

l_n——第 n 块滑体沿滑动面的长度。

滑坡推力作用点，取在滑体厚度的 1/2 处。

对于非岩质边坡，粘聚力和内摩擦角两个土性指标起决定性作用。

5.6 为什么挡土墙应设置泄水孔和墙后填土宜选择透水性好的填料？

挡土墙的排水设计是支挡结构重要一环，许多支挡结构失效，都与排水不善有关。设置泄水孔目的是排水作用，如果挡土墙排水不畅，土中含水量增加，水压力增大和土的抗剪强度降低，导致挡土墙失稳。挡土墙设置泄水孔，间距宜取 2～3m，外斜坡度 5%，孔眼尺寸不宜小于 ϕ100mm。

墙后采用透水性好的填料，也是为了排水通畅和墙背不积水。据调查实例，排水不良或未作排水处理的，是挡土墙倒塌的主要原因。

5.7 对于重力式挡土墙，应从哪些方面验算其稳定性？验算时除了土性指标和几何参数外，还需要哪两项重要的摩擦系数（角）？

重力式挡土墙，为保证具有足够的稳定性，应对挡土墙进行抗倾覆和抗滑动验算，其抗倾覆和抗滑安全系数为：

$$K_t = \frac{\text{稳定力矩}}{\text{倾覆力矩}} \geqslant 1.6 \tag{5-6}$$

$$K_s = \frac{\text{抗滑力}}{\text{滑动力}} \geqslant 1.3 \tag{5-7}$$

验算时除了土性指标和几何参数以外，应考虑墙背摩擦角 δ 和墙基底摩擦系数 μ。

墙背摩擦角 δ 对设计结果影响较大，δ 大小取决于墙背粗糙程度、填土类别及墙背排水条件。对很粗糙的墙背和排水良好的，$\delta = (0.5 \sim 0.67)\varphi_k$；墙背平滑，排水不良的，$\delta = (0 \sim 0.33)\varphi_k$，$\varphi_k$ 为填料的内摩擦角标准值。

基底摩擦系数 μ 大小与岩土性质和基底构造型式有关，对于粘性土，$\mu = 0.25 \sim 0.45$，中、粗砂，$\mu = 0.4 \sim 0.5$；表面粗糙的硬质岩石，$\mu = 0.65 \sim 0.75$。

δ 和 μ 值可按 GB 50007—2002 规范表 6.6.5-1 和表 6.6.5-2 选用。

5.8 深基坑开挖与支护对于勘察工作有哪些要求？需要特别注意哪些问题？

深基坑的勘察平面范围应超出开挖边界外开挖深度的 2～3 倍。

勘察深度不应小于基坑深度的 2～3 倍，当此深度遇有厚的坚硬粘性土，碎石及岩层时，可适当减少勘察深度。

土的抗剪强度指标对计算结果影响很大，基坑工程土的强度指标应采用三轴剪切试验方法，可在重力下进行固结后再进行不排水剪。

水的条件对基坑安全是重要因素，所以勘察工作特别查明各含水层的类型，埋藏条件、补给条件和水力联系，应给出含水层的渗透系数、水文变化，并对流砂、流土、管涌等现象可能产生的影响进行评价。

应查明基坑周边的地下设施，包括上下水、电缆、煤气、污水、雨水、热力管线等。

5.9 基坑支护有哪些类型和方式？各自的适用条件是什么？

基坑支护根据基坑周边环境、开挖深度、工程地质和水文地质、施工作业设备和施工季节等条件可采用以下类型：

（1）排桩或地下连续墙

它适用于基坑侧壁安全等级一、二、三级；悬臂式结构在软土场地坑深不宜大于5m。

（2）水泥土墙

它适用于基坑侧壁安全等级为二、三级及坑深不大于6m；地基承载力不宜大于150kPa的场地。

（3）土钉墙

它适用于基坑侧壁安全等级二、三级的非软土场地和坑深不宜大于12m。

（4）逆作拱墙

它适用于基坑侧壁安全等级二、三级和坑深不宜大于12m；拱墙轴线的矢跨比不宜小于1/8；淤泥和淤泥质土场地不宜采用。

（5）放坡

它适用于基坑侧壁安全等级三级。

5.10 基坑支护结构设计应考虑哪种极限状态？包括哪些具体内容？

基坑支护结构设计应考虑主动极限平衡状态计算主动土压力和被动极限平衡状态计算被动土压力。

主动土压力和被动土压力计算有库伦土压力和郎肯土压力两种理论。

库伦土压力理论假定：（1）挡土墙是刚性的，填料为无粘性砂土；（2）墙身产生的主、被动土压力时的滑动楔体是沿墙背和一个通过墙踵的平面发生滑动；（3）滑动楔体视为刚体。库伦土压力理论是根据墙台土体处于极限平衡状态并形成一滑动楔体的静力平衡条件求解主、被动土压力值：

库伦主动土压力：
$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \tag{5-8}$$

库伦被动土压力：
$$E_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p \tag{5-9}$$

式中 H——挡墙高度；

γ——填料重度；

K_a、K_p——分别为主动土压力系数和被动土压力系数，$K_a = \tan^2(45° - \varphi/2)$，$K_p = \tan^2(45° + \varphi/2)$。

郎肯土压力理论是假定墙背和填土间没有摩擦力，根据土体任一点处于主、被动极限平衡状态时最大和最小主应力间关系求得主、被动土压力。其主动土压力偏大，被动土压力偏小，所以用郎肯理论设计支护结构偏于安全。

郎肯主动土压力：无粘性土
$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \tag{5-10}$$

粘性土
$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - 2Hc\tan\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{2c^2}{\gamma}$$
$$= \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a - 2Hc\sqrt{K_a} + 2c^2/\gamma \tag{5-11}$$

郎肯被动土压力：无粘性土　$E_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 \tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p$　(5-12)

粘性土　$E_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 \tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) + 2cH\tan\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)$

$= \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p + 2cH\sqrt{K_p}$　(5-13)

式中　c、φ——分别为粘聚力和内摩擦角、其余符号同前。

5.11　主动土压力、静止土压力和被动土压力各自产生的条件是什么？

（1）静止土压力

当支护结构刚度很大，不允许顶部产生水平位移，土体处于弹性平衡状态，这时支护结构所受土压力为静止土压力。用符号 E_o 表示。

（2）主动土压力

当支护结构顶部向坑内位移时，支护结构的静止土压力逐渐降低，直至土体出现滑动面，即土体达到极限平衡状态，静止土压力降至最低值，这时的土压力为主动土压力。用符号 E_a 表示。

（3）被动土压力

当支护结构顶部向坑外位移时，这时静止土压力逐渐增大，直至土体出现滑动面，即土体达极限平衡状态，这时土压力为被动土压力。用符号 E_p 表示。

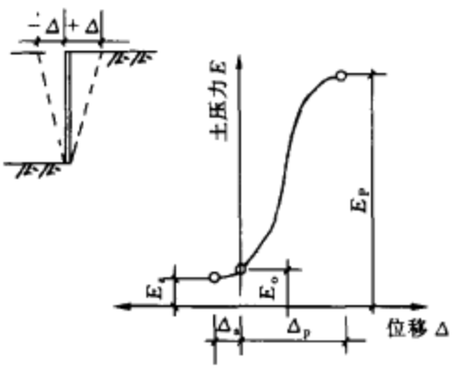


图 5-3　墙身位移和土压力关系　题 5.11

在相同条件下。$E_a < E_o < E_p$，而且产生被动土压力所需的位移大大超过产生主动土压力所需的位移（图 5-3）。

5.12　与基坑支护结构设计有关的土性参数有哪些？其中哪些最为重要？

与基坑支护结构设计有关的土参数有抗剪强度 τ，包括粘聚力 c、内摩擦角 φ、土的重度 γ 和含水量 ω。

其中粘聚力 c 和内摩擦角 φ 最为重要。

5.13　作用于支护结构的土压力，怎样采用土坑剪强度指标？如何按郎肯理论公式进行计算？

进行支护结构土压力计算时的土抗剪强度指标应采用固结不排水剪切试验的 c、φ

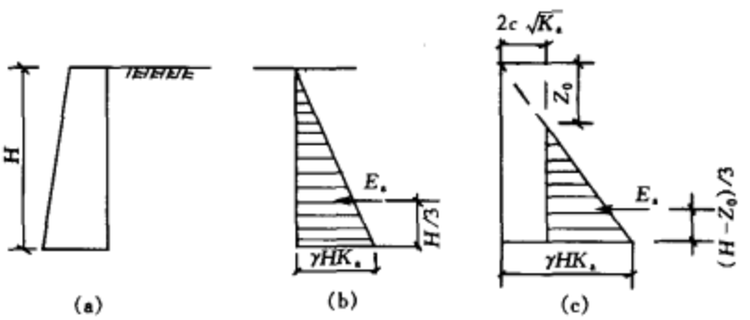


图 5-4　主动土压力强度分布　题 5.13

（a）主动土压力作用；（b）无粘性土；（c）粘性土

值。

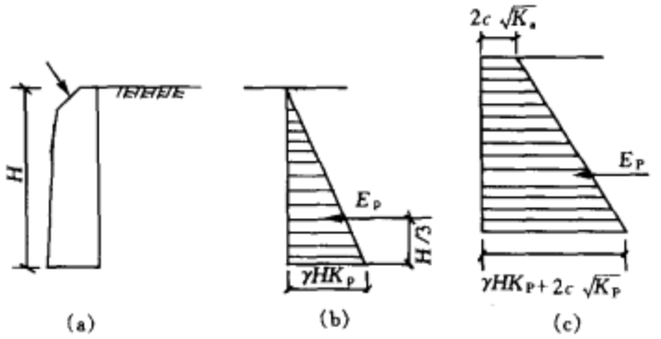


图 5-5　被动土压力强度分布　题 5.1.3

（a）被动土压力作用；（b）无粘性土；（c）粘性土

按郎肯理论公式的土压力计算如下（图 5-4、图 5-5）：主动土压力强度为 e_a，主动土压力为 E_a。

无粘性土：$e_a = \gamma Z K_a$　　(5-14)

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \qquad (5\text{-}15)$$

粘性土：$Z_0 = 2c/\gamma\sqrt{K_a}$

$$e_a = \gamma Z K_a - 2c\sqrt{K_a} \qquad (5\text{-}16)$$

$$E_a = (H - Z_0)(\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a})/2 \qquad (5\text{-}17)$$

或
$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a - 2cH\sqrt{K_a} + 2c^2/\gamma$$

被动土压力强度为 e_p，被动土压力为 E_p。

无粘性土：$e_p = \gamma Z K_p$　　(5-18)

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p \qquad (5\text{-}19)$$

粘性土：$e_p = \gamma Z K_p + 2c\sqrt{K_p}$　　(5-20)

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p + 2cH\sqrt{K_p} \qquad (5\text{-}21)$$

式中　Z——墙身任意处的深度，其余符号同前。

5.14　有超载时如何计算主动土压力？

通常将支挡墙后填土面上的分布荷载称为超载。当有连续均布荷载 q 作用时（图 5-6），主动土压力计算方法可将均布荷载换算成当量的土重，即用假想的土重代替均布荷载，当填土面为水平时，当量土层厚度为：

$$h = q/\gamma \qquad (5\text{-}22)$$

式中　γ——填土重度。

然后以 $A'B$ 为墙背，按假想的填土面无荷载的情况计算土压力。

如无粘性土，则填土 A 点的郎肯主动土压力强度为：

$$e_{aA} = \gamma h K_a = qK_a \qquad (5\text{-}23)$$

墙底 B 点的土压力强度为：

$$e_{aB} = \gamma(h + H)K_a = (q + \gamma H)K_a \qquad (5\text{-}24)$$

所以填土面有超载时的主动土压力分布为梯形 $ABCD$ 部分。

当填土面仅有局部均布荷载作用时（图 5-7）的土压力计算，从荷载的两端 O 点及 O' 点作两条辅助线 $\overline{OD}$ 和 $\overline{O'E}$ 都与水平面成 θ 角（$\theta = 45° + \varphi/2$），认为 D 点以上和 E 点以下的土压力都不受地面荷载的影响，D、E 之间的土压力按均布荷载计算，主动土压力如图中阴影部分。

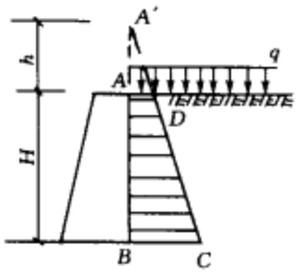


图 5-6　填土面有均布荷载时的主动土压力

题 5.14

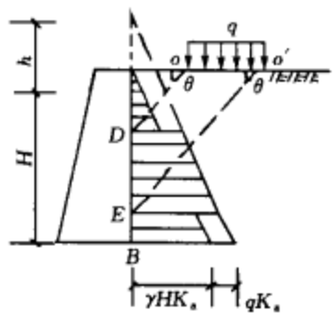


图 5-7　局部超载土压力计算　题 5.14

5.15　如何进行分层土的主动土压力计算？

当支挡墙背有几层不同种类的水平土层时（图 5-8）。在计算土压力时，第一层的土压力按均质土计算，土压力分布为图中的 *abc* 部分，计算第二层土时，将第一层土按重度换算成与第二层土相同的当量土层，即其当量土层厚度 $h'_1 = h_1\gamma_1/\gamma_2$，然后以（$h'_1 + h_2$）为墙高，按均质土计算土压力，但只在第二层土层厚度范围内有效，如图 5-8 中的 *bdfe* 部分，但是由于各土层性质不同，即肯主动土压力系数 K_a 值也不同，图 5-8 中土压力强度计算是以无粘性填土，同时 $\varphi_1 < \varphi_2$。

5.16　墙后填土有地下水时，如何计算土压力？

当墙后填土有地下水时，作用在墙背上的侧压力有土压力和水压力两部分，地下水位以下土的重度应采用浮重度，地下水位以上和以下土的抗剪强度指标也可能不同（地下水对无粘性土的影响可忽略），因而地下水的情况也是分层填土的一种特定情况，计算土压力时假设地下水位上下土的内摩擦 φ 相同，在图 5-9 中 *abdec* 部分为土压力分布图，*cef* 部分为水压力分布图，总侧压力为土压力和水压力之和。图中所示土压力强度计算为无粘性土。

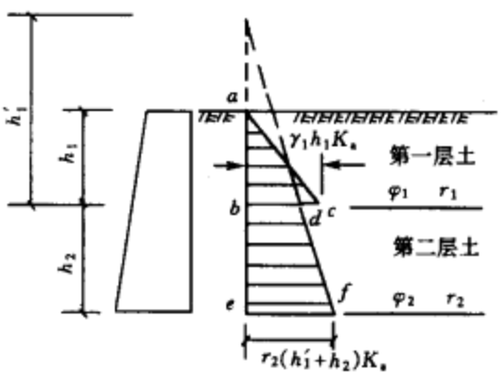


图 5-8　多层土土压力计算　题 5.15

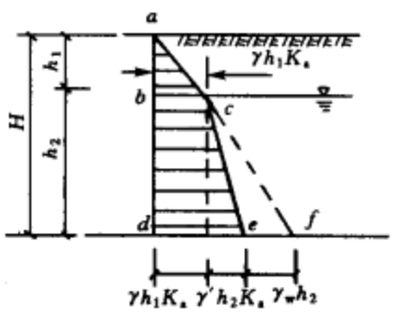


图 5-9　有地下水土压力计算　题 5.16

对于粘性土，可按水土合算原则计算土压力，地下水位以下取饱和重度 γ_{sat}，土的粘聚力和内摩擦角应为总应力固结不排水抗剪强度指标 c_{cu}、φ_{cu}。

5.17　工程降水应考虑哪些因素？井点降水的类型和适用条件是什么？

在水位以下进行基础施工或基坑开挖，必须采取降水措施。

工程降水应考虑土的渗透系数、要求降低水位深度、影响半径和涌水量等因素。

井点降水分为：

（1）轻型井点降水：适用土层为粉砂、粉土、含薄层粉砂的粉质粘土；土渗透系数 $10^{-2}\sim10^{-5}$cm/s，降深 3～6m。

（2）喷射井点降水：适用于粉砂、粉土、粉质粘土、含薄层粉砂夹层的粘土和淤泥质粘土；土渗透系数 $10^{-3}\sim10^{-6}$cm/s；降深 8～20m。

（3）深井井点降水：适用于粉砂、粉土、含薄层粉砂的粉质粘土、富含薄层粉砂的粘土和淤泥质粘土；土渗透系数 $\geqslant10^{-5}$cm/s，降深 > 10m。

（4）电渗井点降水：适用于粉质粘土和粘土、土渗透系数 $<10^{-6}$cm/s，降深根据选用的井点确定。

5.18 深基坑工程监测包括哪些内容？其对环境评价应考虑哪些问题？

深基坑开挖使用过程应监测的内容如下：

（1）支护结构本身：顶部和墙（桩）身水平位移、顶部沉降和侧土压力；

（2）周围土体：土体深层水平位移、坑底隆起、地下水位和孔隙水压力；

（3）支撑和锚杆：支撑轴力、锚杆拉力和立柱沉降；

（4）坑周围建筑物：沉降与倾斜；

（5）坑周围管线：沉降与水平位移。

基坑周围指基坑边缘以外 1～2 倍开挖深度范围。以上五项监测内容，对于基坑侧壁安全等级为一级的都应监测，安全等级为三级的，应监测第（1）、（2）和第（4）项；安全等级为三级的，应监测第（1）项。

基坑开挖过程应确保边坡稳定和满足变形要求，以保证周围环境如建筑物、地下管线、地下设施和道路的安全，不致于产生对周围环境的不利影响，尤其对地铁、隧道及合流污水工程等大型地下构筑物，应按有关文件确定保护标准和措施。

5.19 影响人工地下洞室围岩稳定性的主要因素有哪些？应如何选址？

影响人工地下洞室围岩稳定性的主要因素有地质构造、山体完整厚度、岩性均匀单一、坚硬岩层厚度和地下水等情况。

洞室应选在地质构造简单、山体完整且宽、厚地带；地下水少、岩性均一、坚硬岩层为厚层和中厚地段，应避开含水的宽大破碎带、断裂交汇带、岩溶发育带及风化带地段。

洞口应选在松散覆盖层薄、坡度较陡的反向坡，并且有完整厚岩层作顶板的地段。应避开冲沟或溪水源头、不良地质现象发育或洪水淹没的地段。

洞轴线应与区域构造线、岩层及主要节理走向垂直或大角度交叉。

5.20 评价岩体洞室稳定性方法是什么？

岩体洞室围岩稳定性评价是采用工程地质分析和理论计算相结合的综合评价方法。

根据岩石力学属性的不同将其划分为弹性体介质，弹塑性体介质及松散体介质，并运用相应的理论计算方法进行围岩压力计算，通常方法是：对于Ⅰ、Ⅱ级围岩，以弹性理论为主计算围岩压力，辅以块体平衡理论计算分离体的稳定性；对Ⅲ、Ⅳ级围岩，以弹塑性

理论为主，辅以块体平衡理论计算围岩压力；对于Ⅴ级围岩，以散体理论为主，辅以弹塑性理论计算围岩压力。

当洞室岩体应力满足式 5-25 和式 5-26 时，认为围岩是稳定的。

$$\sigma_c \leqslant f_{rk}/F_s \tag{5-25}$$

$$\sigma_t \leqslant f_{tR}/F_s \tag{5-26}$$

式中 σ_c、σ_t——分别为洞壁围岩切向压应力和拉应力；

f_{rk}——岩石饱和单轴抗压强度；

f_{tR}——岩石饱和抗压强度；

F_s——安全系数，F_s 取 2。

另外还可根据岩体结构面的粘聚力和内摩擦角，计算洞室分离块和洞顶块体的稳定性。

5.21 什么是新奥法施工？

新奥法即奥地利隧道施工法，它是以喷射混凝土和锚杆作为主要支护手段，通过监测控制围岩的变形，便于充分发挥围岩的自承能力的地下洞室施工方法。它是在锚喷支护技术基础上总结提出的一种地下洞室和隧道的施工方法。

新奥法施工的基本原则可归纳为“少扰动、早锚喷、勤量测、紧封闭”。

少扰动　指开挖过程尽量减少对围岩的扰动次数、扰动强度、扰动范围和扰动持续时间，可尽量利用围岩的自稳性；

早喷锚　指开挖后及时锚喷支护，使围岩的变形处于受控状态；

勤量测　指通过量测数据随时监控其稳定性；

紧封闭　指适时对围岩施以封闭形支护，及时防止围岩变形，使支护和围岩处于共同工作状态。

5.22 什么是盾构法施工？

盾构法是暗挖隧道的一种施工方法。它适用于任何土层和任何水文地质条件下的施工。

盾构法系统分为盾构壳体、开挖系统、推进系统和衬砌拼装系统几部分。

盾构壳体由切口环、支承环和盾尾三部分组成。

盾构开挖系统设在切口环中，它分为人工开挖方式，泥水盾构开挖和局部气压或泥水加压及土压平衡式开挖。

盾构推进系统由液压设备和许多千斤顶组成，由此驱动盾构的伸出或缩回。

盾构衬砌拼装系统常用的是杠杆式拼装器，由举重臂和驱动部分组成，举重臂可夹紧衬砌构件送至安装位置。

60 年代我国上海黄浦江水底隧道及地下铁道曾用盾构法施工，盾构机直径分别为 4.2m、5.6m、10.0m，在饱和软土中顺利施工。北京地段 5# 线的城区部分也正在用盾构法施工。

5.23 如何计算挡土墙主动土压力（例题）?

【例】 某挡土墙、高 5m，墙背直立、光滑，填土面水平。填土的 $c = 10\text{kPa}$，$\varphi = 20°$，$\gamma = 18\text{kN/m}^3$，试求主动土压力及其作用点。

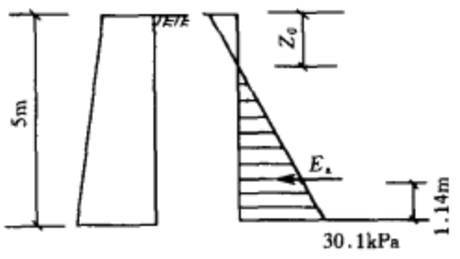


图 5-10 例题 5.23

【解】 墙底处主动土压力强度为：

$$e_a = \gamma H\tan^2(45° - \varphi/2) - 2c\tan(45° - \varphi/2)$$
$$= 18 \times 5 \times \tan^2(45° - 20°/2) - 2 \times 10 \times \tan(45° - 20°/2)$$
$$= 30.1\text{kPa}$$

根据图 5-10，由粘聚力 c 引起的负侧压力的临界深度为：

$$Z_0 = 2c/\gamma\sqrt{K_a} = 2 \times 10/18 \times \tan(45° - 20°/2) = 1.59\text{m}$$

主动土压力为：

$$E_a = \frac{1}{2} \times 30.1 \times (5 - 1.59) = 51.3\text{kN/m}$$

土压力 E_a 作用点离墙底距离为：

$$(H - Z_0)/3 = (5 - 1.59)/3 = 1.14\text{m}$$

5.24 挡土墙墙背填料为三层土，如何计算主动土压力（例题）?

【例】 根据图 5-11 参数试计算成层土主动土压力。

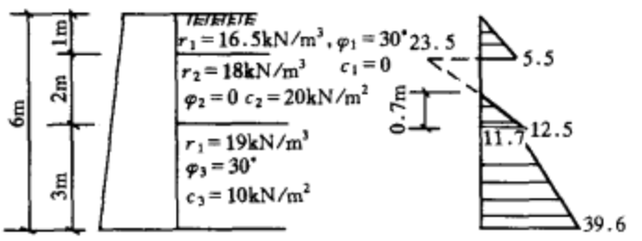


图 5-11 例题 5.24

【解】 主动土压力强度为：

(1) $Z = 0$ 处 $e_{a0} = 0$

(2) $Z = 1.0\text{m}$ 处，第 1 层土底部：

$$e_{a1} = \gamma_1 Z_1\tan^2\left(45° - \frac{\varphi_1}{2}\right) - 2c_1\tan\left(45° - \frac{\varphi_1}{2}\right)$$
$$= 16.5 \times 1.0 \times \tan^2\left(45° - \frac{30°}{2}\right) - 0 = 16.5 \times 0.33 = 5.5\text{kPa}$$

第 2 层土顶部：

$$e_{a2} = \gamma_1 Z_1\tan^2\left(45° - \frac{\varphi_2}{2}\right) - 2c_2\tan\left(45° - \frac{\varphi_2}{2}\right)$$
$$= 16.5 \times 1.0 \times \tan^2(45° - 0) - 2 \times 20 \times \tan(45° - 0)$$
$$= 16.5 \times 1.0 \times 1 - 40 \times 1 = -23.5\text{kPa}$$

(3) $Z = 3.0\text{m}$ 处，第 2 层土底部：

$$e_{a3} = (\gamma_1 Z_1 + \gamma_2 Z_2)\tan^2\left(45° - \frac{\varphi_2}{2}\right) - 2c_2\tan\left(45° - \frac{\varphi_2}{2}\right)$$
$$= (16.5 \times 1.0 + 18 \times 2.0)\tan^2(45° - 0) - 2 \times 20\tan(45° - 0)$$
$$= 52.5 - 40 = 12.5\text{kPa}$$

第 3 层土顶部：

$$e_{a4} = (16.5 \times 1.0 + 18 \times 2.0)\tan^2\left(45° - \frac{20°}{2}\right) - 2 \times 10\tan\left(45° - \frac{20°}{2}\right) = 25.7 - 14 = 11.7\text{kPa}$$

(4) $Z = 6\text{m}$ 处：

$$e_{a5} = (\gamma_1 Z_1 + \gamma_2 Z_2 + \gamma_3 Z_3)\tan^2\left(45° - \frac{\varphi_3}{2}\right) - 2c_3\tan\left(45° - \frac{\varphi_3}{2}\right)$$

$$= (16.5 \times 1.0 + 18 \times 2.0 + 19 \times 3.0)\ \tan^2\left(45° - \frac{20°}{2}\right) - 2 \times 10\tan\left(45° - \frac{20°}{2}\right)$$

$$= 109.5 \times 0.49 - 20 \times 0.7 = 39.6\text{kPa}$$

主动土压力为：

$$E_a = \frac{1}{2} \times 1 \times 5.5 + \frac{1}{2} \times 0.7 \times 12.5 + \frac{1}{2} \times 3 \times (11.7 + 39.6) = 84.1\text{kN/m}$$

5.25 如何计算有地下水时挡土墙的主动土压力（例题）？

【例】 某挡土墙，高 6m，墙背填料为砂性土，$\gamma = 18\text{kN/m}^3$，$\gamma_{sat} = 20\text{kN/m}^3$，$c = 0$，$\varphi = 30°$，试求无地下水和地下水为 4m 处时的主动土压力。

【解】 (1) 无地下水时的土压力

$$e_a = \gamma H\tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$= 18 \times 6 \times \tan^2\left(45° - \frac{30°}{2}\right)$$

$$= 36\text{kPa}$$

$$E_a = \frac{1}{2} \times 36 \times 6 = 108\text{kN/m}$$

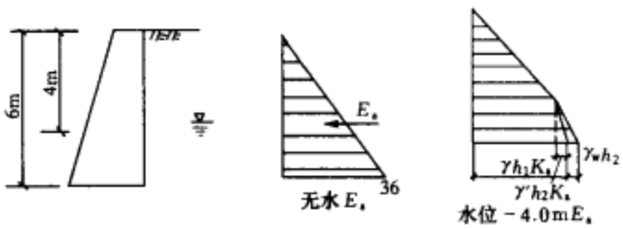


图 5-12 例题 5.25

(2) 水位在 4.0m 处的主动土压力强度

水位上 $e_a = \gamma Z\tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = 18 \times 4 \times \tan^2\left(45° - \frac{30°}{2}\right) = 24\text{kPa}$

水位下 $e_a = (18 \times 4 + 10 \times 0) \times \tan^2\left(45° - \frac{30°}{2}\right) = 24\text{kPa}$

6m 处主动土压力强度

$$e_a = \gamma_1 h_1 k_a + \gamma' h_2 k_a = (18 \times 4 + 10 \times 2)\tan^2\left(45° - \frac{30°}{2}\right) = 30.6\text{kPa}$$

6m 处作用在墙侧水压力强度

$$e_w = \gamma_w h_2 = 10 \times 2 = 20\text{kPa}$$

所以考虑地下水时的主动土压力为：

$$E_a = \frac{1}{2} \times 24 \times 4 + \frac{1}{2} \times 2(20 + 30.6 + 24) = 48 + 74.6 = 122.6\text{kN/m}$$

5.26 如何计算有超载时的主动土压力（例题）？

【例】 某挡土墙高 6m，填土的 $\varphi = 34°$，$c = 0$，$\gamma = 19\text{kN/m}^3$，填土面水平，均布荷载 $q = 10\text{kPa}$，试求挡土墙的主动土压力及作用点位置。

【解】 挡土墙填土面有连续均布荷载 q 作用时，土压力计算方法是将均布荷载换算

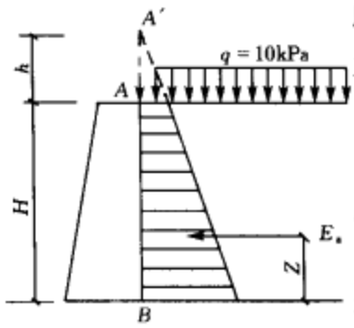


图 5-13　例题 5.26

成当量的土重，即用假想的土重代替均布荷载，当量土重厚度为：

$$h = q/\gamma \tag{5-27}$$

然后以 $A'B$ 为墙背，按假想的填土面无荷载的情况计算土压力，

$$h = q/\gamma = 10/19 = 0.526\text{m}, A'A = 0.526\text{m}$$

填土顶面处土压力强度为：

$$e_{a1} = \gamma h K_a = qK_a = 10 \times \tan^2(45° - 34°/2) = 2.8\text{kPa}$$

墙底处土压力强度为：

$$e_{a2} = \gamma(h + H)K_a = (q + \gamma H)\tan^2(45° - \varphi/2)$$
$$= (10 + 19 \times 6)\ \tan^2\ (45° - 34°/2)\ = 35.1\text{kPa}$$

总主动土压力为：

$$E_a = (e_{a1} + e_{a2})H/2 = (2.8 + 35.1) \times 6/2 = 113.7\text{kN/m}$$

土压力作用点位置：

$$E_a Z = 2.8 \times 6 \times 3 + \frac{1}{3} \times 6 \times \frac{1}{2}(35.1 - 2.8) \times 6 = 50.4 + 193.8 = 244.2$$

$$Z = \frac{244.2}{113.8} = 2.15\text{m}$$

5.27　如何计算墙背填土面倾斜时的主动土压力（例题）？

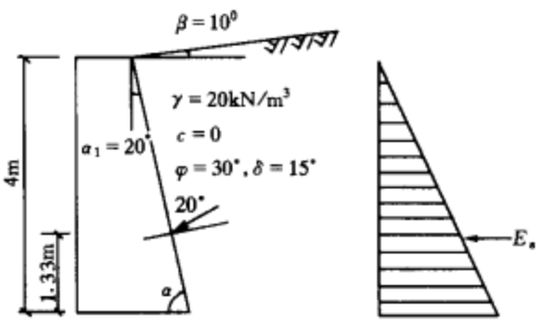


图 5-14　例题 5.27

【例】　某挡土墙高 4m，墙背倾斜角 $\alpha = 20°$，填土面倾角 $\beta = 10°$，填土重度 $\gamma = 20\text{kN/m}^3$，$\varphi = 30°$，$c = 0$，填土与墙背的摩擦角 $\delta = 15°$，试求主动土压力及其作用点和方向。

【解】　按照 GB 50007—2002 规范主动土压力由式 5-28 计算：

$$E_a = \psi_c \frac{1}{2}\gamma h^2 K_a \tag{5-28}$$

式中　ψ_c——主动土压力增大系数，土坡高小于 5m 时，$\psi_c = 1.0$，高 5～8m 时，$\psi_c = 1.1$，高大于 8m 时，$\psi_c = 1.2$；

K_a——主动土压力系数，按 GB 50007—2000 附录 L 计算。

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin^2\alpha\sin^2(\alpha + \beta - \varphi - \delta)}\{k_q[\sin(\alpha + \beta)\sin(\alpha - \delta) + \sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \beta)]$$
$$+ 2\eta\sin\alpha\cos\varphi\cos(\alpha + \beta - \varphi - \delta) - 2[(k_q\sin(\alpha + \beta)\sin(\varphi - \beta) + \eta$$
$$\sin\alpha\cos\varphi)(k_q\sin(\alpha - \delta)\sin(\varphi + \delta) + \eta\sin\alpha\cos\varphi)]^{1/2}\} \tag{5-29}$$

$$k_q = 1 + \frac{2q}{\gamma h}\frac{\sin\alpha\cos\beta}{\sin(\alpha + \beta)}, q = 0, k_q = 1, \eta = \frac{2c}{\gamma h} = 0$$

$$K_a = \frac{\sin(20° + 10°)}{\sin^2 20°\sin^2(20° + 10° - 30° - 15°)}\{1.0[\sin(20° + 10°)\sin(20° - 15°) + \sin(30° + 15°)$$
$$\sin(30° - 10°)] + 0 - 2[(1.0 \times \sin(20° + 10°)\sin(30° - 10°) + 0)(1.0 \times \sin(20°$$

$$-15°)\sin(30° + 15°) + 0)]^{1/2}\}$$

$$= \frac{0.5}{0.117 \times 0.067}\{1.0[0.5 \times 0.087 + 0.707 \times 0.342] - 2[(0.5 \times 0.342 + 0)(0.087 \times 0.707)]^{1/2}\}$$

$$= 63.8\{[0.044 + 0.242] - 2[0.171 \times 0.62]^{1/2}\}$$

$$= 63.8\{0.286 - 0.206\} = 63.3 \times 0.080 = 5.1$$

$$E_a = 1.0 \times \frac{1}{2} \times 20 \times 4^2 \times 5.1 = 816\text{kN/m}$$

主动土压力作用点离墙底 1.33m 处，作用方向如图所示。

5.28 如何计算地下连续墙基坑支护的最大弯矩（例题）?

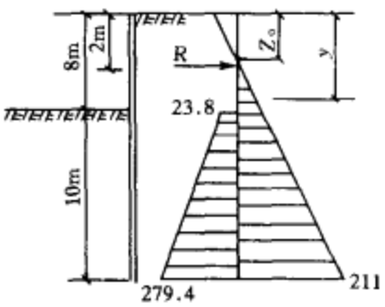


图 5-15 例题 5.28

【例】 某地下连续墙支护结构，采用 600mm 厚钢筋混凝土，墙深 18m，基坑深 8m，地面下 2.0m 设水平支撑，支撑平面间距 3.0m，土层为粘性土，$\gamma = 18\text{kN/m}^3$，$\varphi = 10°$，$c = 10\text{kPa}$，地下水位地面下 1.0m，试计算连续墙最大弯矩（水土合算）

【解】 （1）计算土压力临界深度

$$Z_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

$$K_a = \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45° - \frac{10}{2}\right) = 0.704$$

$$\sqrt{K_a} = 0.839,$$

$$K_p = \tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45° + \frac{10}{2}\right) = 1.42$$

$$\sqrt{K_p} = 1.19,$$

$$Z_0 = \frac{2 \times 10}{18 \times 0.839} = 1.32\text{m}$$

（2）计算主动土压力

主动土压力强度为：

$$e_a = \gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a} = 18 \times 18 \times 0.704 - 2 \times 10 \times 0.839 = 211\text{kPa}$$

主动土压力为：

$$E_a = \frac{1}{2} \times 211 \times (18 - 1.32) = 1759.7\text{kN/m}$$

（3）计算被动土压力

被动土压力强度为：

$$e_{p1} = \gamma H K_P + 2c\sqrt{K_p} = 0 + 2 \times 10 \times 1.19 = 23.8\text{kPa}$$

$$e_{p2} = 18 \times 10 \times 1.42 + 2 \times 10 \times 1.19 = 279.4\text{kPa}$$

被动土压力为：

$$E_p = \frac{1}{2} \times 10(279.4 + 23.8) = 1516\text{kN/m}$$

(4) 计算内支撑轴力

每延米轴力：$R = E_a - E_p = 1759.7 - 1516 = 243.7\text{kN/m}$

单根支撑轴力：$N = q \times L = 243.7 \times 3 = 731.1\text{kN}$

(5) 计算连续墙最大弯矩

当剪力为零位置为最大弯矩发生处，设最大弯矩位于地面下 y 处。

y 处主动土压力强度为：

$$e_y = \gamma y K_a - 2c\sqrt{K_a} = 18y \times 0.704 - 2 \times 10 \times 0.839 = 12.67y - 16.78$$

土压力为：

$$E_y = \frac{1}{2}(y - Z_0)(12.67y - 16.78) = 6.34y^2 - 8.36y - 8.39y + 11.07$$

$$E_y - R = 0$$

$$6.3y^2 - 16.75y + 11.07 - 243.7 = 0$$

$$y^2 - 2.66y - 36.93 = 0$$

$$y = 7.55\text{m}$$

y 处的主动土压力强度为：

$$e_y = 12.67 \times 7.55 - 16.78 = 78.88\text{kPa}$$

y 至 Z_0 高度主动土压力为：

$$E_y = \frac{1}{2} \times 78.88 \times (7.55 - 1.32) = 245.7\text{kN/m}$$

主动土压力 E_y 对 y 点取矩：

$$M_{ea} = \frac{1}{3}(7.55 - 1.32) \times 245.7 = 516\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

轴力 R 对 y 点取矩：

$$M_R = 243.7 \times (7.55 - 2.0) = 1352.5\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

连续墙最大弯矩为：

$$M_{max} = M_R - M_{ea} = 1352.5 - 516 = 836.5\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

5.29 如何计算搅拌桩挡土墙的抗倾覆和抗滑移稳定系数（例题）？

【例】 某搅拌桩挡土墙高 8.0m，宽 1.6m，基坑深 3.8m，土参数如图 5-16 所示，试计算挡土墙抗倾覆和抗滑安全系数，（搅拌桩重度为 18kN/m^3）

【解】 (1) 计算土压力临界深度（按水土合算）

$$Z_0 = \frac{2c}{r\sqrt{K_a}} - \frac{q}{\gamma}$$

$$K_a = \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45° - \frac{16}{2}\right) = 0.568$$

$$\sqrt{K_a} = 0.753$$

$$Z_0 = \frac{2 \times 18}{17.8 \times 0.753} - \frac{20}{17.8} = 1.56\text{m}$$

(2) 计算主动土压力

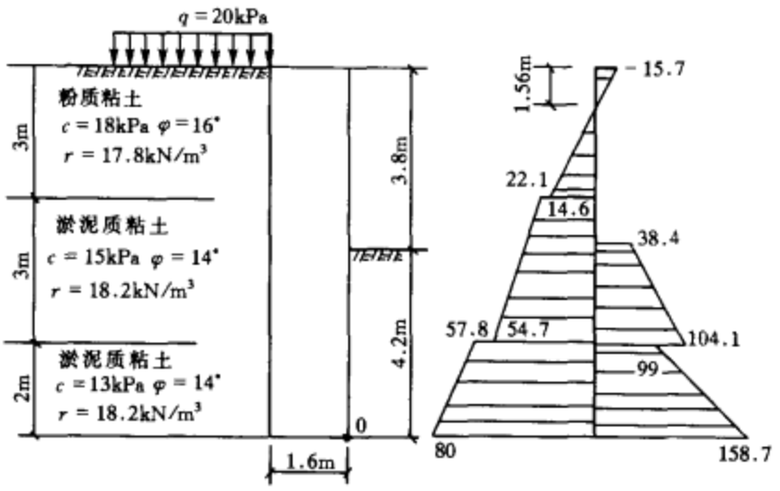


图 5-16　例题 5.29

桩顶主动土压力强度：

当量土层厚度 $h = q/r, q = rh$。

$$e_{a1} = rhK_a - 2c\sqrt{K_a} = qK_a - 2c\sqrt{K_a} = 20 \times 0.568 - 2 \times 18 \times 0.753 = 11.36 - 27.1 = -15.7\text{kPa}$$

第一层土底主动土压力强度：

$$e_{a2} = r(h + H)K_a - 2c\sqrt{K_a} = (q + rH)K_a - 2c\sqrt{K_a} = (20 + 17.8 \times 3) \times 0.568 - 2 \times 18 \times 0.753 = 41.7 - 27.1 = 14.6\text{kPa}$$

第二层土顶部主动土压力：

$$K_a = \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45° - \frac{14}{2}\right) = 0.61, \sqrt{K_a} = 0.78$$

$$e_{a3} = (20 + 17.8 \times 3) \times 0.61 - 2 \times 15 \times 0.78 = 44.8 - 23.4 = 22.4\text{kPa}$$

第二层土底部主动土压力强度：

$$e_{a4} = (20 + 17.8 \times 3 + 18.2 \times 3) \times 0.61 - 2 \times 15 \times 0.78 = 78.1 - 23.4 = 54.7\text{kPa}$$

第三层土顶部主动土压力强度：

$$e_{a5} = (20 + 17.8 \times 3 + 18.2 \times 3) \times 0.61 - 2 \times 13 \times 0.78 = 78.1 - 20.3 = 57.8\text{kPa}$$

第三层土底部主动土压力强度：

$$e_{a6} = (20 + 17.8 \times 3 + 18.2 \times 3 + 18.2 \times 2) \times 0.61 - 20.3 = 100.3 - 20.3 = 80\text{kPa}$$

(3) 计算被动土压力强度

基坑顶面处被动土压力强度：

$$K_p = \tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45° + \frac{14°}{2}\right) = 1.64, \sqrt{K_p} = 1.28$$

$$e_{p1} = rhK_p + 2c\sqrt{K_p} = 0 + 2 \times 15 \times 1.28 = 38.4\text{kPa}$$

第二层土底部被动土压力强度：

$$e_{p2} = 18.2 \times 2.2 \times 1.64 + 2 \times 15 \times 1.28 = 65.7 + 38.4 = 104.1\text{kPa}$$

第三层土顶部被动土压力强度：

$$e_{p3} = 18.2 \times 2.2 \times 1.64 + 2 \times 13 \times 1.28 = 65.7 + 33.3 = 99\text{kPa}$$

第三层土底部被动土压力强度：

$e_{p4} = (18.2 \times 2.2 + 18.2 \times 2) \times 1.64 + 2 \times 13 \times 1.28 = 125.4 + 33.3 = 158.7\text{kPa}$

（4）计算主、被动土压力（略拉应力）

$$E_a = \frac{1}{2} \times 14.6 \times 1.44 + \frac{1}{2}(54.7 + 22.4) \times 3 + \frac{1}{2}(57.8 + 80) \times 2 = 10.5 + 115.6 + 137.8 = 263.9\text{kN/m}$$

$$E_p = \frac{1}{2}(38.4 + 104.1) \times 2.2 + \frac{1}{2}(99 + 158.7) \times 2 = 156.8 + 257.7 = 414.5\text{kN/m}$$

（5）抗滑移稳定系数

$$k_f = \frac{G\tan\varphi + cb + E_p}{E_a} \tag{5-30}$$

式中 K_f——抗滑移稳定系数；

c，φ——墙底土层粘聚力，内摩擦角；

E_a，E_p——主、被动土压力；

b、G——墙体宽度和重量。

$$K_f = \frac{8 \times 1.6 \times 18\tan 14° + 13 \times 1.6 + 414.5}{263.9} = \frac{57.4 + 20.8 + 414.5}{263.9} = 1.87$$

（6）抗倾覆稳定系数：

$$K_t = \frac{E_p h_p + \frac{1}{2}bG}{E_a h_a} \tag{5-31}$$

式中 h_a，h_p——主、被动土压力距墙底距离。

墙重量、E_a 和 E_p 对墙角点取矩。

$$K_t = \frac{38.4 \times 2.2 \times 3.1 + \frac{1}{2} \times 2.2 \times 65.7 \times 2.73 + 99 \times 2 \times 1.0 + \frac{1}{2} \times 2 \times 59.7 \times 0.67 + \frac{1}{2} \times 1.6 \times 230.4}{\frac{1}{2} \times 14.6 \times 1.44 \times 0.48 + 22.1 \times 3 \times 3.5 + \frac{1}{2} \times 3 \times 32.6 \times 3 + 57.8 \times 2 \times 1.0 + \frac{1}{2} \times 2 \times 22.2 \times 0.67}$$

$$= \frac{261.9 + 197.3 + 198 + 40 + 184}{5.10 + 232.1 + 146.7 + 115.6 + 14.9} = \frac{881}{514.3} = 1.71$$

5.30 如何进行搅拌桩挡土墙的宽度和正截面承载力验算？（例题）

【例】 和题 5.29 同条件（水泥土开挖龄期抗压强度设计值 $f_{cs} = 500\text{kPa}$），试计算搅拌桩挡土墙宽度和验算正截面承载力。

【解】 （1）根据“建筑基坑支护技术规范”JGJ 120—99，水泥土墙底部位于粘性土或粉土中时，墙体厚度设计值按经验公式 5-32 确定。

$$b \geqslant \sqrt{\frac{2(1.2r_0 h_a \Sigma E_{ai} - h_p \Sigma E_{pj}}{r_{cs}(h + h_d)}} \tag{5-32}$$

墙体正截面承载力按式 5-33 验算

（2）压应力验算：

$$1.25 r_0 r_{cs} Z + \frac{M}{W} \leqslant f_{cs} \tag{5-33}$$

式中 r_o——基坑重要性系数；

ΣE_{ai}——水泥土墙底以上基坑外侧水平荷载标准值合力之和；

ΣE_{pj}——水泥土墙底以上基坑内侧水平抗力标准值的合力之和；

h_a——合力 ΣE_{ai}作用点至水泥土墙底的距离；

h_p——合力 ΣE_{pi}作用点至水泥土墙底的距离；

r_{cs}——水泥土墙平均重度；

h——基坑深度；

h_d——墙体嵌固深度；

Z——由墙顶至计算截面的深度；

M——单位长度水泥土墙截面弯矩设计值；

W——水泥土墙截面模量；

f_{cs}——水泥土开挖龄期抗压强度设计值。

（3）拉应力验算：

$$\frac{M}{W} - r_{cz}Z \leqslant 0.06f_{cs} \tag{5-34}$$

根据题 5.29，各参数如下：

$$\Sigma E_{ai} = 263.9\text{kN/m}; \text{作用力距墙底 } h_a = 2.02\text{m};$$

$$\Sigma E_{pj} = 414.5\text{kN/m}; \text{作用力距墙底 } h_p = 1.68\text{m},$$

$$h = 3.8\text{m}; h_d = 4.2\text{m}; r_{cs} = 18\text{kN/m}^3; r_o = 1.1(\text{一级基坑})$$

将各参数代入式 5-32，得 $b = 1.52\text{m} < 0.4\text{h}$，现有墙体宽度 b 为 1.6m，满足要求。

压应力验算：

$$M = h_a\Sigma E_{ai} - h_p\Sigma E_{pj} = 1.68 \times 414.5 - 2.02 \times 263.9 = 696.4 - 533.1 = 163.3\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$W = \frac{b^2 \times l}{6} = \frac{1.6^2 \times 8}{6} = 3.4\text{m}^3$$

$$1.25r_o r_{cs}Z + \frac{M}{W} \leqslant f_{cs}$$

$$1.25 \times 1.1 \times 18 \times 8 + \frac{163.3}{3.4} = 198 + 48 = 246\text{kN/m}^2 \leqslant f_{cs} = 500\text{kN/m}^2$$

拉应力验算：

$$\frac{M}{W} - r_{cs}z \leqslant 0.06f_{cs}$$

$$48 - 18 \times 8 = -96\text{kN/m}^2 \leqslant 0.06 \times 500 = 30\text{kN/m}^2$$

5.31 如何进行挡土墙计算（例题）？

【例】 某挡土墙，高 5m，顶宽 0.8m，底宽 3m，墙置于粘性土地基上，其 $e = 0.7$，$I_l = 0.8$，地基承载力特征值 $f_{ak} = 330\text{kPa}$，墙底与土的摩擦系数 $\mu = 0.6$，墙后填料为中密砂土，填土面水平，砂土重度 $r = 19\text{kN/m}^3$。含水量 $\omega = 13\%$，挡土墙重度 $r_C = 23\text{kN/m}^3$，挡土墙构造和排水措施符合GB 50007—2002规范 6.6 条要求，试解答以下问题。

（1）填料砂土的干密度；

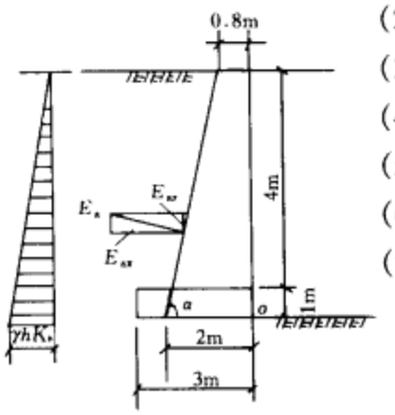


图 5-17　例题 5.31

（2）墙背主动土压力系数；

（3）作用于挡土墙墙背的主动土压力的合力值；

（4）挡土墙抗倾覆稳定性系数；

（5）挡土墙抗滑移稳定性系数；

（6）作用于挡土墙基础底面合力的偏心距；

（7）挡土墙基础底面最大压力值。

【解】　（1）砂土干密度为：

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+\omega}, \rho = \frac{r}{g} = \frac{19}{9.81} = 1.94\text{g/cm}^3$$

$$\rho_d = \frac{1.94}{1+0.13} = 1.72\text{g/cm}^3 = 1720\text{kg/m}^3$$

（2）墙背主动土压力系数：

根据 GB 50007—2002 规范附录 L，挡土墙排水条件符合 6.6 条要求，填料为砂土，干密度 $\rho_d = 1720\text{kg/m}^3$ 大于 1650kg/m^3，可以由图 L.0.2，Ⅱ类土查得主动土压力系数 K_a，挡土墙墙背倾角为：

$$\text{tg}\alpha = \frac{5}{2-0.8} = 4.17, \alpha = 76.5°, \beta = 0°,$$

$$K_a \approx 0.42$$

（3）墙背主动土压力为：

$$E_a = \psi_c \frac{1}{2} r h^2 K_a$$

式中　E_a——主动土压力；

ψ_c——主动土压力增大系数，当挡土墙高度为 5～8m 时取 1.1；

γ——填料重度，$r = 19\text{kN/m}^3$；

h——挡土墙高度，$h = 5\text{m}$；

K_a——主动土压力系数。

$$E_a = 1.1 \times \frac{1}{2} \times 19 \times 5^2 \times 0.42 = 109.7\text{kN/m}$$

E_a 作用位置距墙底 1.67m。

（4）抗倾覆稳定系数为：

$$K_t = \frac{Gx_0 + E_{az}x_f}{E_{ax}Z_f}$$

式中　G——挡土墙重；

Z——土压力作用点离墙踵高度；

x_0——挡土墙重心离墙趾的水平距离；

b——基底水平投影宽度。

$$G = 0.8 \times 4 \times 23 + \frac{1}{2} \times 1.2 \times 4 \times 23 + 1 \times 3 \times 23$$

$$= 73.6 + 55.2 + 69 = 197.8\text{kN/m}$$

G 作用位置距 O 点 1.0m。

$$K_t = \frac{G \times 1.0 + E_{az} \times 1.60}{E_{ax} \times 1.67} = \frac{G + E_a\cos\alpha \times 1.60}{E_a\sin\alpha \times 1.67} = \frac{197.8 + 25.6 \times 1.60}{106.7 \times 1.67} = \frac{238.8}{178.2} = 1.34$$

（5）抗滑稳定系数为：

$$K_s = \frac{(G + E_{az})\mu}{E_{ax}} = \frac{(G + E_a\cos\alpha)\mu}{E_a\sin\alpha} = \frac{(197.8 + 25.6)0.6}{106.7} = \frac{134}{106.7} = 1.3$$

（6）作用于挡土墙基础底面合力的偏心距为：

$$e = \frac{M}{N} = \frac{G \times 0.5 + E_{ax} \times 1.67 - E_{az} \times 0.1}{G + E_{az}}$$

$$= \frac{197.8 \times 0.5 + 106.7 \times 1.67 - 25.6 \times 0.1}{197.8 + 25.6} = \frac{274.5}{223.4} = 1.23\text{m}$$

（7）挡土墙基础底面最大压力值

偏心距为 $1.23\text{m} > \frac{b}{6} = \frac{3}{6} = 0.5\text{m}$

$$p_{max} = \frac{2(F_k + G_k)}{3la} = \frac{2 \times 223.4}{3 \times 1 \times 0.27} = 551.6\text{kPa}$$

粘性土地基承载力特征值 $f_{ak} = 330\text{kPa}$，其 $e = 0.7$，$I_c = 0.8$，根据 GB 50007—2002 规范表 5.2.4，查得 $\eta_d = 1.6$，修正后地基承载力特征值为：

$$f_a = f_{ak} + \eta_d r_m(d - 0.5) = 330 + 1.6 \times 19 \times 4.5 = 466.8\text{kPa}$$

$$p_{max} = 551.6\text{kPa} \leqslant 1.2f_a = 1.2 \times 466.8 = 560.2\text{kPa}$$

挡土墙基底最大压力满足要求。

5.32 如何进行滑坡推力计算（例题 2 道）？

【例 1】某一滑坡面为折线的单个滑坡，其主轴面及参数如图 5-18 所示，滑坡推力安全系数 $r_t = 1.05$，按“建筑地基基础设计规范”（GB 50007—2002）计算滑坡推力 F_3（计算参数见表 5-3）

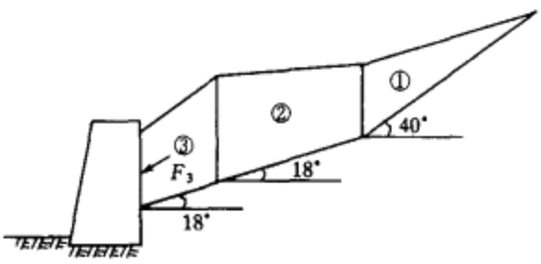


图 5-18 例题 5.32.1

计 算 参 数 表 5-3

块号	滑体重力 G /kN	滑带长度 l /m	滑面倾角 β (°)	滑带土粘聚力 c/kPa	滑带土内摩擦角 φ/ (°)	传递系数/ ψ
①	11000	50	40	20	20.3	0.733
②	53760	100	18	18	19	1.0
③	5220	20	18	18	19	

【解】 （1）每块土体抗滑力计算：

$$R_1 = G_1\cos\beta_1 f_1 + c_1 l_1 = 11000\cos40° \times \text{tg}20.3° + 50 \times 20$$

$$= 11000 \times 0.766 \times 0.370 + 1000 = 3118 + 1000 = 4118\text{kN}$$

$$R_2 = G_2\cos\beta_2 f_2 + c_2 l_2 = 53760 \times \cos18° \times \text{tg}19° + 18 \times 100$$

$$= 53760 \times 0.95 \times 0.344 + 1800 = 17588 + 1800 = 19388\text{kN}$$

$$R_3 = G_3\cos\beta_3 f_3 + C_3 l_3 = 5220 \times \cos18° \times \text{tg}19° + 20 \times 18$$

$$= 5220 \times 0.95 \times 0.344 + 360 = 1706 + 360 = 2066\text{kN}$$

(2) 每块土体下滑分力计算：

$$T_1 = G_1\sin\beta_1 = 11000\sin40° = 11000 \times 0.643 = 7071\text{kN}$$

$$T_2 = G_2\sin\beta_2 = 53760\sin18° = 53760 \times 0.309 = 16613\text{kN}$$

$$T_3 = G_3\sin\beta_3 = 5220\sin18° = 5220 \times 0.309 = 1613\text{kN}$$

(3) 滑坡推力计算：

$$F_1 = 1.05T_1 - R_1 = 1.05 \times 7071 - 4118 = 3307\text{kN}$$

$$F_2 = F_1 \times \psi_1 + 1.05 \times T_2 - R_2 = 3307 \times 0.733 + 1.05 \times 16613 - 19388 = 480\text{kN}$$

$$F_3 = F_2 \times \psi_2 + 1.05 \times T_3 - R_3 = 480 \times 1.0 + 1.05 \times 1613 - 2066 = 108\text{kN}$$

作用在挡土墙上的滑坡推力为 108kN。

【例 2】 某电站主厂房滑坡为坡积土沿下伏粘土层表面风化层滑动，滑坡剖面如图 5-19 所示，滑块体重量、滑面倾角、滑带长度和传递系数如表 5-4，取滑块堆力安全系数 $r_t = 1.05$，滑带土粘聚力 $c = 13\text{kPa}$，内摩擦角 $\varphi = 18°$，试求最终推力。

【解】 根据图 5-19，每块土体的抗滑力为：

$$R_i = G_i\cos\beta_i\text{tg}\varphi + c_i l_i$$

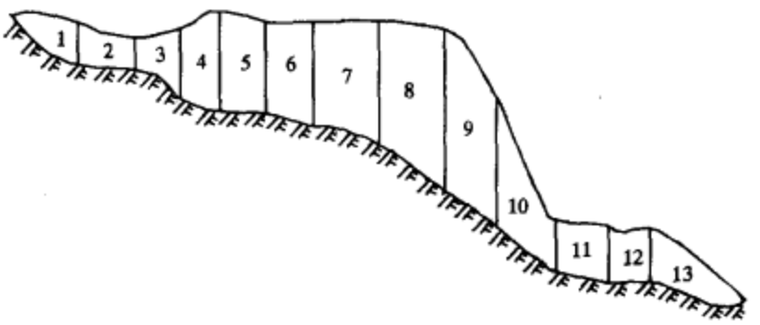


图 5-19 例题 5.32.2

每块土体下滑分力为：

$$T_i = G_i\sin\beta_i$$

每块土体滑坡推力为：

$$F_i = F_{i-1}\psi_{i-1} + 1.05T_i - R_i$$

计算列于表 5-4。

滑坡最终推力为 98.2kN/m。

滑 坡 推 力 计 算 **表 5-4**

块号	滑块重 G/kN	滑带长 l/m	粘聚力 c/kPa	滑面倾角 β/(°)	$\cos\beta$	$\sin\beta$	$C_i l_i$ /kN	$G_i\cos\beta f_i$ /kN	抗滑力 R_i/kN	下滑力 $T_i r_t$ /kN	下滑力与抗滑力之差	传递系数 ψ_i	推力 F_i/kN
	①	②	③		④	⑤	⑥ = ② × ③	⑦ = 0.325 × ① × ④	⑧ = ⑦ + ⑥	⑨ = 1.05 × ① × ⑤	⑨ - ⑧		
1	83	2.8	13	11	0.982	0.191	36.4	26.5	62.9	16	-46.3	1.02	

续表

块号	滑块重 G/kN	滑带长 l/m	粘聚力 c/kPa	滑面倾角 β/°	$\cos\beta$	$\sin\beta$	$C_i l_i$ /kN	$G_i\cos\beta f_i$ /kN	抗滑力 R_i/kN	下滑力 $T_i r_i$ /kN	下滑力与抗滑力之差	传递系数 ψ_i	推力 F_i/kN
	①	②	③		④	⑤	⑥ = ② × ③	⑦ = 0.325 × ① × ④	⑧ = ⑦ + ⑥	⑨ = 1.05 × ① × ⑤	⑨ - ⑧		
2	78.1	2.5	13	16	0.961	0.276	32.5	24.4	56.9	22.6	-34.3	1.05	
3	97.7	2.0	13	32	0.848	0.530	26	27.0	53	54.4	1.4	0.91	1.27
4	111.3	1.6	13	19.5	0.943	0.334	20.8	34.1	54.9	39.0	-15.9	0.93	
5	149.6	1.9	13	10	0.985	0.174	24.7	47.8	72.5	27.3	-45.2	1.05	
6	169.1	2.0	13	23	0.921	0.391	26	50.2	76.2	69.4	-6.8	1.04	
7	249.7	2.7	13	33.5	0.834	0.552	35.1	67.0	102.1	144.7	42.6	1.03	42.6
8	343.7	3.3	13	39	0.777	0.629	42.9	86.0	128.9	227.1	98.2	1.00	143.4
9	278.2	2.9	13	39	0.777	0.629	37.7	69.6	107.3	183.8	76.5	0.90	219.9
10	161.4	2.9	13	26.5	0.895	0.446	37.7	46.8	84.5	75.6	-8.9	0.91	189
11	87.1	2.0	13	14	0.970	0.242	26	27.4	53.4	22.1	-31.3	0.96	140.7
12	79.6	1.5	13	8	0.990	0.139	19.5	25.7	45.2	11.6	-33.6	1.05	101.5
13	160.5	2.5	13	25	0.906	0.423	32.5	47.0	79.5	71.2	-8.3		98.2

5.33 如何进行击实试验结果综合分析（例题）?

【例】某填料按土工试验标准进行重型击实试验，土的比重为 $G_s = 2.66$，击实筒重为 2258g，击实筒容积 1000cm^3，击实结果如下：

含水量 ω/%	击实筒及土的质量总和/kg	含水量 ω/%	击实筒及土的质量总和/kg
12.2	3.720	25.0	4.160
14.0	3.774	26.5	4.155
17.7	3.900	29.3	4.115
21.6	4.063		

试求：1. 绘制土的击实含水量（ω%）~湿密度（ρ_s）曲线，并确定最大湿密度及相应的含水量。

2. 给出含水量（ω%）~干密度（ρ_s）曲线，并确定最大干密度 $(\gamma_d)_{max}$和最优含水量 ω_{op}；

3. 在 $\omega \sim \rho_s$ 曲线上示出饱和度为 100%时的曲线；

4. 如果重型击实试验改为轻型击实试验，则最大干密度和最优含水量会有什么变化；

5. 如果施工时规定压实密度达到重型击实的最大干密度的 95%，施工机械碾压功能与重型击实试验的功能相同，试估出施工碾压时可接受的填料含水量。

【解】 1. 计算湿密度 ρ_s、干密度 ρ_d 及各含水量为饱和含水量时的干密度 ρ_d

$$\rho_s = \frac{\text{击实筒及土质量总和} - \text{击实筒重}}{\text{击实筒容积}}$$

$$\rho_d = \frac{\rho_s}{1 + \omega}$$

S_γ 为 100%时的 ρ'_d，$S_\gamma = \dfrac{\omega\rho_d}{n\rho_w}$，$n = 1 - \dfrac{\rho_d}{G_s\rho_w}$

所以 $\rho'_d = \dfrac{G_s \cdot \rho_W}{1 + \omega \cdot G_s}$，$\rho_w = 1\text{g/cm}^3$

不同含水量下的湿密度 ρ_s，干密度 ρ_d，S_γ 为 100%时的干密度 ρ'_d 如表 5-4，含水量和湿密度、干密度、$S_\gamma = 100\%$时的干密度关系曲线如图 5-20。

不同含水量的 ρ_s、ρ_d、ρ'_d　　表 5-5

含水量 ω（%）	湿密度 ρ_s（g/cm³）	干密度 ρ_d（g/cm³）	$S_\gamma = 100\%$ 时 ρ'_d（g/cm³）
12.2	1.462	1.303	
14.0	1.516	1.330	
17.7	1.642	1.395	1.809
21.6	1.805	1.484	1.689
25.0	1.902	1.522	1.598
26.5	1.897	1.500	1.560
29.3	1.857	1.436	1.495

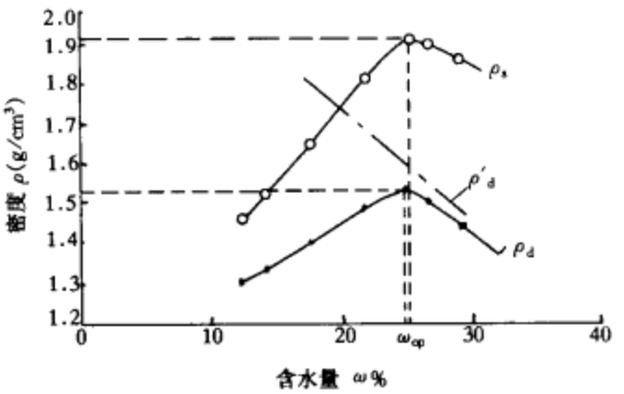


图 5-20　例题 5.33

从图 5-20，得到

1. 最大湿密度 $\rho_s = 1.903\text{g/cm}^3$，相应的含水量为 25.2%；

2. 最大干密度 $\rho_d = 1.522\text{g/cm}^3$，最优含水量 $\omega_{op} = 24.4\%$；

3. 饱和度 $S_\gamma = 100\%$的曲线如图 5-20 所示；

4. 如果改用轻型击实试验标准，则最大干密度将降低，最优含水量将增大；

5. 如果施工控制密度为最大干密度 95%（即压密系数 $\lambda = 0.95$）即 $\rho_d = 1.522 \times 0.95 = 1.446\text{g/cm}^3$，则从图上可得到达此密度的含水量范围为 20%～27.5%，但根据公路及铁路设计规范规定施工控制含水量应不超过 $\omega_{op} \pm 2 \sim 3\%$，即填料含水量需控制在约 22.4%～26.4%范围。

5.34　如何计算静止、主动和被动土压力（例题 2 道）？

【例 1】　某地下室如图 5-21 所示，试求地下室外墙上的静止土压力

【解】　地下室室外填土面处土压力强度 $\sigma = 0$

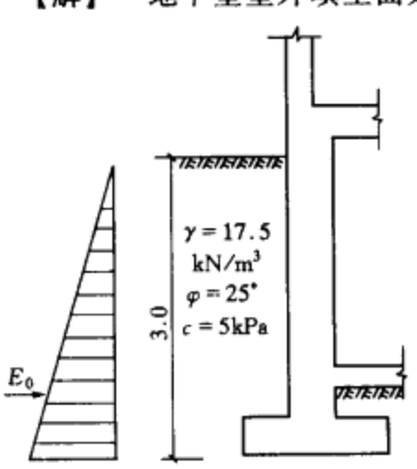


图 5-21　例题 5.34 例 1

地下室外墙底处土压力强度 $\sigma = \gamma H K_0$

$$K_0 = 1 - \sin\varphi' = 1 - \sin 25° = 0.577$$

$$\sigma = 17.5 \times 3 \times 0.577 = 30.29\text{kPa}$$

静止土压力　$E_0 = \dfrac{1}{2} \times 30.29 \times 3 = 45.44\text{kN/m}$

E_0 作用点位于距墙底 1.0m 处。

【例 2】　某挡土墙高 5.0m，墙背垂直光滑，墙后填土为砂土，$\gamma = 18\text{kN/m}^3$，$\varphi = 40°$，$C = 0$，填土表面水平，试比较静止、主动和被动土压力值大小。

【解】

1. 静止土压力

$$\sigma = \gamma H K_0 = 18 \times 5 \times (1 - \sin 40°) = 32.4\text{kPa}$$

$$E_0 = \frac{1}{2} H\sigma = \frac{1}{2} \times 5 \times 32.4 = 81\text{kN/m}$$

2. 主动土压力

$$K_a = \text{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = \text{tg}^2\left(45° - \frac{40°}{2}\right) = 0.22$$

墙顶处主动土压力强度 $\sigma_{a1} = 0$

墙底处主动土压力强度 $\sigma_{a2} = \gamma H K_a = 18 \times 5 \times 0.22 = 19.8\text{kPa}$

$$E_a = \frac{1}{2}\sigma_{a2} H = \frac{1}{2} \times 19.8 \times 5 = 49\text{kN/m}$$

3. 被动土压力

$$K_p = \text{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) = \text{tg}^2\left(45° + \frac{40°}{2}\right) = 4.6$$

墙顶处被动土压力强度 $\sigma_{p1} = 0$

墙底处被动土压力强度 $\sigma_{p2} = \gamma H K_p = 18 \times 5 \times 4.6 = 414\text{kPa}$

$$E_p = \frac{1}{2}\sigma_{p2} H = \frac{1}{2} \times 414 \times 5 = 1035\text{kN/m}$$

所以 $E_p = 1035\text{kN/m} > E_0 = 81\text{kN/m} > E_a = 49\text{kN/m}$

5.35 如何进行挡土墙尺寸设计（例题）?

某挡土墙高 $H = 6\text{m}$，墙背倾角 $\alpha = 80°$，填土面倾角 $\beta = 10°$，土对挡土墙背的摩擦角 $\delta = 20°$，$\mu = 0.4$，填土为中砂 $\varphi = 30°$，$\gamma = 18.5\text{kN/m}^3$，砌体 $\gamma = 22\text{kN/m}^3$，试设计该挡土墙尺寸。

【解】

1. 计算主动土压力

$$K_a = \text{tg}^2(45° - \varphi/2) = \text{tg}^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 0.33$$

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a = \frac{1}{2} \times 18.5 \times 6^2 \times 0.33 = 110\text{kN/m}$$

$$E_{ax} = E_a \sin(\alpha - \delta) = 110\sin(80° - 20°) = 95.3\text{kN/m}$$

$$E_{az} = E_a \cos(\alpha - \delta) = 110\cos(80° - 20°) = 55\text{kN/m}$$

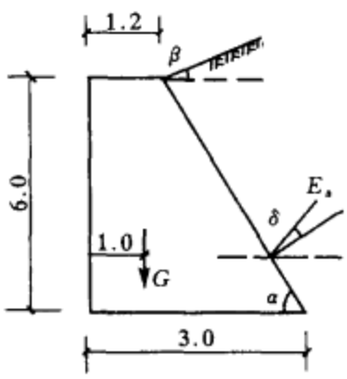


图 5-22 例题 5.35

2. 确定墙体尺寸

设墙顶宽为 1.2m，墙底宽为 3.0m

墙体重 $G = \frac{1.2 + 3.0}{2} \times 6 \times 22 = 277.2\text{kN/m}$

3. 抗滑移稳定性验算

$$K_s = \frac{(G + E_{az})\mu}{E_{ax}} = \frac{(277.2 + 55) \times 0.4}{95.3} = 1.39 > 1.3, \text{满足}$$

4. 抗倾覆验算

G 作用位置距墙趾距离 x_0

$$x_0 = \frac{(1.2 \times 6) + \frac{1}{2} \times 6 \times 1.8}{12.6} = 1.0\text{m}$$

$$K_t = \frac{Gx_0 + E_{ax}\left(3 - \frac{2}{\text{tg}\alpha}\right)}{2E_{ax}} = \frac{277.2 \times 1.0 + 55 \times 2.647}{95.3 \times 2} = 2.22 > 1.6\text{,满足}$$

5.36 如何按（GB50007—2002）规范验算挡土墙的稳定性（例题）?

某砌体挡土墙如图 5-23，墙后用粘土夹块石回填，干密度 $\rho_d = 19\text{kN/m}^3$，$\gamma = 20\text{kN/m}^2$，墙体重度 $\gamma = 22\text{kN/m}^3$，$\alpha = 78°$，$\beta = 0$，$\delta = 15°$，$\mu = 0.42$，墙背粗糙，排水良好，试验算挡土墙稳定性。

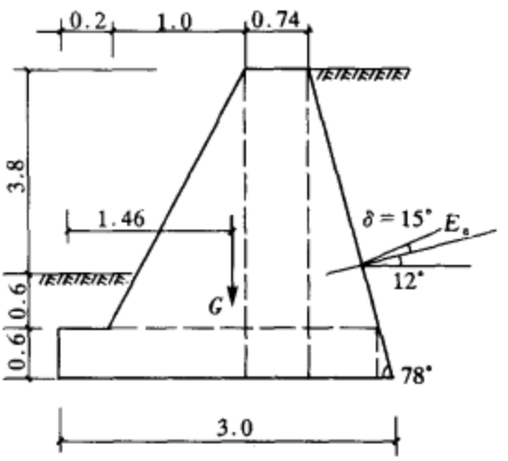


图 5-23 例题 5.36

【解】 1. 求主动土压力

由 $\alpha = 78°$，$\beta = 0$，Ⅲ类土，查（GB50007—2002）规范附录图 L.0.2 得 $k_a = 0.315$

$$E_a = \psi_c \times \frac{1}{2}\gamma H^2 k_a$$

土坡高度为 5.0m，$\psi_c = 1.1$

$$E_a = 1.1 \times \frac{1}{2} \times 20 \times 5^2 \times 0.315 = 86.6\text{kN/m}$$

E_a 作用方向与墙背的法线方向夹角 $\delta = 15°$，作用点离墙底为 $\frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 5 = 1.67\text{m}$

2. 求墙体自重和作用位置

$$G = \left(0.6 \times 1.20 + 0.74 \times 5 + \frac{1}{2} \times 1.0 \times 4.4 + \frac{1}{2} \times 5 \times 1.06\right) \times 22$$

$$= 9.27 \times 22 = 203.9\text{kN/m}$$

G 作用位置与墙趾的水平距离 x_0

$$x_0 = \frac{(0.4 \times 1.2) \times 0.6 + (0.74 \times 5) \times 1.57 + \left(\frac{1}{2} \times 1.0 \times 4.4\right) \times 0.87 + \left(\frac{1}{2} \times 5 \times 1.06\right) \times 2.29}{9.27}$$

$$= 1.46\text{m}$$

3. 抗滑移稳定性验算

$$K_s = \frac{(G_n + E_{an})\mu}{E_{at} - G_t} \quad G_n = G\cos\alpha_0 = G, G_t = 0,$$

$$E_{at} = E_a\sin(\alpha - \alpha_0 - \delta) = E_a\sin(78° - 0 - 15°) = E_a\sin 63°$$

$$= 86.6 \times 0.89 = 77.1\text{kN/m}$$

$$E_{an} = E_a\cos(\alpha - \alpha_0 - \delta) = E_a\cos(78° - 0 - 15°) = 88.6 \times \cos 63° = 40.2\text{kN/m}$$

$$K_s = \frac{(203.9 + 40.2) \times 0.42}{77.1} = 1.33 \geqslant 1.3$$

4. 抗倾覆稳定验算

$$K_t = \frac{Gx_0 + E_{az}x_f}{E_{ax}Z_f}$$

$$E_{ax} = E_a\sin(\alpha - \delta) = E_a\sin63° = 86.6 \times 0.89 = 77.1\text{kN/m}$$

$$E_{az} = E_a\cos(\alpha - \delta) = E_a\cos63° = 86.6 \times 0.454 = 40.2\text{kN/m}$$

$$x_f = b - Z\cos\alpha = 3 - 1.67\cos78° = 3 - 1.67 \times 0.21 = 2.64\text{m}$$

$$Z_f = 1.67\text{m}$$

$$K_t = \frac{203.9 \times 1.46 + 40.2 \times 2.64}{77.1 \times 1.67} = 3.14 \geqslant 1.6$$

所以该挡土墙是稳定的。

5.37 如何选用铁路路堤护坡方案（例题）？

某沿河铁路路堤边坡受河水冲刷地段进行护坡设计时，在主流冲刷及波浪作用强烈的路堤，试选用护坡方案。

【解】 根据《铁路路基设计规范》（TB10001—99），第 9.2.2 条规定，对沿河铁路受主流冲刷及波浪作用强烈的路堤防护，采用浆砌片石或混凝护坡最合适。

5.38 如何设计路堤宽度（例题）？

某铁路路堤边坡高度 $H = 22\text{m}$，填料为细粒土，道床边坡坡率 $m = 1.75$，沉降比 $c = 0.015$，按《铁路路基设计规范》（TB10001—99），试确定路堤每侧应加宽尺寸。

【解】 根据（TB10001—99）规范，第 6.2.3 条规定，路堤边坡高度大于 20m 时，应按填料边坡高度加宽路基面，每侧加宽为：

$$\Delta b = c \cdot H \cdot m = 0.015 \times 22 \times 1.75 = 0.58\text{m}$$

5.39 如何计算洞库顶板高度（例题）？

某洞库处于松散地层中，其高度 $H_0 = 4\text{m}$，宽度 $2b = 6\text{m}$（图 5-24），土层 $\varphi = 40°$，试用普氏松散介质破裂拱（崩裂拱）方法计算洞库顶板高度。

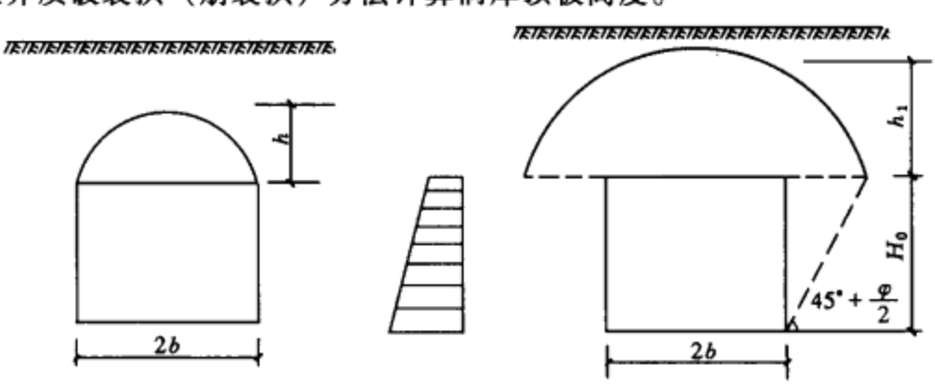


图 5-24 例题 5.39

【解】 根据普氏公式

1. 当洞室两壁稳定时，破裂拱高度为：

$$h = \frac{b}{f_k}, f_k = \tan\varphi = \tan 40° = 0.839$$

$$h = \frac{3}{0.839} = 3.6\text{m}$$

2. 当洞室两壁侧墙在主动土压力作用下发生破坏，其滑动楔体顶部宽度为：

$$H_0 \tan\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = 1.86\text{m}$$

在此宽度范围内，也可能产生塌落拱，这时破裂拱高度为：

$$h_1 = \frac{b + H_0 \tan\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)}{f_k} = \frac{3 + 1.86}{0.839} = 5.8\text{m}$$

5.40 如何估算路堤的极限高度（例题）?

某处厚达 25m 的淤泥质粘土地基之土覆盖有厚度 $h = 2\text{m}$ 的强度较高的亚粘土层，现拟在该地基之上填筑路堤，已知路堤填料压实后的重度 γ 为 18.6kN/m^3，淤泥质粘土的不排水剪强度 C_u 为 85kPa。试用一般常规方法估算该路堤极限高度（取稳定系数公式 $N_s = \frac{\gamma h_0}{C_u}$ 中的稳定系数 $N_s = 5.52$，并设上复 $h = 2\text{m}$ 厚的亚粘土层的作用等效于将路堤高度增加 $0.5h$）

【解】 路堤极限高度为

$$H_0 = h_0 + 0.5h, h_0 = \frac{N_s C_u}{\gamma} = 5.52 \times \frac{8.5}{18.6} = 2.52\text{m}$$

$$H_0 = 2.52 + 0.5 \times 2.0 = 3.52\text{m}$$

5.41 如何计算支护结构的水平荷载（例题）?

一基坑深 6.0m，安全等级二级，重要性系数 $\gamma_0 = 1.0$，无地下水，采用悬臂排桩。从上至下土层为：

（1）填土	$\gamma = 18\text{kN/m}^3$，	$c = 10\text{kPa}$，	$\varphi = 12°$，	厚度 2.0m
（2）砂	$\gamma = 18\text{kN/m}^3$，	$c = 0\text{kPa}$，	$\varphi = 20°$，	厚度 5.0m
（3）粘土	$\gamma = 20\text{kN/m}^3$，	$c = 20\text{kPa}$，	$\varphi = 30°$，	厚度 7.0m

试求③层粘土底面以上范围内基坑外侧主动土压力引起的支护结构水平荷载标准值。

【解】 根据《建筑基坑支护技术规程》（JGJ120—99），支护结构最大水平荷载标准值位于基坑底（-6.0m），$e_{ajk} = \sigma_{ajk} k_{ai} - 2c_{ik}\sqrt{k_{ai}}$

$$k_{ai} = \tan^2\left(45° - \frac{\varphi_{ik}}{2}\right) = \tan^2\left(45° - \frac{20^0}{2}\right) = 0.4903$$

坑底 $e_{ajk} = (18 \times 2 + 18 \times 4) \times 0.4903 - 2 \times 0 = 53\text{kPa}$

5.42 如何计算岩体等效内摩擦角（例题）?

岩体边坡稳定性常用等效内摩擦角 φ_d 来评价。今有一高 10m 水平砂岩层的边坡，砂

岩的密度为 2.50g/cm³，内摩擦角 35°，粘聚力 16kPa，试计算岩体等效内摩擦角。

【解】

$$\theta = 45° + \frac{1}{2}\varphi$$

$$\varphi_d = \text{arctg}(\text{tg}\varphi + 2c/\gamma h\cos\theta)$$

$$= \text{arctg}\left[\text{tg}35° + \frac{2 \times 16}{25 \times 10 \times \cos(45° + 35°/2)}\right]$$

$$= 44°20'$$

5.43 如何计算基坑的主动土压力（例题）？

已知基坑开挖深度 10m，未见地下水，坑侧无地面超载，坑壁粘性土土性参数为：重度 $\gamma = 18\text{kN/m}^3$，粘聚力 $c = 10\text{kPa}$，内摩擦角 $\varphi = 25°$。试计算作用于每延米支护结构上的主动土压力（算至基坑底面）

【解】 主动土压力系数为：

$$K_a = \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45° - \frac{25}{2}\right) = 0.406$$

作用于每延米支护结构上的主动土压力为：

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a - 2cH\sqrt{K_a} + \frac{2c^2}{\gamma} = \frac{1}{2} \times 18 \times 10^2 \times 0.406 - 2 \times 10 \times 10 \times \sqrt{0.406}$$

$$= 365.4 - 127.4 = 238\text{kN}$$

5.44 如何计算支护结构的抗倾覆稳定性（例题）？

已知悬臂支护结构计算简图如图 5-25 所示，砂土土性参数：$\gamma = 18\text{kN/m}^3$，$c = 0$，$\varphi = 30°$，未见地下水，图中 E_{a1}、E_{a2}和 E_p 分别表示净主动土压力和净被动土压力，b_{a1}、b_{a2}和 b_p 分别表示上述土压力作用点的高度。支护结构的抗倾覆稳定性可按下式验算：$\frac{M_p}{M_a} = \frac{E_p b_p}{E_{a1} b_{a1} + E_{a2} b_{a2}}$，试验算抗倾覆稳定性。

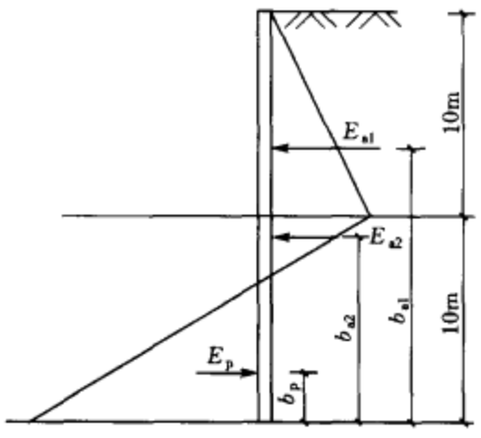


图 5-25 例题 5.44

【解】 1. K_a、K_p 计算

$$K_a = \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45° - \frac{30°}{2}\right) = 0.33$$

$$K_p = \tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) = 3.00$$

2. 计算主动土压力

$$E_{a1} = \frac{H}{2}(\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}) = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a,$$

$$= \frac{1}{2} \times 18 \times 10^2 \times 0.33 = 297\text{kN}, \quad [b_{a1} = 13.3\text{m}]$$

$$E_{a2} = \frac{1}{2} \times 59.4 \times 0.99 = 29.4\text{kN}, b_{a2} = 9.67\text{m}$$

3. 计算被动土压力

$$E_p = \frac{1}{2} H(\gamma H K_p + 2c\sqrt{K_p}) = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p = \frac{1}{2} \times 18 \times 10^2 \times 3 = 2700\text{kN}$$

$$b_p = 3.0\text{m}$$

4. 抗倾覆验算

$$K_t = \frac{M_p}{M_a} = \frac{E_p b_p}{E_{a1} b_{a1} + E_{a2} b_{a2}} = \frac{2700 \times 3}{297 \times 13.3 + 29.4 \times 9.67}$$

$$= \frac{8100}{3950 + 284.3} = \frac{8100}{4234} = 1.9 > 1.3$$

5.45 如何验算挡土墙的倾覆稳定性（例题）?

一位于干燥高岗的重力式挡土墙，如挡土墙的重力 H 为 156kN，其对墙趾的力臂 Z_w 为 0.8m。作用于墙背的主动土压力垂直分力 E_y 为 18kN，其对墙趾的力臂 Z_y 为 1.2m，作用于墙背的主动土压力水平分力 E_y 为 36kN，其对墙址的力臂 Z_y 为 2.4m。墙面波动土压力忽略不计，试验算该挡土墙绕墙趾的倾覆稳定性。

【解】 挡土墙抗倾覆稳定系数为

$$K_t = \frac{Wz_w + E_y Z_y}{E_x Z_x} = \frac{156 \times 0.8 + 18 \times 1.2}{36 \times 2.4} = \frac{146.4}{86.4} = 1.69 > 1.6$$

该挡土墙是稳定的。

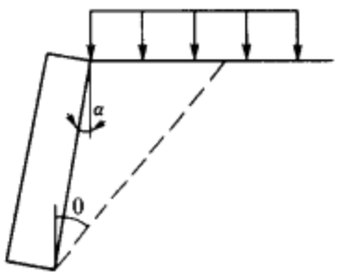


图 5-26 例题 5.46

5.46 如何计算铁路路堤挡土墙的破裂角（例题）?

一铁路路堤挡土墙墙背倾斜角 α 为 9°（图 5-26），墙后填土内摩擦角 φ 为 40°，墙前与填料间摩擦角 δ 为 20°，当墙后填土表面为水平连续均布荷载时，试按库仑理论计算破裂角 θ。

【解】

$$\psi = 40° + 20° - 9°$$

$$\text{tg}\theta = -\text{tg}\psi + \sqrt{(\text{tg}\psi + \text{ctg}\varphi) \cdot (\text{tg}\psi + \text{tg}\alpha)}$$

$$= -\text{tg}51° + \sqrt{(\text{tg}51° + \text{ctg}40°) \cdot (\text{tg}51° + \text{tg}9°)}$$

$$= -1.235 + \sqrt{(1.235 + 1.192) \times (1.235 + 0.158)}$$

$$= -1.235 + \sqrt{2.427 \times 1.393}$$

$$= -1.235 + \sqrt{3.381} = -1.235 + 1.839$$

$$= 0.604$$

$$\theta = 31°08'$$

错误答案：

A：按俯角 $-\alpha$ 算，$(\text{tg}51° + \text{tg}9°)$ 用 $(\text{tg}51° - \text{tg}9°)$，$\theta = 20°52'$

C：$\psi = 40° + 20° + 9° = 69°$，$\theta = 32°22'$

D：第一项用 $+\text{tg}\psi$，$\theta = 45°00'$

5.47 如何计算基坑抗隆起的稳定性（例题）?

当基坑土层为软土时，应验算坑底土抗隆起稳定性。已知基坑开挖深度 $h = 5\text{m}$，基坑宽度较大，深宽比略而不计。支护结构入土深度 $t = 5\text{m}$，坑侧地面荷载 $q = 20\text{kPa}$（图 5-27），土的重度 $\gamma = 18\text{kN/m}^3$，粘聚力 $c = 10\text{kPa}$，内摩擦角 $\varphi = 0°$，不考虑地下水的影响。如果取承载力系数 $N_c = 5.14$，$N_q = 1.0$，试计算抗隆起的安全系数 F。

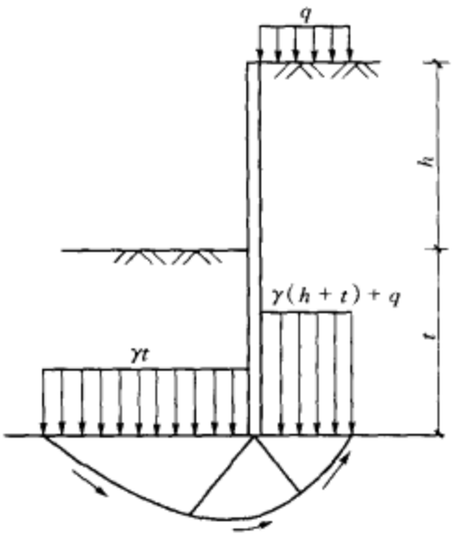


图 5-27 例题 5.47

【解】 已知土层的 $c = 10\text{kPa}$，$\varphi = 0°$

抗隆起稳定系数为：

$$F = \frac{N_c \times c + \gamma \times t}{\gamma(h + t) + q} = \frac{5.14 \times 10 + 18 \times 5}{18(5 + 5) + 20}$$

$$= \frac{141.4}{200} = 0.71$$

5.48 如何计算挡土墙地基容许承载力（例题）?

一排浸水重力式挡土墙，墙体重力 W 为 180kN，墙后主动土压力水平分力 E_x 为 75kN，墙后主动土压力垂直分力 E_y 为 12kN，墙基底宽度 B 为 1.45m，基底合力偏心距 e 为 0.2m，地基容许承载力 $[\sigma]$ 为 290kPa，试计算挡土墙趾部压应力 σ 与地基容许承载力 $[\sigma]$ 的数值关系

【解】 基底合力偏心距为：

$$e = 0.20\text{m} < 1.45/6 = 0.24\text{m}$$

$$\sigma = \frac{180 + 12}{1.45}\left(1 + \frac{6 \times 0.2}{1.45}\right) = 132.4 \times 1.828 = 242\text{kPa}$$

$$242 : 290 = 0.83$$

5.49 如何计算锚杆挡墙肋柱基底压应力（例题）?

一锚杆挡墙肋柱高 H 为 5m，宽 a 为 0.5m，厚 b 为 0.2m，打三层锚杆，其锚杆支点处反力 R_n 均为 150kN，锚杆对水平方向的倾角 β 均为 10°，肋柱竖直倾角 α 为 5°（图 5-28），肋柱重度 γ 为 25kN/m^3。为简化计算，不考虑肋柱所受到的摩擦力和其他阻力，试计算在这种假设前提下肋柱基底压应力 σ

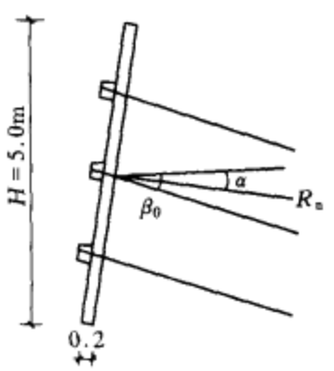


图 5-28 例题 5.49

【解】 $\Sigma N = 3 \times R_n\text{tg}(\beta - \alpha) + \gamma \cdot a \cdot b \cdot H$

$= 3 \times 150\text{tg}5° + 25 \times 0.5 \times 0.2 \times 5$

$= 450 \times 0.0875 + 12.5$

$= 51.9\text{kN}$

$$\sigma = \frac{\Sigma N}{a \cdot b} = \frac{51.9}{0.5 \times 0.2} = 519\text{kPa}$$

5.50 如何计算铁路路堤挡土墙主动土压力（例题）？

一铁路路堤挡土墙高 6.0m，墙背倾斜角 α 为 9°（图 5-29），墙后填土重度 γ 为 18kN/m^3，内摩擦角 φ 为 40°，墙背与填料间摩擦角 δ 为 20°，填土破裂角 θ 为 31°08′，当墙后填土表面水平且承受连续均布荷载时（换算土柱高 $h_0 = 3.0$m），试按库仑理论计算其墙背水平方向主动土压力 E_x。

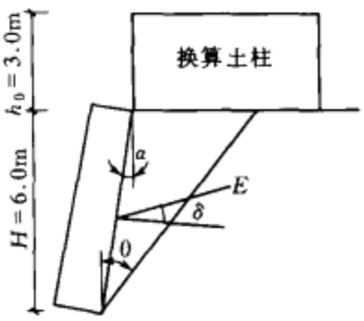


图 5-29 例题 5.50

【解】

$$A_0 = \frac{1}{2}H(H + 2h_0) = \frac{1}{2} \times 6(6 + 2 \times 3) = 36.0$$

$$B_0 = A_0 \mathrm{tg}\alpha = 36.0 \times \mathrm{tg}9° = 5.7$$

$$\psi = 40° + 20° - 9° = 51°$$

$$E = \gamma(A_0\mathrm{tg}\theta - B_0)\frac{\cos(\theta + \varphi)}{\sin(\theta + \psi)} = 18(36 \times \mathrm{tg}31°08 - 5.7)\frac{\cos 71°08'}{\sin 82°08'}$$

$$= 18(36 \times 0.604 - 5.7)\frac{0.3234}{0.9906} = 18 \times 16 \times 0.3265$$

$$= 288.8 \times 0.3265 = 94.3\mathrm{kN/m}$$

$$E_x = E\cos(\delta - \alpha) = 94.3 \times \cos 11° = 92.6\mathrm{kN/m}$$

6 特殊条件下的岩土工程

6.1 岩溶发育条件有哪些?

岩溶是指可溶性岩石受水的化学溶（浸）蚀和机械作用产生沟槽、裂隙、溶洞以及由于溶洞的顶板塌落使地表产生陷穴、洼地等类现象和作用的总称。

岩溶发育条件为：

（1）具有可溶性岩层，如碳酸盐类岩石、石膏、岩盐和芒硝等；

（2）具有溶解能力（含 CO_2）和足够流量的水；

（3）地表水有下渗，地下水有流动的途径。

岩溶在我国是一种相当普遍的不良地质作用，在一定条件下可能发生地质灾害，严重威胁工程安全。

6.2 土洞是怎样形成的？对工程的主要危害有哪些?

土洞是岩溶地层上覆盖的土层被地表水冲蚀或被地下水潜蚀所形成的洞穴。这种洞穴，顶部的土体能塌陷成土坑和形成碟形洼地，土洞顶部的这种塌陷称为地壳塌陷。

土洞及其在地表引起的塌陷都属于岩溶现象在土中的一种表现形态，他们对建筑物的稳定性影响很大。在不同程度上威胁着建筑物的安全和正常使用，主要原因是土洞埋藏浅，分布密，发育快，顶板强度低，有时在建筑物施工中没有土洞，但建成后，由于人为因素或自然条件的影响可以出现新的土洞和地表塌陷。

当建筑物场地位于具有一定厚度覆盖土的岩溶发育地区，覆盖土层具有湿化性，地下水强烈活动于岩土交界面时，最易形成土洞。

当地下水高于基岩面，场地附近又有人工降水或取水时，也易由于降低地下水位引起地面塌陷，对建筑物严重危害。

6.3 不同勘察阶段对岩溶地区勘察要求是什么?

岩溶勘察宜采用工程地质测绘和调查、物探、钻探等多种手段相结合的方法。

（1）初勘时应查明岩溶洞隙及其伴生土洞、塌陷的分布、发育程度和发育规律，并按场地的稳定性和工程建设的适宜性分区。

初勘以工程地质测绘和综合物探为主，测绘和物探发现的异常地段，应选择有代表性部位布置验证性钻孔，控制性勘探孔的深度应穿过表层岩溶发育带。

（2）详勘阶段应查明拟建工程范围及有影响地段的各种岩溶洞隙和土洞位置、规模、埋深，岩溶堆填物性状和地下水特征，对地基基础的设计和岩溶的治理提出建议。

详勘以钻探、探槽或探井为主，土洞和塌陷发育地段，可用静力触探、轻型动力触探和小口径钻探等手段。

（3）施工勘察在针对某一地段或待查明的专门问题进行补充勘察。当采用大直径嵌岩桩时，应进行专门的桩基勘察。

施工勘察对于土洞、塌陷地段，可在已开挖的基槽内布置触探或钎探；对重要或荷载大的工程，可在槽底用小口径钻探进行检测；对大直径嵌岩桩，勘探点应逐桩布置，深度不小于桩底下 3 倍桩径，并不小于 5m。

6.4 如何评价岩溶顶板的安全厚度？

准确计算岩溶顶板厚度很困难，目前仅有带经验性的一些评价方法，如荷载传递线交会法、洞体顶板坍塌自行堵塞估算法、结构力学近似计算法、成拱分析法和荷载试验法等。

例如，当洞体顶板完整性较好，可视为四周嵌固的板验算，设最大弯矩位于长边支点的中心处，则板厚 z' 为：

$$z' = \sqrt{\frac{qL^2}{2\sigma b}} \tag{6-1}$$

式中 q——长边每延米均布荷载；

L、b——分别为板的长、短边长；

σ——岩体弯曲强度，对于灰岩可取抗压强度的 0.1～0.125。

6.5 岩溶和土洞有哪些处理方法？

（1）在岩溶地区进行建筑，应结合岩溶发育情况、工程要求、施工条件和经济安全原则采取以下处理措施：

1）对个体溶洞与溶蚀裂隙，可采用调整柱距、用钢筋混凝土梁板或桁架跨越的办法。

2）浅层洞体，顶板不稳定，可进行清、爆、挖等办法去除，然后用块石、碎石、粘土或毛石混凝土分层填实。

3）溶洞大，顶板有一定厚度，可用石砌柱、拱或钢筋混凝土柱支撑，增加洞体稳定性。

4）岩体裂隙，可用灌注水泥浆等方法处理。

5）地下水宜疏不宜堵，建筑物附近的排泄地表水、落水及岩溶泉应清理疏导，保持水路通畅。

（2）土洞的处理措施有：

1）处理地表水和地下水，地表水可用截流、防渗、堵漏等方法，杜绝地面水渗入土层内，地下水可用截流和改道方法，防止土洞地表塌陷的发展。

2）浅层土洞　和岩溶一样采用挖填处理。

3）灌砂处理　在顶板钻孔，然后灌砂，压力灌注细石混凝土等。

4）垫层处理　基础底面夯填粘性土夹碎石做垫层，提高基底标高，减少顶板附加压力。

5）梁、板跨越土　以支撑建筑物。

6）采用桩基或沉井　穿过覆盖土层，将荷载传至稳定基岩上。

6.6 什么是滑坡和崩塌？

（1）滑坡

岩质或土质边坡由于水的作用或地震、堆载等因素影响，岩、土体在重力作用下沿贯通的剪切面发生滑动现象，称为滑坡。

（2）崩塌

山坡在一定自然条件下，由于风化作用和地震等因素影响，被节理、裂隙严重切割的大块岩石脱离母岩突然从悬崖陡坡上崩落下来，称为崩塌。

6.7 滑坡是如何分类？其特征是什么？

滑坡按地貌特征和发育过程可分为堆积层滑坡和基岩滑坡。

（1）按滑动面特征可分为：

1）均匀滑坡　常发生在均质土及岩性大体均一的泥岩、泥灰岩等岩层中，滑动面近似圆弧面。

2）顺层滑坡　沿斜坡岩层面或软弱结构面发生滑动，滑动面呈平坦阶梯状。

3）切层滑坡　其滑动面切割了不同的岩层层面，形成滑坡平台。

（2）按受力特征可分为：

1）推动式滑坡　斜坡上方不恰当的加荷，如建造房子，堆载等引起。

2）牵引式滑坡　坡脚挖方或河流冲刷坡脚引起。

6.8 地下水对滑坡有什么影响？

地表水及地下水的活动是导致滑坡的主要原因，大约有90%以上的滑坡都与水的作用有关。因水渗入坡体，使岩土重度加大、抗剪强度降低，同时产生动水压力和静水压力，导致斜坡稳定性恶化。另外，水能溶解岩石中的易溶物质，使土石的成分和结构发生变化；河流不断冲刷和切割坡脚，冲蚀淘空作用；许多滑坡都发生在雨季，或地面水下渗、排水管道漏水引起滑坡。

地下水流速增大，使土有潜蚀作用，破坏坡体稳定性。

6.9 治理滑坡有哪些方法？

在滑坡发生以后，应深入了解形成滑坡的内、外部条件以及这些条件的变化。对诱发滑坡的各种因素，应分清主次，采取各相应的措施，使滑坡最终趋于稳定。

滑坡发生总有个过程，在其活动初期，如能立即整治，就比较容易，收效也较快。

整治滑坡主要用排水、支挡、(抗滑挡土墙、抗滑桩)、减重或反压和护坡等措施，综合治理。

（1）如滑坡是由切割坡脚而引起，以支挡为主，辅以排水、减重等措施如设置重力式挡土墙或锚杆挡土墙；设置抗滑桩，将桩伸入岩层或稳定的土层中，借以锚固滑坡体使其稳定。

（2）如滑坡是因水引起，应以治水为主，辅以适当的支挡措施。对滑坡范围以内的地表水，应采取防渗和尽快汇集并引出滑坡体范围以外；对滑坡范围以外的地表水，应采取拦截和旁引措施，修筑环形截水沟。

（3）小型滑坡，通过排水、坡面整平、裂缝夯实等措施。

（4）大型滑坡，要采取综合治理，如支挡结合支撑育沟、减重结合支挡等措施。

综上所述，滑坡治理可采取以下具体措施：

1）排水　设置排水沟以防止地面水浸入滑坡地段，必要时采取防渗措施和设置地下排水工程；

2）支挡　根据滑坡推力大小、方向及作用点，选用重力或抗滑挡墙、阻滑桩及其他抗滑结构；

3）卸载　在保证卸载区上方及两侧岩土稳定情况下，可在滑体主动区卸载，不得在滑体被动区卸载；

4）反压　在滑体的阻滑区段增加竖向荷载以提高滑体的阻滑安全系数。

6.10　发生泥石流的条件是什么？

在半干旱山区或有冰川分布的高山山区，如果在较长的久旱之后又出现集中的暴雨，或冰川积雪强烈消融，这样会使由于风化、滑坡、崩塌、塌方等而积存在陡峻山坡上的大量碎屑物质充水饱和，形成一种浑浊、含大量泥砂石块的泥石流体，这种泥石流体在重力作用下，仗着陡峻的山势，沿着峡谷深涧，快速冲出山外，形成一股能量巨大的特殊洪流，称为泥石流。

泥石流形成的条件有三条，缺一不可。

（1）丰富的松散物质；

（2）陡峻的地形（坡度 30°～60°）和较大的沟谷纵坡；

（3）大量而集中的水源。

6.11　怎样评价泥石流地区工程建设的适宜性？

在泥石流地区进行工程建设时，应根据泥石流的特征、破坏强度和工程要求，采取避“强”制“弱”原则。

（1）对 I_1 类和 II_1 类泥石流沟谷，其暴发频繁、强度大，破坏力强，不应作为建设场地，应避开；

（2）I_2 和 II_2 类泥石流沟谷，不宜作为工程场地，当必须利用时应采取治理措施，线路应避免直穿堆积扇，可在沟口设桥（墩）通过；

（3）I_3 类和 II_3 类泥石流沟谷，可利用其堆积区作为工程场地，但建筑物不应正对沟口，线路可在堆积扇通过，可分段设桥和修设排洪道、导流堤，不宜改沟、并沟；

（4）当上游大量弃渣或进行工程建设，改变了原有供排平衡条件时，应重新判定产生新的泥石流的可能。

6.12　采空区岩土工程勘察方法和手段是什么？

采空区勘察主要通过搜集资料和调查访问方法，必要时辅以物探、勘探工作和地表移动观测。

（1）矿层的分布、层数、厚度、深度、埋藏特征和开采层的上覆岩性、构造等。

（2）矿层开采的深度、厚度、时间、方法、顶板管理及采空区的塌落、密实程度、空隙和积水等。

（3）地表变形特征和分布规律，包括地表陷坑、台阶、裂缝位置、形状、大小、深

度、延伸方向及其与采空区、地质构造、开采边界、工作面推进方向等的关系。

(4) 采空区附近的抽、排水情况及对采空区稳定的影响。

(5) 搜集建筑物变形及其处理措施的资料。

(6) 对现有采空区和未来采空区，还应查明地表移动盆地的特征，划分中间区、内边缘和外边缘区，确定地表移动和变形的特征值。

6.13 采空区与地表移动盆地有什么关系?

地下矿层大面积采空后，上部岩层失去支撑产生移动变形，原有平衡条件被破坏，产生塌落和弯曲，最后发展到地表下沉变形，形状成凹陷盆地，此盆地称移动盆地。

移动盆地面积一般比采空区面积大，当矿层倾角平缓时，盆地位于采空区的正上方，形状对称于采空区，当矿层倾角较大时，沿倾斜方向随倾角的增大，盆地中心愈向倾斜的方向偏移。

采空区上方岩层变形的不断扩大向上发展，使地表产生移动变形，这种变形分为连续地表变形、不连续地表变形和不明显地表变形几种特征。

6.14 采空区作为建筑场地的适宜性评价标准是什么?

采空区场地建筑适宜性评价应根据开采情况、地表移动盆地特征和地表移动、变形的大小划分为不宜建筑场地、相对稳定场地和可以建筑场地。

(1) 不宜作为建筑场地的地段有:

1) 在开采过程中可能出现非连续变形地段;

2) 地表移动活跃的地段;

3) 特厚煤层和倾角大于55°的原煤层露头地段;

4) 由于地表移动和变形引起边坡失稳和山崖崩塌地段;

5) 地下水位深度小于建筑物可能下沉量与基础埋深之和的地段;

6) 地表倾斜大于10mm/m，地面曲率大于0.6mm/m^2 或地表水平变形大于6mm/m 的地段;

(2) 可作为建筑场地，但应评价其适宜性的有:

1) 采深采厚比小于30 的地段;

2) 采深小，上覆岩层极坚硬并采用非正规开采方法的地段;

3) 地表倾斜为3～10mm/m，地表曲率为0.2～0.6mm/m^2 或地表水平变形为2～6mm/m 地段。

6.15 在采空区场地的建筑应采取哪些主要措施?

在采空区场地的建筑可采取以下措施:

(1) 建筑物形状力求简单、对称和等高。复杂的体型易造成地基不均匀沉降。

(2) 设沉降缝的长度宜小于20m。

(3) 采用整体式基础，整体式基础具有较大刚度，能调整或减少不均匀沉降。

(4) 加强上部结构刚度。

(5) 在地表非连续变形区，除采取以上措施外，可以设置斜拉杆、基础设置滑动层等

特殊措施。在地表压缩变形区内，可开挖变形补偿沟，也是行之有效的方法之一。

6.16 引起地面沉降的主要原因是什么？

引起地面沉降有自然因素和人为因素两方面原因。

（1）自然因素

1）新构造运动促使地面上升或下降；

2）强烈地震作用使新构造区域地面变形，软土的震陷、砂土液化造成局部地区地面下沉；

3）海平面上升，地面相对下降；

4）欠固结土在自重压力作用的固结作用，使土层压缩变形；

（2）人为因素

1）抽取地下水、油、气，使土层土粒有效应力增加，地层压密，地面形成碟形洼地。

2）大面积堆载，使土体压缩变形，地面沉降。

6.17 防止地面沉降有哪些措施？

（1）减少地下水开采量，减少水位降低幅度；制定地下水资源合理开采方案，调整开采层次；

（2）人工回灌，补给地下水，但应控制回灌水的水质标准；

（3）限制工程建设中的人工降低地下水位；

（4）进行室内、外试验和根据沉降观测资料，可评价和预测地面沉降发展趋势，根据场地具体条件，采取合理措施。

6.18 湿陷性黄土地基应采取哪些设计和工程措施？

湿陷性黄土的主要特点是遇水的湿陷性。湿陷的内因是黄土的大孔性和结构疏松，而水则是发生湿陷的主要外因，要消除内因，就得进行地基处理，要改变外因，就得采取防水措施和控制基底压力。

基于以上原因，对不同建筑采用的工程措施的一般原则是：

（1）对于重要建筑，应全部消除地基土的湿陷性，这时对地基应彻底处理，如采用强夯法、重锤夯实法、土（灰土）挤密桩和土（灰土）垫层法等方法处理地基。对全部消除黄土湿陷性的地基，就不必采用防水和结构措施。

（2）对于一般建筑，可部分消除（或不消除）地基土的湿陷性，同时采取防水措施和结构措施，在自重性湿陷性黄土地区，当基础底面下 3m 内土层的湿陷系数较大时，宜进行地基处理。

（3）对于次要建筑，采取防水措施和结构措施即可。

（4）对于新近堆积黄土地基，既有湿陷性问题又有承载力低和压缩性高的问题，除部分丙级建筑外均应处理地基，当处理厚度小于新近堆积黄土层厚度时，应验算下卧层强度。

（5）防水措施包括场地防水和单体建筑防水：

1）场地防水，选择具有排水畅通或利于场地排水的地形条件，避开受洪水或水库等

可能引起地下水位上升的地段，确保管道和贮水构筑物不漏水，场地设排水沟等。

2）单体建筑防水，建筑物周围设置具有一定宽度的混凝土散水，以便排泄屋面水，确保建筑物地面不漏水。室内的给水、排水管道尽量明装，室外管道布置尽量远离建筑物，检漏管沟应做好防水处理。

（6）结构措施

1）加强建筑物的整体刚度和砌体、构件的刚度；

2）选择合适的结构和基础形式。

总之，湿陷性黄土地基设计中，应根据建筑物差别和场地湿陷类型，结合当地建筑经验，施工和维护管理条件综合确定。

6.19 膨胀土有哪些特性指标？其地基设计原则是什么？

膨胀土是一种吸水膨胀，失水收缩具有较大胀缩变形能力，且变形往复性的高塑性粘土。它的特性指标如下。

（1）天然含水量接近塑限，饱和度一般均大于85%；

（2）天然孔隙比在0.5～0.8之间；

（3）塑性指数大于17，多数在22～35之间；

（4）液性指数小，在天然状态下呈坚硬或硬塑状态；

（5）粘粒含量高，小于0.002mm的超过20%；

（6）自由膨胀率一般超过40%，最高的大于70%；缩限一般大于12%；

（7）土的压缩性小，多属于低压缩性；c、φ值浸水前后相差大，尤其c值浸水后下降2～3倍以上。

根据膨胀土的特点，其地基设计时应掌握以下原则：

（1）基础的埋置深度应根据地质条件而定，凡膨胀土层位于地表以下3m时，基础应尽量浅埋，在其他情况下，基础不宜埋设在季节性干湿变化急剧的土层内，一般基础埋深宜超过大气影响深度；

（2）适当增大基底压力对防止膨胀地基土上建筑物的破坏是有利的；

（3）如采用深基础，宜选择支墩式基础或桩基，这时地基梁底与地面脱空10～15cm，适当设置圈梁；

（4）2～3层以下的砖石承重结构房屋，基础下可做砂垫层；必要时基础两侧填砂，还应做好隔水措施；

（5）在膨胀地基上，尽量不采用对变形敏感的结构类型，如拱、壳体结构等；

（6）减少地基含水量的变化，如采取排水、基底隔水、防渗散水和防止上下水道漏水等措施。

（7）对供热管道应采取架空和隔热措施。

6.20 冻土的分类和其地基设计原则是什么？

冻土根据未冻水含量和冰的胶结程度可将冻土分类，并采取相应设计原则如下：

（1）少冰冻土

土中未冻水含量很少，土粒为冰牢固胶结，土的强度高，压缩性小，一般建筑可不考

虑冻融问题。融陷性等级为Ⅰ级。

（2）多冰冻土

为多年冻土中较良好的地基土，一般可直接作为建筑物地基，属弱融陷土、融陷等级为Ⅱ级；

（3）富冰冻土

含大量未冻水，土的强度不高，压缩性高，有较大融陷量，属中融陷土，融陷等级为Ⅲ级。用它作为建筑地基，要采用专门措施，如深基、保温和防止基底融化等。

（4）饱冰冻土

融陷量大，属强融陷土，融陷等级属Ⅳ级。用它作为地基，宜采用桩基和架空基础或采用保持冻结原则设计；

（5）含土冰层

极融陷土，融陷等级属Ⅴ级。用它作为建筑地基应该专门处理，否则将产生严重融陷，造成建筑物极大破坏。

6.21 如何进行地面沉降估算（例题3道）？

【例1】 某城市地下水下降速率为2m/a，现水位为地面下10m，试估算10年后地面沉降达多少。其土层分布为：0～12m粘土，$e=0.86$，$a=0.332\text{MPa}^{-1}$；12～27m为粉细砂，$E_s=12\text{MPa}$；27～52m为粉土，$e=0.73$，$a=0.24\text{MPa}^{-1}$，52～59m为细中砂，$E_s=28\text{MPa}$；59～77m为粉质粘土，$e=0.61$，$a=0.133\text{MPa}^{-1}$；77m以下为基岩。

【解】 地面沉降可用分层总和法进行估算。

粘性土：
$$S_\infty=\frac{a}{1+e_0}\Delta ph \tag{6-2}$$

砂性土：
$$S_\infty=\frac{\Delta ph}{E_s} \tag{6-3}$$

式中 S_∞——土层最终沉降；

a——土的压缩系数；

e_0——土层原始孔隙比；

h——土层厚度；

E_s——土层压缩模量；

Δp——地下水位下降施加于土层上的平均压力。

地下水下降速率为2m/a，原水位－10m，10年后水位为－30m，1.0m的水压力为0.01MPa，水位下降后各层土的Δp值见表6-1

Δp 值 **表6-1**

土性	埋深/m	厚度/m	水压力/MPa	$\Delta P=\frac{\Delta P_i+\Delta P_{i-1}}{2}$ /MPa	土性	埋深/m	厚度/m	水压力/MPa	$\Delta P=\frac{\Delta P_i+\Delta P_{i-1}}{2}$ /MPa
粘土	10	0	0		粉土	30	3	$0.01\times20=0.2$	$\frac{0.17+0.2}{2}=0.185$
粘土	12	2	$0.01\times2=0.02$	$\frac{1}{2}\times0.02=0.01$	粉土	52	22	0.42－0.22	0.2
粉细砂	27	15	$0.01\times17=0.17$	$\frac{0.02+0.17}{2}=0.095$	细中砂	59	7	0.49－0.29	0.2
					粉质粘土	77	18	0.67－0.47	0.2

水位下降后各土层沉降值为：

（1）粘土

$$s_\infty = \frac{a}{1+e_0}\Delta p \cdot h = \frac{0.332}{1+0.86} \times 0.01 \times 2.0 = 3.57\text{mm}$$

（2）粉细砂

$$s_\infty = \frac{\Delta p \cdot h}{E_s} = \frac{0.095 \times 15}{12} = 118.8\text{mm}$$

（3）粉土

$$s_\infty = \frac{0.24}{1+0.73} \times 0.185 \times 3 = 77\text{mm}$$

（4）粉土

$$s_\infty = \frac{0.24}{1+0.73} \times 0.2 \times 22 = 610.4\text{mm}$$

（5）细中砂

$$s_\infty = \frac{0.2 \times 7}{28} = 50\text{mm}$$

（6）粉质粘土

$$s_\infty = \frac{0.133}{1+0.61} \times 0.2 \times 18 = 297.4\text{mm}$$

所以 10 年后，水位降至 -30m，地面沉降为：

$$S = 3.57 + 118.8 + 77 + 610.4 + 50 + 297.4 = 1157.2\text{mm}。$$

【例 2】 某土层为粉土，$r = 18\text{kN/m}^3$，$e = 0.78$，$a = 0.2\text{MPa}^{-1}$，地下水位为 -5.0m，当地下水位降至 -35m 时，地面沉降为多少（35m 以下为不透水的岩层）？

【解】 -5.0m 的水压力为 0，当水位下降至 -35m 处的水压力为 $0.01 \times 30 = 0.3\text{MPa}$

水压力的平均值为：$\Delta p = \frac{0+0.3}{2} = 0.15\text{MPa}$

$$s_\infty = \frac{a}{1+e_0}\Delta p \cdot h = \frac{0.2}{1+0.78} \times 0.15 \times 30 = 505.6\text{mm}$$

所以当地下水位由 -5.0m 降至 -35m 时，地面沉降为 506.5mm。

【例 3】 某市地处冲积平原上，地下水位埋深在地面下 4m，由于开采地下水，地下水位逐年下降，年下降率为 1m，主要地层有关参数的平均值如表 6-2 所示，第 3 层以下为不透水的岩层，试求 20 年内该市地面总沉降量。

土层分布和物理力学性质指标 **表 6-2**

层序	地层	厚度/m	层底深度/m	物理力学性质指标		
				孔隙比 e_0	a/MPa^{-1}	E_s/MPa
1	粉质粘土	5	5	0.75	0.3	
2	粉土	8	13	0.65	0.25	
3	细砂	11	24			15.0

【解】 第一层粉质粘土沉降：

$$s_1 = \frac{a}{1+e_0}\Delta p h = \frac{0.3}{1+0.75} \times \frac{1}{2} \times 0.01 \times 1 \times 1 = 0.86\text{mm}$$

第二层粉土沉降：

$$s_2 = \frac{a}{1+e_0}\Delta ph = \frac{0.25}{1+0.65} \times \left(0.01 + \frac{1}{2} \times 0.08\right) \times 8 = 60.6\text{mm}$$

第三层细砂沉降：

$$s_3 = \frac{\Delta ph}{E_s} = \left(0.09 + \frac{1}{2} \times 0.11\right) \times 11/15 = 106.3\text{mm}$$

20 年内地面总沉降为：

$$s = s_1 + s_2 + s_3 = 0.86 + 60.6 + 106.3 = 167.8\text{mm}$$

6.22 如何判断岩质边坡视倾角（例题）？

在岩质边坡稳定评价中，多数用岩层的视倾角来分析。现有一岩质边坡，岩层产状的走向为 $N17°E$，倾向 NW，倾角 43°，挖方走向为 $N12°W$，在西侧开坡，试判断如果按纵、横比例尺为 1:1 计算垂直于边坡走向的纵剖面图上岩层的视倾角。

【解】

岩层走向 $N17°E$，剖面方位为 $N12°W + 90° = N78°E$

岩层走向与剖面夹角为 $78° - 17° = 61°$

视倾角 $\text{tg}\beta = \text{tg}\delta \cdot \sin\alpha = \text{tg}43° \cdot \sin61° = 0.8156$

$\beta = 39°12'$

西侧开坡应为顺向

6.23 如何计算膨胀土地基的分级变形量（例题）？

利用表 6-3 中所给的数据，按《膨胀土地区建筑规范》（GBJ112—87）规定，试计算膨胀土地基的分级变形量

表 6-3

层　序	层厚 h_i（m）	层底深度（m）	第 i 层的含水量变化 Δw_i	第 i 层的收缩系数 λ_{si}	第 i 层在 50kPa 下的膨胀率 δ_{epi}
1	0.64	1.60	0.0273	0.28	0.0084
2	0.86	2.50	0.0211	0.48	0.0223
3	1.00	3.50	0.044	0.035	0.0249

【解】

$$s_c = \psi \sum_{i=1}^{n} (\delta_{epi} + \lambda_{si} \cdot \Delta w_i) h_i$$

$$= 0.7[(0.0084 \times 640 + 0.0223 \times 860 + 0.0249 \times 1000)$$

$$+ (0.28 \times 0.0273 \times 640 + 0.48 \times 0.0211 \times 860 + 0.35 \times 0.0140 \times 1000)]$$

$$= 0.7 \times 67.96 = 47.57\text{mm} \approx 48\text{mm}$$

6.24 如何计算冻土融沉系数（例题）？

铁路路基通过多年冻土区，地基土为粉质粘土，土粒相对密度（比重）为 2.7，质量密度 ρ 为 2.0g/cm^3，冻土总含水量 w_0 为 40%，冻土起始融沉含水量 w 为 21%，塑限含水

量 w_p 为 20%，按《岩土工程勘察规范》（GB50021—2001），试计算该段多年冻土融沉系数 δ_0 及融沉等级

【解】

按《岩土工程勘察规范》（GB50021—2001）P77 和《铁路工程地质勘察规范》（TB10012—2001）P66 公式和表 6.6.2、表 6.6.6

融沉系数 $\delta_0 = \dfrac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \times 100\%$

e_1—冻土融化前孔隙比　e_2——冻土起始融沉孔隙比

按土的物理性质基本计算公式（《岩土工程勘察设计手册》P208）

$$e = \frac{G(1+w)}{\rho} - 1,\quad e_1 = \frac{2.7(1+0.4)}{2.0} - 1 = 0.890 \quad e_2 = \frac{2.7(1+0.21)}{2.0} - 1 = 0.634$$

所以 $\delta_0 = \dfrac{0.890 - 0.634}{1 + 0.890} \times 100\% = 13.5$ 属于Ⅳ级强融沉冻土

6.25　如何确定湿陷性黄土地基处理深度（例题）?

图 6-1 为陇东陕北地区的一自重湿陷性黄土场地上一口代表性探井土样的湿陷性试验数据，对拟建于此的乙类建筑来说，应消除土层的部分湿陷量，并应控制剩余湿陷量不大于 200mm，试确定从基底算起的地基处理厚度。

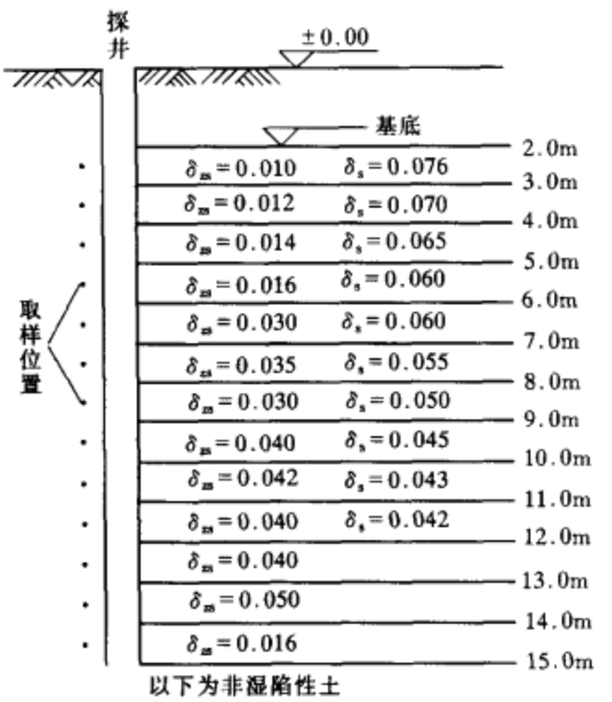


图 6-1　例题 6.25

【解】　最后 4m 土的剩余湿陷量

$$\Delta_s = 1.2 \times 100\ (0.016 + 0.050 + 0.040 + 0.042) = 17.76\text{cm} < 20\text{cm}$$

最后 5m 土的剩余湿陷量

$$\Delta_s = 17.76 + 1.2 \times 100 \times 0.43 = 22.92\text{cm} > 20\text{cm}$$

所以地基处理厚度为 5.0m

6.26　如何计算路基离暗河的安全距离（例题）?

某段铁路路基位于石灰岩地层形成的地下暗河附近，如图 6-2 所示。暗河洞顶埋深 8m，顶板基岩为节理裂缝发育的不完整的散体结构，基岩面以上覆盖层厚 2m，石灰岩体内摩擦角 φ 为 60°，计算安全系数取 1.25，按《铁路特殊路基设计规范》（TB10035—2002）或《公路路基设计规范》（JTJ013—95），试用坍塌时扩散角进行估算，路基坡脚距暗河洞边缘的安全距离 L。

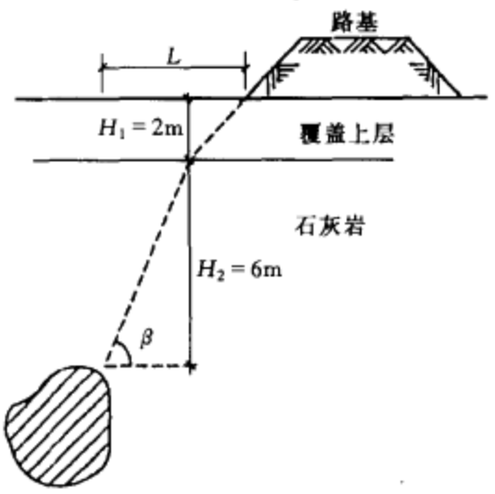


图 6-2　例题 6.26

【解】　路基坡脚距暗河洞边缘的安全距离为：

$$L = H_2\cot\beta + H_1\cot 45°$$

$$= 6 \times \cot\frac{1}{1.25}\left(45° + \frac{60°}{2}\right) + 2 \times 1 = 6 \times 0.577 + 2 = 5.46\text{mm}$$

6.27　如何进行铁路隧道经常涌水量的计算（例题）？

一铁路隧道通过岩溶化极强的灰岩，由地下水补给的河泉流量 Q' 为 50 万 m^3/d，相应于 Q' 的地表流域面积 F 为 $100km^2$，隧道通过含水体的地下集水面积 A 为 $10km^2$，年降水量 H' 为 1800mm，降水入渗系数 α 为 0.4。按《铁路工程地质手册》（1999 年版），用降水入渗法估算，并用地下径流模数（M）法核对，试计算隧道通过含水体地段的经常涌水量 Q

【解】

用降水入渗法计算：$Q = 2.74 \times \alpha \times H' \times A = 2.74 \times 0.4 \times \dfrac{1800}{1000 \times 365} \times 10^7 = 54049m^3/d$

用地下径流模数法计算：$Q = M \times A = \dfrac{Q'}{F} \times A = \dfrac{50\text{万}}{100} \times 10 = 5\text{万}\ m^3/d$

6.28　如何估算泥石流流量（例题）？

一小流域山区泥石流沟，泥石流中固体物质占 80%，固体物质的密度为 $2.7 \times 10^3 kg/m^3$，洪水设计流量为 $100m^3/s$，泥石流沟堵塞系数为 2.0，按《铁路工程地质手册》（1999 年版），试用雨洪修正法估算，泥石流流量 Q_c

【解】　泥石流流体密度

$$p_c = (1 - 0.8) \times 10^3 kg/m^3 + 0.8 \times 2.7 \times 10^3 kg/m^3 = 200 + 2160 = 2.36 \times 10^3 kg/m^3$$

$$Q_c = 100m^3/s \times \left(1 + \frac{2.36 - 1.0}{2.7 - 2.36}\right) \times 2.0 = 100 \times 5 \times 2 = 1000m^3/s$$

6.29　如何计算滑坡的稳定系数（例题）？

路堤剖面如图 6-3 所示，用直线滑动面法验算边坡的稳定性，边坡高 $H = 10m$，边坡坡率 1∶1，路堤填料 $\gamma = 20kN/m^3$，粘聚力 $c = 10kPa$，内摩擦角 $\varphi = 25°$，试求直线滑动面的倾角 α 为 32°时，稳定系数 K 值。

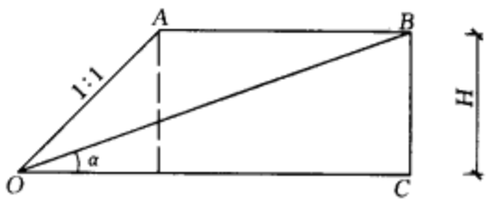


图 6-3　例题 6.29

【解】　1. 求滑动体重 W

$OC = H/\text{tg}\alpha$，滑体 OAB 重为：

$$W = \gamma\left[\frac{1}{2}H^2 + (OC - H)H\right] - \gamma \times \frac{1}{2} \times OC \times H$$

$$= \gamma\left[\frac{1}{2}H^2 + \frac{H^2}{\text{tg}\alpha} - H^2 - \frac{H^2}{2} \times \frac{1}{\text{tg}\alpha}\right] = \gamma\left[\frac{H^2}{2} \times \frac{1}{\text{tg}\alpha} - \frac{1}{2}H^2\right]$$

$$= \frac{\gamma H^2}{2}\left(\frac{1}{\text{tg}\alpha} - 1\right) = \frac{20 \times 10^2}{2}\left(\frac{1}{\text{tg}\alpha} - 1\right) = 1000\left(\frac{1}{\text{tg}\alpha} - 1\right)$$

2. 计算稳定系数 K

$$K = \frac{W\cos\alpha \mathrm{tg}\varphi + CL}{W\sin\alpha} = \mathrm{tg}25° \times \frac{\cos\alpha}{\sin\alpha} + \frac{10 \times \dfrac{H}{\sin\alpha}}{W\sin\alpha} = 0.466\frac{\cos\alpha}{\sin\alpha} + \frac{100}{W\sin^2\alpha}$$

$$= 0.466\frac{\cos\alpha}{\sin\alpha} + \frac{100}{\sin^2\alpha} \times \frac{1}{1000\left(\dfrac{1}{\mathrm{tg}\alpha} - 1\right)}, \text{当 } \alpha = 32° \text{ 时}$$

$$K = 0.466 \times \frac{0.848}{0.53} + \frac{1}{0.281} \times \frac{1}{10 \times 0.6} = 0.7456 + 0.593 = 1.339$$

6.30 如何计算止水帷幕的合理深度（例题）?

某止水帷幕如图 6-4 所示，上游土中最高水位为 0.00m，下游地面为 -8.0m，土的天然重度 $\gamma = 18\mathrm{kN/m^3}$，安全系数 $K = 2$，试求止水帷幕合理深度。

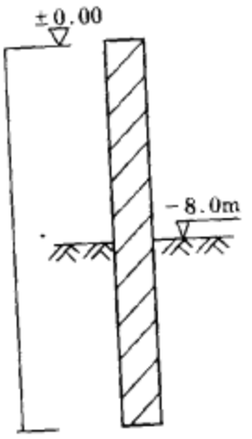


图 6-4 例题 6.30

【解】 $\dfrac{\Delta h}{l} = \dfrac{\gamma'}{\gamma_w \times 2}$

$$\frac{8}{2h - 8} = \frac{8}{10 \times 2}$$

$$16h - 64 = 160, h = \frac{224}{16} = 14\mathrm{m}$$

7 地 震 工 程

7.1 建筑抗震设防的三个水准是什么？

建筑抗震“三水准的设防目标”如下：

第一水准，当建筑遭受低于本地区抗震设防烈度的多遇地震影响时，一般不受损坏或不需修理可继续使用。

这时建筑物处于正常使用状态，从结构抗震分析角度，可视为弹性体系，采用弹性反应谱进行弹性分析。

第二水准，当建筑遭受相当本地区抗震设防烈度的地震影响时，可能损坏，经一般修理或不需修理仍可继续使用。

这时结构进入非弹性工作阶段，但非弹性变形或结构体系的损坏控制在可修复范围。

第三水准，当建筑遭受本地区抗震设防烈度的预估的罕遇地震影响时，不致倒塌或发生危及生命的严重破坏。

这时结构有较大的非弹性变形，但应控制在规定的范围内，以免倒塌。

三个水准的地震作用水平，按三个不同超越概率划分：

多遇地震，50 年超越概率 63.2%，重现期 50 年。

设防烈度地震（基本地震），50 年超越概率 10%，重现期 475 年。

罕遇地震，50 年超越概率 2% ~ 3%，重现期 1641 ~ 2475 年。

7.2 如何进行抗震场地土的类型和场地类别划分？

抗震场地土类型划分是根据岩土名称、性状和土层剪切波速进行划分：

（1）坚硬土或岩石：稳定岩石，密实的碎石土。$v_s > 500m/s$；

（2）中硬土：中密、密实的碎石土，密实、中密的硬、粗、中砂，$f_{ak} > 200kPa$ 的粘性土和粉土，坚硬黄土，$500 \geqslant v_s > 250m/s$；

（3）中软土：稍密的砾、粗、中砂，除松散外的细、粉砂，$f_{ak} \leqslant 200kPa$ 的粘性土和粉土，$f_{ak} > 130kPa$ 的填土，可塑黄土，$250 \geqslant v_s < 140m/s$；

（4）软弱土：淤泥和淤泥质土，松散的砂，新近沉积的粘性土和粉土，$f_{ak} \leqslant 130kPa$ 的填土，流塑黄土，$v_s \leqslant 140m/s$。

其中 f_{ak} 为地基承载力特征值；v_s 为岩土剪切波速。

场地类别是根据土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度进行划分。共分为 4 类场地，（表 7-1），当有可靠的剪切波速和覆盖层厚度，且其值处于表 7-1 所列场地类别的分界线附近时，可按插值方法确定地震作用计算所用的设计特征周期。

各类建筑场地的覆盖层厚度（m）

表 7-1

等效剪切波速/（m/s）	场地类别			
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
$v_{se} > 500$	0			
$500 \geqslant v_{se} > 250$	< 5	≥5		
$250 \geqslant v_{se} > 140$	< 3	3 ~ 50	> 50	
$v_{se} \leqslant 140$	< 3	3 ~ 15	> 15 ~ 80	> 80

等效剪切波速是在计算深度 d_0 范围内的一个假想波速。它穿透 d_0 所需时间与波在各分层土中以不同波速穿过 d_0 深度所需时间相同。

$$v_{se} = d_0/t \tag{7-1}$$

$$t = \sum_{i=1}^{n}(d_i/v_{si}) \tag{7-2}$$

式中 v_{se}——土层等效剪切波速；

d_0——计算深度，取覆盖层厚度和 20m 二者的较小值；

t——剪切波在地面至计算深度之间的传播时间；

d_i——计算深度范围内第 i 土层的厚度；

v_{si}——计算深度范围内第 i 土层的剪切波速；

n——计算深度范围内土层的分层数。

7.3 天然地基的建筑如何进行液化深度初判？

天然地基建筑液化初判的深度是根据覆盖非液化土层厚度和地下水位埋深两个条件进行判别，当符合式（7-3）、（7-4）、（7-5）其中之一时可不考虑液化影响，否则应考虑液化。

$$d_u > d_0 + d_b - 2 \tag{7-3}$$

$$d_w > d_0 + d_b - 3 \tag{7-4}$$

$$d_u + d_w > 1.5d_0 + 2d_b - 4.5 \tag{7-5}$$

式中 d_u——上覆盖非液化土层厚度（m），扣除淤泥和淤泥质土层；

d_w——地下水位深度（m），按年内平均最高水位；

d_b——基础埋置深度（m），不超过 2m 时，按 2m 计；

d_0——液化土特征深度（m），按表 7-2 采用。

液化土特征深度（m） 表 7-2

饱和土类别	7 度	8 度	9 度	饱和土类别	7 度	8 度	9 度
粉土	6	7	8	砂土	7	8	9

7.4 在地基液化初判时，对于粉土的粘粒含量是如何考虑的？

土的粘粒含量愈高，粘性愈大，土愈不易液化，土的粘性能帮助土粒维持稳定。当粉土的粘粒含量（粒径小于 0.005mm 的颗粒）百分率在 7 度、8 度和 9 度分别不小于 10、13 和 16 时，可判为不液化土。

7.5 如何进一步进行液化判别？

当初步判别认为需进一步进行液化判别时，采用标准贯入试验判别法判别地面下 15m 深度范围内的液化；当采用桩基或埋深大于 5m 的深基础时，应判别 15～20m 范围内土的液化。当饱和土标贯击数（未经杆长修正）小于液化判别标贯击数临界值时，应判为液化土。

在地面下 15m 深度范围内，液化判别标准贯入击数临界值按式 7-6 计算：

$$N_{cr} = N_0[0.9 + 0.1(d_s - d_w)]\sqrt{3/\rho_c} \quad (d_s \leqslant 15\text{m}) \tag{7-6}$$

在地面下 15～20m 范围内，液化判别标贯击数临界值按式 7-7 计算：

$$N_{cr} = N_0(2.4 - 0.1d_s)\sqrt{3/\rho_c} \quad (15 \leqslant d_s \leqslant 20) \tag{7-7}$$

式中 N_{cr}——液化判别标准贯入击数临界值；

N_0——液化判别标准贯入击数基准值，按表 7-3 采用；

d_s——饱和土标准贯入点深度；

ρ_c——粘粒含量百分率，为小于 3 或为砂土时，采用 3。

采用标贯击数临界值 N_{cr}和基准值 N_0 判别饱和土是否液化，是根据 50 年代以来历次地震液化资料统计和经验得到，表 7-3 中括号内数值用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

标贯击数基准值 **表 7-3**

设计地震分组	7 度	8 度	9 度	设计地震分组	7 度	8 度	9 度
第一组	6（8）	10（13）	16	第二、三组	8（10）	12（15）	18

7.6 如何对强震区的建筑场地以宏观调查方法评价土的液化？

地震液化除进行初判和进一步判别外，宏观震害调查是主要依据。在强烈地震中，场地地表是否喷水冒砂、地表下陷、建筑物下沉和液化滑移等宏观震害，有了宏观判别后，可进一步进行原位测试和室内试验，以进一步判别。

土发生地震液化有他的内因和外因。内因是土的埋藏条件、密实度、所处的地形、地貌、饱和砂土和粉土的埋藏条件和地下水位等；外因是地震动强度、频谱特性和持续时间等。

在宏观判别和评价时，应了解地震地质条件、历史地震背景和发震地质条件三个因素：

（1）地震地质条件：如了解场地地层、地形、地貌和地下水条件；古河道、河曲、牛轭湖和新近沉积土层在强震时最易产生液化；

（2）地震背景：了解历史地震液化的遗迹，因为地震液化具有重复性，如天津毛条厂有二个车间处于古河道上，在河间、渤海、海城和唐山四次地震时都发生喷水冒砂，产生液化；

（3）发震的地质条件：如处于倾斜场地、大面积液化层层底面倾向河中心或临空面等，地震液化滑移有大量实例，例如唐山地震时，位于月牙河一侧的天津一机床厂，地震烈度 8 度，距河边 15m 和 50m 有两组平行于河道的两条裂缝，长 400m，裂缝宽 1～5cm 并滑向河中，形成错台。

7.7 哪些建筑可不进行天然地基基础的抗震承载力验算？

从我国多次强震中遭受破坏的建筑看，只有少数建筑因地基原因而导致上部结构破坏，这类地基多数是液化地基、软弱粘性土地基和严重不均匀地基，大量的一般地基具有

较好的抗震性能，基于这一事实，“建筑抗震设计规范”（GB 50011—2001）规定下列建筑可不进行天然地基基础的抗震承载力验算：

（1）砌体房屋。

（2）地基主要受力层范围内不存在软弱粘性土（7 度、8 度和 9 度时，地基承载力特征值分别小于 80、100 和 120kPa 者）的以下建筑：

1）一般单层厂房和单层空旷房屋；

2）不超过 8 层且高度在 25m 以下的一般应用框架房屋；

3）基础荷载与 2）项相当的多层框架厂房。

（3）6 度时的建筑（建于Ⅳ类场地上较高的高层建筑除外）以及生土房屋和木结构房屋等。

7.8 天然地基基础抗震验算时，如何考虑地基土抗震承载力的调整？

天然地基基础抗震验算时，荷载为地震作用效应标准组合（各作用分项系数均取 1.0），地基抗震承载力为地基承载力特征值乘以地基抗震承载力调整系数 ξ_a。

$$f_{aE} = \xi_a f_a \tag{7-8}$$

式中 f_{aE}——地基抗震承载力；

ξ_a——地基抗震承载力调整系数，按表 7-4 取值；

f_a——深宽修正后地基承载力特征值。

地基土抗震承载力调整系数　　表 7-4

岩土名称和性质	ξ_a
岩石、密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂，$f_{ak} \geqslant 300$kPa 的粘性土和粉土	1.5
中密、稍密的碎石土，中密和稍密的砾、粗、中砂，密实和中密的细、粉砂，150kPa $\leqslant f_{ak} <$ 300kPa 的粘性土和粉土，坚硬黄土	1.3
稍密的细、粉砂、100kPa $\leqslant f_{ak} <$ 150kPa 的粘性土和粉土、可塑黄土	1.1
淤泥，淤泥质土，松散的砂，杂填土，新近堆积黄土及泥塑黄土	1.0

7.9 地震力作用时，天然地基竖向承载力应满足什么条件？

验算天然地基地震作用下的竖向承载力时，按地震作用效应标准组合的基础底面平均压力和边缘最大压力应满足式 7-9 和式 7-10 要求

$$p \leqslant f_{aE} \tag{7-9}$$

$$p_{max} \leqslant 1.2 f_{aE} \tag{7-10}$$

式中 p——地震作用效应标准组合的基础底面平均压力；

p_{max}——地震作用效应标准组合的基础边缘最大压力。

当高、宽比大于 4 的高层建筑，在地震作用下基础底面不宜出现拉应力；其他建筑，基础底面与地基土之间零应力面积不应超过基础底面面积的 15%。

7.10 各类建筑的抗液化措施有哪些？

地基抗液化措施应根据建筑的重要性、地基的液化等级，结合具体情况综合确定。

对于抗震设防类别为乙类建筑；液化等级为严重的，应全部消除液化沉陷的措施；液化等级为中等的，可全部消除液化沉陷措施，或部分消除，但对基础和上部结构应处理；液化等级为轻微的，可部分消除，或对基础和上部结构处理。

对于抗震设防类别为丙类建筑：液化等级严重的，可全部消除或部分消除液化措施且对基础和上部结构处理；液化等级中等和轻微的，对基础和上部结构处理即可。

对于抗震设防类别为丁类建筑：液化等级严重的，对基础和上部结构进行处理或其他经济的措施；液化等级为中等和轻微的，可不采取措施。

（1）全部消除液化的措施有：

1）采用桩基　桩基端部伸入液化深度以下稳定土层的长度应按计算确定。对于碎石土、砾、粗、中砂，坚硬粘土和密实粉土不应小于0.5m，对其他非岩石土不应小于1.5m；

2）采用深基础　基础底面应埋入液化深度以下的稳定土层中，深度不小于0.5m；

3）采用挤密法　挤密法的振冲、砂石桩法和强夯、强夯置换法、灰土或土挤密桩法等，应处理至液化深度下界，同时桩间土的标贯击数应大于液化判别标贯击数临界值。

4）用非液化土替挖全部液化土层。

（2）部分消除地基液化沉陷的措施

1）处理深度应使处理后的地基液化指数减小，当判别深度为15m时，其值不宜大于4，当判别深度为20m时，其值不宜大于5；对独立基础和条基，不应小于基础底面下液化土特征深度和基础宽度较大值；

2）采用挤密法加固时，其桩间土的 N 值应大于 N_{cr} 值。

总之减轻液化影响可综合采用以下各项措施：

选择合适的基础埋置深度；

调整基底面积，减少基础偏心；

加强基础的整体性和刚度，如箱基、筏基或交叉条形基础，加设圈梁等；

减轻荷载，增强上部结构的整体刚度和均匀对称性，合理设置沉降缝，避免采用对不均匀沉降敏感的结构等；

管道穿过建筑处应预留足够尺寸或采用柔性接头。

7.11　什么是基本烈度、抗震设防烈度、设计地震动参数、设计基本地震加速度和设计特征周期？

（1）基本烈度：一个地区的基本烈度是指该地区在今后一定时期内在一般场地条件下可能遭遇超越概率为10%的烈度值。一定时期系以50年为期限，即一般工业与民用建筑物的使用期限。按“中国地震动参数区划图”（GB 18306—2001）规定将采用地震动参数逐步代替基本烈度。

（2）抗震设防烈度：按国家规定的权限审批、颁发的文件确定，它可作为一个地区抗震设防依据的烈度，一般情况可采用基本烈度。

（3）设计地震动参数：指抗震设计用的地震加速度（速度、位移）时程曲线、加速度反应谱和峰值加速度。

（4）设计基本地震加速度：50年设计基准期超越概率10%的地震加速度设计值。

（5）设计特征周期：抗震设计用的地震影响系数中，反映地震震级、震中距和场地类别等因素的下降段起点的周期值。

7.12 影响地震地面运动的主要因素有哪些？

影响地震地面运动的主要因素是震源特征、传播途径和场地条件。

震源特征主要是震源强度即震级大小。

传播途径主要指震级、距离、方位角和地震波的衰减规律。

场地条件主要指土层分布、波速结构及其非线性特性等。

当地震波在土中传播时，经过不同土层界面多次反射，将出现不同周期的地震波，当某一周期地震波与地面土层的固有周期相接近时，由于共振作用，该地震波的振幅将显著增大，其周期称为“特征周期”，若建筑物的基本自振周期与场地土层的特征周期相近时，将由于共振作用使振幅增大，可能导致建筑物的破坏。例如较薄坚硬土层，其特征周期较短，若在该场地上建五、六层房屋，其基本自振周期较短，一般 0.4～0.5s，和场地特征周期相近，地震将引起很大振幅，相反，在该场地若建二、三十层高楼，其基本自振周期较长，一般 1.5～2.5s，所受影响却不大。

所以场地土层的特征周期和加速度是影响地震地面运动的主要因素。但是地震对建筑物的破坏影响，必须综合考虑地面运动加速度幅值与共振有关的各种因素，例如建筑物动力特性、基本自振周期、场地特征周期以及地震持续时间等。

7.13 场地与地基的地震效应主要有哪些？

场地与地基的地震效应主要是振动液化、滑坡、地裂和震陷等。

（1）饱和砂土和粉土的振动液化

饱和砂土受振动后，致使孔隙水压力上升，相应减小了土粒间的有效应力，从而降低土的抗剪强度。在周期性地震荷载作用下，孔隙水压力逐渐累积，甚至完全抵消有效应力，使土粒处于悬浮状态，完全丧失土的承载力，这种现象称为液化。

液化的宏观标志为地面喷水冒砂，地面下陷裂缝，建筑物巨大沉降和倾斜，例如唐山地震，液化喷水高达 8m，有的厂房下沉达 1.0m。

（2）滑坡和地裂

若边坡地层中有夹砂层，地震时一方面边坡滑楔承受了附加惯性力，下滑力加大；另一方面，土中孔隙水压力增加，有效应力降低，减少阻止滑动的内摩擦力，致使滑坡产生。

（3）土的震陷

地震时土的震陷主要发生在饱和砂土和淤泥、淤泥质粘土，砂土振动液化冒砂形成洞穴下陷，淤泥或淤泥质土震后，结构受到扰动而强度降低，产生附加沉陷。

7.14 土的主要动力参数有哪些？采用什么试验方法取得？

振动波和地震波在作为介质的土的传播过程，土层动力反映的参数为土动参数。土动参数主要有动弹性模量和阻尼比，由动弹模可以换算动剪切模量。

土动参数的室内试验方法有动三轴试验、共振柱试验、动单剪试验、动扭转试验和振

动台试验。其中前两种是最常用的试验方法。

土动参数的原位试验方法是土在振源作用下量测应力波在土中传播速度或频率和波长，然后计算动参数，它和室内试验不同之处，是土只在小应变条件下反映其动力特性，不像室内可对土样在大应变、大振幅下研究其动力特性。

原位波速测试方法有跨孔法、单孔法和地表面激振试验法。

7.15 什么是“中国地震动参数区划图”（GB 18306—2001）中的“两图一表”？什么是设计地震分组？

“中国地震动参数区划图”中的“两图一表”，其中两图是“中国地震动峰值加速度区划图”和“中国地震动反应谱特征周期区划图”。

两张区划图的设防水准为50年超越概率10%，即相当于GB 50011—2001规范所定的设防烈度（或设计基本地震加速度对应的烈度）的概率水准。

“两图”的场地条件为平坦稳定的一般（中硬）场地。“两图”定义地震动峰值加速度为地震动加速度反应谱最大值相应的水平加速度；定义地震动反应谱特征周期为地震动反应谱开始下降点的周期。

“一表”为“地震动反应谱特征周期调整表”，它采用四类场地划分。

“两图”提供了特征周期分区：1区（近震区），2区（中远震区），3区（远震区），设计地震分组是将特征周期的各区调整为设计地震的第一、二、三组，并按场地类别给出设计特征周期值。如Ⅱ类场地，第一、二、三组的设计特征值分别为0.35s，0.4s和0.45s。

7.16 如何划分土的液化等级（例题）？

【例】 某场地设防烈度为8度，设计地震分组为第一组，根据图7-1土层分布和标准贯入试验击数，试判定土层的液化等级。

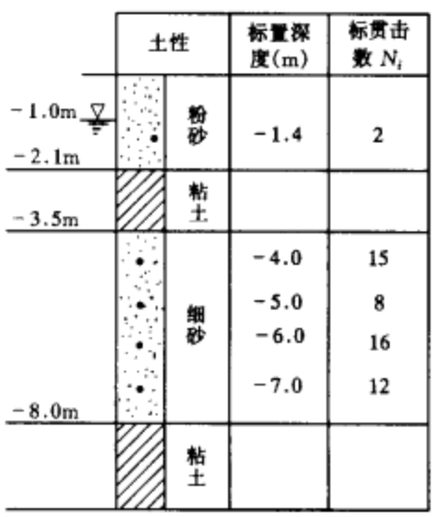


图7-1 题7.16

【解】 （1）计算土层的标贯击数临界值 N_{cr}

场地设防烈度为8度，设计地震分组为第一组，查表7-3，标贯击数基准值 $N_0=10$，砂土的粘粒含量百分率 $\rho_c=3$，按式7-4计算 N_{cr}。

-1.4m处 $N_{cr}=10\ [0.9+0.1\ (1.4-1.0)]\ =9.4$

-4.0m处 $N_{cr}=10\ [0.9+0.1\ (4-1.0)]\ =12$

-5.0m处 $N_{cr}=10\ [0.9+0.1\ (5-1.0)]\ =13$

-6.0m处 $N_{cr}=10\ [0.9+0.1\ (6-1.0)]\ =14$

-7.0m处 $N_{cr}=10\ [0.9+0.1\ (7-1.0)]\ =15$

其中-4.0m处和-6.0m处，$N=15>N_{cr}=13$，$N=16>N_{cr}=14$，该二处不液化，其余各处 $N<N_{cr}$，会产生液化。

（2）计算产生液化的三处（-1.4m，-5.0m和-7.0m）中点深度

-1.4m处 $d_1=2.1\text{m}-1.0\text{m}=1.1\text{m}$（水位-1.0m）

中点深度 $Z_1 = 1.0 + \frac{1.1}{2} = 1.55\text{m}$

-5.0m 处 $d_3 = 5.5\text{m} - 4.5\text{m} = 1.0\text{m}$，

中点深度 $Z_3 = 4.5 + \frac{1.0}{2} = 5.0\text{m}$

-7.0m 处 $d_5 = 8.0\text{m} - 6.5\text{m} = 1.5\text{m}$

中点深度 $Z_5 = 6.5 + \frac{1.5}{2} = 7.25\text{m}$

（3）计算各中点深度 Z_i 所对应的权函数 W_i

W_i 为 i 土层单位土层厚度的层位影响权函数值（单位为 m^{-1}），若判别深度为 15m，当该层中点深度不大于 5m 时采用 10，等于 15m 时采用零值，5 ~ 15m 时按线性内插法取值。

所以 $Z_1 = 1.55\text{m}$，$W_1 = 10\text{m}^{-1}$

$Z_3 = 5.0\text{m}$，$W_3 = 10\text{m}^{-1}$

$Z_5 = 7.25\text{m}$，$W_5 = 10 - \frac{10}{10}(10 - 7.25) = 7.25\text{m}^{-1}$（$Z_i = 5\text{m}$，$W_i = 10$，$Z_i = 15\text{m}$，$W_i = 0$，插入计算）

（4）计算液化指数 I_{lE}

$$I_{lE} = \sum_{i=1}^{n}\left(1 - \frac{N_i}{N_{cri}}\right)d_i W_i \tag{7-11}$$

式中 I_{lE}——液化指数；

n——在判别深度范围内每一个钻孔标贯试验点的总数；

N_i、N_{cri}——分别为 i 点标贯击数实测值和临界值，当实测值大于临界值时取临界值的数值；

d_i——i 点所代表的土层厚度，可采用与该标准贯入试验点相邻的上、下两标贯试验点深度差的一半，但上界不高于地下水位深度，下界不深于液化深度。

$$I_{lE} = \left(1 - \frac{2}{9.4}\right) \times 1.1 \times 10 + 0 + \left(1 - \frac{8}{13}\right) \times 1.0 \times 10 + 0 + \left(1 - \frac{12}{11}\right) \times 1.5 \times 7.75$$

$$= 8.66 + 0 + 3.85 + 0 + 2.33$$

$$= 14.84$$

（5）划分液化等级

查“建筑抗震设计规范”（GB 50011—2001）表 4.3.5（本书附录 1），在深度 15m 以内，$5 < I_{lE} \leqslant 15$ 为中等液化等级，所以该场地 $I_{lE} = 14.84$，属中等液化等级。

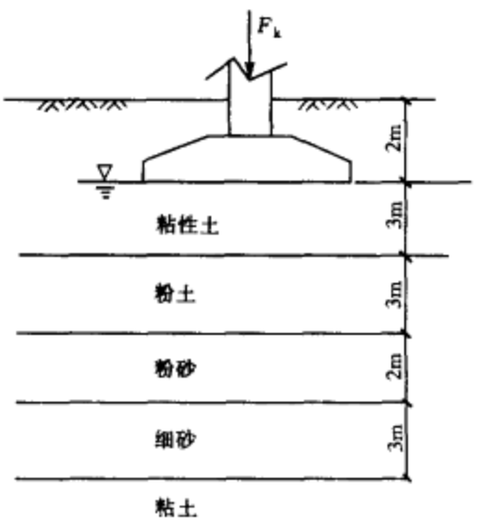


图 7-2 例题 7.17

7.17 如何进行液化地基处理计算（例题）？

【例】 某建筑物按抗震要求为乙类建筑，基础为条形基础，基础埋深 2m，土层分布、土性指标、

标准贯入试验击数临界值及液化指数见表 7-5 和图7-2，作用于基础顶面竖向荷载 F_k = 500kN，试解答下列问题：

土层分布与计算参数 表 7-5

土性	土层厚度 /m	r (kN/m³)	e	I_L	f_{ak} /kPa	标贯击数临界值 N_{cr}	液化指数 I_{lE}
粘性土	5	18.0	0.82	0.70	200		0
粉土	3	17.0	0.90		150	6.3	8
粉砂	2	17.5	0.90			8.2	5
细砂	3	18.0	0.90			9.5	3
粘土		18.5	0.75				0

（1）地基持力层承载力特征值；

（2）地基抗震承载力；

（3）按抗震要求验算，基础宽度；

（4）根据建筑物性质和对地基液化判别，应采取什么抗液化措施；

（5）对液化土层进行砂石桩法处理，砂石桩直径 0.4m，正方形布桩，要求将孔隙比 0.9 减少到 0.75，求砂石桩间距；

（6）如要求全部消除液化沉陷，估算每孔的填料量；

（7）如要求部分消除液化沉陷，估算每孔填料量

（8）采用砂石桩法处理地基以消除全部液化沉陷，如果处理后土层的标贯击数实测值如表 7-6，哪种组合满足设计要求？

处理后液化土层标贯击数实测值 表 7-6

组合 / 土层	(A)	(B)	(C)	(D)
粉土	6	7	6	9
粉砂	7	8	9	10
细砂	8	10	10	11

（9）如已知粉砂的土粒相对密度为 2.719g/cm³，求经砂石桩法处理后粉砂的干密度。

【解】 （1）设基础宽度 $b \leqslant 3$m，经深、宽修正后地基持力层承载力特征值为：

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b-3) + \eta_d \gamma_m (d-0.5)$$

持力层为粘性土，$e = 0.82$，$I_L = 0.7$，根据 GB 50007—2002 规范表 5.2.4 查得，η_b = 0.3，$\eta_d = 1.6$

$$f_a = 200 + 0 + 1.6 \times 18 \times 1.5 = 243.2\text{kPa}$$

（2）地基抗震承载力：

$$f_{aE} = \xi_a f_a \tag{7-12}$$

式中 f_{aE}——地基抗震承载力；

ξ_a——地基抗震承载力调整系数，根据“建筑抗震设计规范”（GB 50011—2001）表 4.2.3 得 $\xi_a = 1.3$；

f_a——经修正后地基承载力特征值。

$$f_{aE} = 1.3 \times 243.2 = 316.2\text{kPa}$$

（3）求基础宽度：

$$b = \frac{F_k}{f_{aE} - d\gamma_G} = \frac{500}{316.2 - 2 \times 20} = 1.81\text{m}$$

（4）应采取何种抗液化措施：

根据 GB 50011—2001 规范表 4.3.5，在 15m 内的液化指数为 $I_{lE} = 16 > 15$，判断为严重液化等级。

根据 GB 50011—2001 规范表 4.3.6，当建筑抗震设防类别为乙类，地基液化等级严重的，应采取全部消除液化沉陷措施。

（5）采用砂石桩法处理液化地基应采用的桩间距：

根据“建筑地基处理技术规范”（JGJ 79—2002）式 8.2.2.2 对粉土、砂土地基处理，当砂石桩为正方形布置时，其砂石桩间距为：

$$s = 0.89\xi d\sqrt{\frac{1 + e_0}{e_0 - e_1}}$$

式中 s——砂石桩间距；

d——砂石桩直径；

ξ——修正系数，砂石桩成孔采用振动沉管法对周围土有密实作用，ξ 取 1.15；

e_0——地基处理前砂土的孔隙比，$e_0 = 0.9$；

e_1——地基挤密后要求达到孔隙比，$e_1 = 0.75$。

$$s = 0.89 \times 1.15 \times 0.4\sqrt{\frac{1 + 0.9}{0.9 - 0.75}} = 0.409 \times 3.56 = 1.46\text{m}$$

（6）全部消除液化沉陷，每孔的填料量：

根据 GB 50011—2001 规范规定，全部消除地基液化沉陷措施，当采用加密法，应处理至液化深度下界，所以桩长为基础底面下 11m，其中厚度为 3m 的粘性土为不液化土，但施工原因，砂石桩桩长不能按 8m，应按 11m 计算。

根据 JGJ 79—2002 规范规定，砂石桩孔内填料量应通过现场试验确定，初步估算可按设计桩孔体积乘以充盈系数 β，$\beta = 1.2 \sim 1.4$。

每孔填料量为：

$$S = \pi R^2 \times L \times \beta, \beta \text{取} 1.3$$

$$S = 3.14 \times 0.2^2 \times 11 \times 1.3 = 1.8\text{m}^3$$

（7）部分消除液化沉陷，每孔填料量：

根据 GB 50011—2001 规范规定，当部分消除地基液化沉陷时，处理深度应使处理后的地基液化指数在 15m 内不宜大于 4，所以粉土和粉砂层皆应进行处理，桩长为 5m，加上粘性土层 3m，桩长共 8m，所以每孔填料量为：

$$S = \pi R^2 \times L \times \beta = 3.14 \times 0.2^2 \times 8 \times 1.3 = 1.3\text{m}^3$$

（8）根据 GB 50011—2001 规范规定，处理后地基的实测标贯击数（未经杆长修正）大于液化判别标准贯入击数临界值时，为已消除液化的可能，所以根据表 7-6，（D）组合满足设计要求。

（9）经处理后粉砂的干密度：

$$\rho_d = \frac{G_s}{1+e}\rho_w,\quad G_s = 2.719\text{g/cm}^3,\ \text{处理后}\ e = 0.75$$

$$\rho_d = \frac{2.719}{1+0.75} \times 1 = 1.55\text{g/cm}^3$$

7.18 如何确定两幢建筑地震影响系数的比值（例题）？

某场地抗震设防烈度 8 度，场地类别Ⅱ类，设计地震分组为第一组，建筑物 A 和建筑物 B 的结构自振周期分别为：$T_A = 0.2\text{s}$ 和 $T_B = 0.4\text{s}$，阻尼比 $\xi = 0.05$，根据“建筑抗震设计规范”（GB50011—2001），如果建筑物 A 和 B 的地震影响系数分别以 α_A 和 α_B 表示，试求地震影响系数 α_A/α_B 的比值。

解：根据 GB 50011—2001 规范，图 5.1.5 地震影响系数曲线：

当 $T < T_g$ 时 $\alpha = \eta_2 \alpha_{max}$ (7-13)

当 $T > T_g$ 时，$\alpha = \left(\frac{T_g}{T}\right)^r \eta_2 \alpha_{max}$ (7-14)

阻尼比 $\xi = 0.05$，曲线下降段的衰减系数为：$r = 0.9 + \frac{0.05 - \xi}{0.5 + 5\xi} = 0.9 + 0 = 0.9$

根据 GB 50011—2001 规范表 5.1.4.2，特征周期 $T_g = 0.35\text{s}$

$$T_A = 0.2\text{s} < T_g \quad \alpha_A = \eta_2 \alpha_{max}$$

$$T_B = 0.4\text{s} > T_g,\quad \alpha_B = \left(\frac{T_g}{T_B}\right)^r \eta_2 \alpha_{max}$$

$$\alpha_A/\alpha_B = \frac{\eta_2 \alpha_{max}}{(T_g/T_B)^r \eta_2 \alpha_{max}} = \frac{1}{(T_g/T)^r} = \frac{1}{(0.35/0.4)^{0.9}} = 1.13$$

7.19 如何进行地震液化土的判别（例题）？

【例】某场地抗震设防烈度 8 度，设计地震分组为第一组，地下水位深度 $d_w = 4.0\text{m}$，土层名称、深度、粘粒含量及标贯级数如表 7-7，按 GB 50011—2001 规范，采用标贯试验法进行液化判别，试判别表 7-7 中哪几个标贯试验点属液化土。

土层分布和标贯试验结果　　表 7-7

土层名称	深度/m	标准贯入试验				粘粒含量 ρ_c/%
		编　号	深度 d_s/m	实测值/N	校正值/N	
③粉土	6.0～10.0	3—1	7.0	5	4.3	12
		3—2	9.0	8	6.6	10
④粉砂	10.0～15.0	4—1	11.0	11	8.8	8
		4—2	13.0	20	15.4	5

【解】　8 度地震区，第一组，$N_0 = 10$：

3—1 号：$N_{cr} = N_0\ [0.9 + 0.1\ (d_s - d_w]\ \sqrt{\frac{3}{\rho_c}}$

$$= 10\ [0.9 + 0.1\ (7-4)]\ \sqrt{\frac{3}{12}} = 10 \times 1.2 \times 0.5 = 6$$

3—2 号：$N_{cr}=10\ [0.9+0.1\ (9-4)]\ \sqrt{\frac{3}{10}}=10\times1.4\times0.55=7.7$

4—1 号：$N_{cr}=10\ [0.9+0.1\ (11-4)]\ \sqrt{\frac{3}{3}}=10\times1.6\times1.0=16$

4—2 号：$N_{cr}=10\ [0.9+0.1\ (13-4)]\ \sqrt{\frac{3}{3}}=10\times1.8\times1.0=18$

所以粉土，3—1 号液化，3—2 号不液化；

粉砂，4—1 号液化，4—2 号不液化。

7.20 如何计算地震剪应力比（例题）？

【例】 按照“公路抗震设计规范”（JTJ004—89）关于液化判别原理，某位于 8 度区的场地，地下水位地面下 10m 处，试求该深度的地震剪应力比。

【解】 根据 JTJ 004—89 规范式 2.2.3-1 地震剪应力比为：

$$\tau/\sigma_c = 0.65K_n(\sigma_0/\sigma_c)C_v \tag{7-15}$$

在场地无地下水情况下，$\sigma_0=\sigma_e$，8 度区 $K_n=0.2$，10 处 $C_v=0.902$，

$$\tau/\sigma_c=0.65\times0.2\times1\times0.902=0.117$$

7.21 如何根据“公路工程抗震设计规范”（JTJ004—89）对液化土层桩侧阻力的折减（例题）？

【例】 某场地地面下的粘土层厚 5m，其下为粉砂层厚 10m，整个粉砂层在地震中可能产生液化，已知粉砂层的液化抵抗参数 $C_e=0.7$，若采用摩擦桩基础，桩身穿过整个粉砂层范围，深入其下的非液化土中，试求通过粉砂层的桩长范围，桩侧阻力总的折减系数

【解】：当 $C_e=0.7$ 时：

$d_s<10$m，折减系数 $\alpha=1/3$

$10\text{m}<d_s<20$，折减系数 $\alpha=2/3$

桩在粉砂层的上面 5m，$\alpha_1=1/3$，下面 5m，$\alpha_2=2/3$

总的侧阻力折减系数 $\alpha=\frac{1}{2}\ (1/3+2/3)\ =\frac{1}{2}$

7.22 如何计算液化指数（例题）？

【例】 某承重墙条基埋深 2m，基底下为 6m，厚粉土层，粉土粘粒含量为 9%，其下为 12m 粉砂层，再往下为较厚的粉质粘土，近期内年最高地下水位在地表以下 5m，该建筑场地地震烈度为 8 度，设计地震分组为第一组，不同土层的标贯击数 N 值如图 7-3 所示，试分析场地地基土层是否液化？其

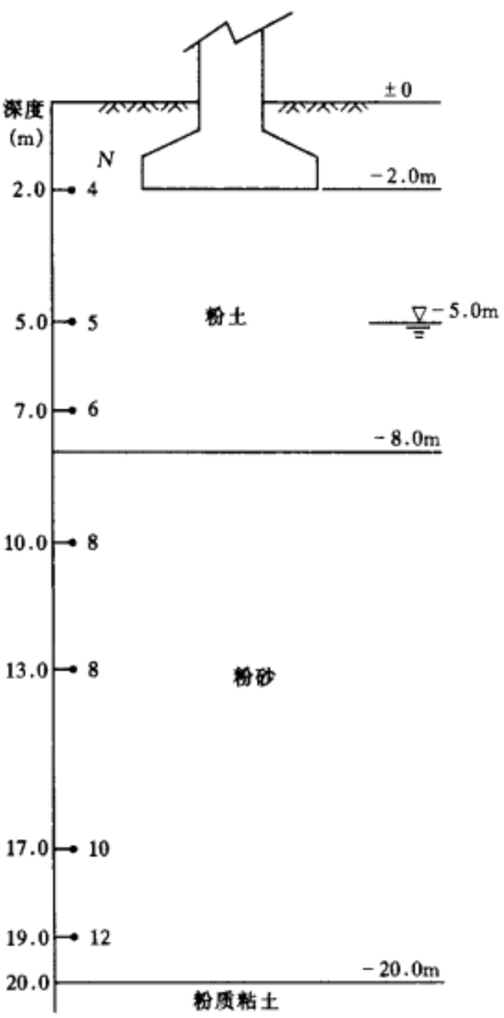


图 7-3 例题 7.22

液化指数 I_{lE}是多少?

【解】 (1) 地面下 15m 深度范围内液化判别标准贯入击数临界值计算，根据 GB 50011—2001 规范表 4.3.4（本书附录 1，以下同），$N_0 = 10$，$d_1 = 5\text{m}$，粉土：

$N_{cr} = N_0 [0.9 + 0.1 (d_s - d_w)] \sqrt{3/\rho_c} = 10 [0.9 + 0.1 (5 - 5)] \sqrt{3/9} = 9.0 \times 0.577 = 5.2$

$d_2 = 7\text{m}$，粉土：

$N_{cr} = 10 [0.9 + 0.1 (7 - 5)] \sqrt{3/9} = 10 \times 1.1 \times 0.577 = 6.35$

$d_3 = 10\text{m}$，粉砂：

$N_{cr} = 10 [0.9 + 0.1 (10 - 5)] \sqrt{3/3} = 10 \times 1.4 = 14$

$d_4 = 13\text{m}$ 粉砂：

$N_{cr} = 10 [0.9 + 0.1 (13 - 5)] \sqrt{3/3} = 10 \times 1.7 = 17$

在 d_1、d_2、d_3 和 d_4 深度实测 N 值皆小于 N_{cr}，判断为液化土层。

(2) 计算标贯试验点中点深度：

d_i 为第 i 点代表的土层厚度，可采用与该标贯试验点相邻上、下两标贯试验点深度差的一半，但上界不高于地下水位深度，下界不深于液化深度。

5m 处，$d_1 = (6 - 5)/2 + 5 = 5.5\text{m}$

7m 处，$d_2 = (8 - 6)/2 + 6 = 7.0\text{m}$

10m 处，$d_3 = (11.5 - 8)/2 + 8 = 9.75\text{m}$

13m 处，$d_4 = (15 - 11.5)/2 + 11.5 = 13.25\text{m}$

(3) 计算影响权函数：

$d_1 = 5.5\text{m}$，$W_1 = 10 - 0.5 = 9.5\text{m}^{-1}$

$d_2 = 7\text{m}$，$W_2 = 10 - 10/10 \times 2 = 8\text{m}^{-1}$

$d_3 = 9.75\text{m}$，$W_3 = 10 - 4.75 = 5.25\text{m}^{-1}$

$d_4 = 13.25\text{m}$，$W_4 = 10 - 8.25 = 1.75\text{m}^{-1}$

(4) 深度 5 ~ 15m 范围内，各计算土层厚度：

第一层厚 $6 - 5 = 1.0\text{m}$

第二层厚 $8 - 6 = 2.0\text{m}$

第三层厚 $11.5 - 8 = 3.5\text{m}$

第四层厚 $15 - 11.5 = 3.5\text{m}$

(5) 计算液化指数：

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

$$= \left(1 - \frac{5}{5.2}\right) \times 1 \times 9.5 + \left(1 - \frac{6}{6.35}\right) \times 2 \times 8 + \left(1 - \frac{8}{14}\right) \times 3.5 \times 5.25 + \left(1 - \frac{8}{17}\right) \times 3.5 \times 1.75$$

$$= 0.0385 \times 9.5 + 0.0551 \times 2 \times 8 + 0.429 \times 3.5 \times 5.25 + 0.529 \times 3.5 \times 1.75$$

$$= 0.366 + 0.882 + 7.88 + 3.24 = 12.37$$

液化指数 $I_{lE}=12.37$，属中等液化等级。

7.23 如何用“水工建筑物抗震设计规范”（DL 5073—2000）计算岸墙地震主动土压力（例题）？

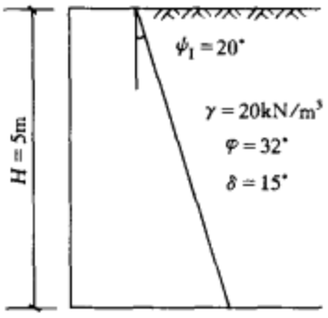


图 7-4 例题 7.23

【例】 某水闸下游岸墙高 5m，墙背倾斜与垂线夹角 $\psi_1=20°$，墙后填料为粗砂，填土表面水平，粗砂内摩擦角 $\varphi=32°$，墙背与粗砂间摩擦角 $\delta=15°$，岸墙所在地区地震烈度为 8 度，试计算在水平地震力作用下（不计竖向地震力作用）在岸墙上产生的地震主动土压力 F_E（地震系数角 θ_e 取 3°）。

【解】 地震主动土压力为：

$$F_E=\frac{1}{2}rH^2c_e$$

$$c_e=\frac{\cos^2(\varphi-\theta_e-\psi_1)}{\cos\theta_e\cos^2\psi_1\cos(\delta+\varphi_1+\theta_e)(1+\sqrt{z})^2}$$

$$=\frac{\cos^2(32°-3°-20°)}{\cos3°\cos^220°\cos(15°+20°+3°)(1+\sqrt{z})^2}$$

$$=\frac{\cos^29°}{\cos3°\cos^220°\cos38°(1+\sqrt{z})^2}=\frac{0.976}{0.695(1+\sqrt{z})^2}$$

$$Z=\frac{\sin(\delta+\varphi)\sin(\varphi-\theta_e-0°)}{\cos(\psi_1+\delta+\theta_e)\cos(0°-\psi_1)}$$

$$=\frac{\sin(15°+32°)\sin(32°-3°-0°)}{\cos(20°+15°+3°)\cos(0°-20°)}$$

$$=\frac{\sin47°\sin29°}{\cos38°\cos20°}$$

$$=\frac{0.7314\times0.4848}{0.788\times0.9397}=\frac{0.355}{0.740}=0.4797$$

$$c_e=\frac{0.976}{0.695(1+\sqrt{0.4797})^2}=\frac{0.976}{0.695\times2.865}=\frac{0.976}{1.99}=0.49$$

$$F_E=\frac{1}{2}\times20\times5^2\times0.49=122.5kN$$

7.24 如何判定场地类别（例题）？

【例】 某场地土层分布如下：0～1.5m 为填土，土层剪切波速 $v_s=80m/s$，1.5～7.5m 为粉质粘土，$v_s=210m/s$，7.5～19m 为粉细砂，$v_s=243m/s$，19～26m 为砾石，$v_s=350m/s$，26m 以下为砾岩，$v_s>500m/s$，试判定该场地的类别。

【解】 （1）确定场地覆盖层厚度：

按 GB 50011—2001 规范 4.1.4 条规定，覆盖层厚度为地面至剪切波速大于 500m/s 的土层顶面的距离，所以该场地覆盖层厚度为 26m。

（2）计算等效剪切波速，根据式 7-1 和式 7-2：

$$V_{se}=d_0/t$$

$$t = \sum_{i=1}^{n} (d_i / v_{si})$$

计算深度 d_0 取覆盖层厚度和 20m 二者的较小值，$d_0 = 20\text{m}$，

$$t = \frac{1.5}{80} + \frac{6}{210} + \frac{11.5}{243} + \frac{1.0}{350} = 0.108\text{s}$$

$$v_{se} = d_0 / t = 20/0.108 = 185.1\text{m/s}$$

根据表 7.1 覆盖层厚度 26m，v_{se}在 140～250m/s 之间，场地类别为Ⅱ类。

7.25 如何进行天然地基基础抗地震承载力验算（例题）?

【例】 某独立基础（2.0×1.5）m^2，埋深 1.5m，基础底面作用竖向力 $F_k = 1000\text{kN}$，弯矩 $M_k = 100\text{kN}\cdot\text{m}$，作用地震竖向拉力 $F_l = 60\text{kN}$，水平力 $H_k = 190\text{kN}$，地基为中砂，承载力特征值 $f_{ak} = 220\text{kPa}$，内摩擦角 $\varphi_k = 30°$，重度 $r = 18\text{kN/m}^3$，基底与土之间摩擦系数 $\mu = 0.18$，试验算地基抗震承载力和抗水平滑移承载力。

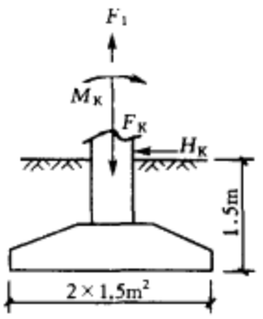


图 7-5 例题 7.25

【解】 （1）经深宽修正后的地基承载力特征值，根据 GB 50007—2002 规范表 5.2.4 得 $\eta_b = 3.0$，$\eta_d = 4.4$：

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5)$$

$$= 220 + 0 + 4.4 \times 18 \times 1.0 = 299.2\text{kPa}$$

（2）地基抗震承载力：

$$f_{aE} = \xi_a f_a$$

根据 GB 50011—2001 规范表 4.2.3，地基土抗震承载力调整系数 $\xi_a = 1.5$。

$$f_{aE} = 1.5 \times 299.2 = 448.8\text{kPa}$$

（3）验算竖向承载力：

$$p_k = \frac{F_k - F_l + G_K}{A} = \frac{1000 - 60 + 2 \times 1.5 \times 1.5 \times 20}{2 \times 1.5}$$

$$= 343.3\text{kPa} < f_{aE} = 448\text{kPa}$$

偏心距 $e = \dfrac{M}{N} = \dfrac{190 \times 1.5 - 100}{1030} = \dfrac{185}{1030} = 0.18\text{m} < \dfrac{b}{6} = \dfrac{2}{6} = 0.33\text{m}$

$$p_{max} = \frac{F_k - F_l + G_K}{A} + \frac{M}{W} = \frac{1030}{2 \times 1.5} + \frac{185}{\frac{1}{6} \times 2^2 \times 1.5}$$

$$= 343.3 + 185 = 528.3\text{kPa} \leqslant 1.2 f_{aE} = 1.2 \times 448.8$$

$$= 538.6\text{kPa}$$

$$p_{min} = 343.3 - 185 = 158.3\text{kPa} > 0$$

考虑地震力作用时，基础底面压力满足要求。

（4）验算抗水平滑移承载力：

基底竖向力为：

$$F_k - F_l + G_K = 1030\text{kN}$$

基底摩阻力为：$1030 \times 0.18 = 185.4\text{kN}$。

基础侧面被动土压力为：

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_P = \frac{1}{2} \times 18 \times 1.5^2 \tan^2\left(45° + \frac{30}{2}\right) = 20.25 \times 0.75 = 15.2\text{kN/m}$$

$$E_a \times l = 15.2 \times 1.5 = 22.8\text{kN}$$

根据“构筑物抗震设计规范”规定，基础正侧面土的水平抗力可采用被动土压力的1/3。

基础抗水平滑移承载力为：

$$185.4 + \frac{1}{3} \times 22.8 = 193\text{kN} > H = 190\text{kN}$$

所以，基础抗水平滑移承载力满足要求。

7.26 如何用砂石桩法进行抗液化地基处理（例题）？

【例】 某建筑物的土层分布为：0～3m粘土，承载力特征值 $f_{ak} = 150\text{kPa}$；3～6m粉砂，平均标贯击数 $N = 6.5$；6～7.5m粉土，粒径小于0.005mm的粘粒含量14%；7.5～10m粉砂，平均标贯击数 $N = 10$，8度地震区，地下水位地面下1.5m，试判断粉砂层是否液化。若会液化，采用砂石桩法地基处理，要求复合地基承载力特征值 $f_{spk} = 170\text{kPa}$，试设计砂石桩复合地基。

【解】 （1）计算液化判别标贯击数临界值

6m处粉砂，$N_{cr} = N_0 [0.9 + 0.1 (d_s - d_w)] \sqrt{3/\rho_c}$

8度地震，设计地震分组第一组，$N_0 = 10$

$$N_{cr} = 10 [0.9 + 0.1 (6 - 1.5)] = 13.5 \approx 14$$

10m处粉砂，$N_{cr} = 10 [0.9 + 0.1 (10 - 1.5)] = 17.5 \approx 18$

6m和10m处粉砂的标贯击数均小于液化判别标贯击数临界值 N_{cr}，会液化。

6～7.5m粉土，粒径小于0.005mm粘粒含量为14%，大于13%，不会液化。

粉砂层应进行抗液化地基处理，采用锤击沉管法成孔，然后灌入砂石，桩径采用0.5m，三角形布桩。

（2）确定砂石桩面积置换率

砂石桩采用沉管挤密碎石桩对土有挤密作用，根据“建筑抗震设计规范（GB50011—2001），按式7-16计算挤土桩面积置换率

$$N_1 = N_p + 100m(1 - e^{-0.3N_p}) \tag{7-16}$$

式中 N_1——打桩后的标准贯入击数；

N_p——打桩前的标准贯入击数；

m——面积置换率。

6m处，$14 = 6.5 + 100m (1 - e^{-0.3 \times 6.5})$

$$14 = 6.5 + 100m (1 - 0.142)$$

$$m = \frac{7.5}{85.8} = 0.087$$

10m处，$18 = 10 + 100m (1 - e^{-0.3 \times 10})$

$$m = \frac{8}{100 \times (1 - 0.05)} = 0.084$$

（3）砂石桩设计

砂石桩，桩径 0.5m，桩长 10m，采用沉管挤密碎石桩，三角形布桩，$m=0.087$

$$m=\frac{d^2}{d_e^2}=\frac{0.5^2}{(1.05s)^2}=\frac{0.25}{1.1s^2}=0.087,\quad s=1.62\text{m}$$

估算桩体承载力特征值

$$f_{spk}=mf_{pk}+(1-m)f_{sk}$$

$f_{sk}=150\text{kPa}$，要求复合地基承载力特征值　　$f_{spk}=170\text{kPa}$

$$170=0.087f_{pk}+(1-0.087)\times 150=0.087f_{pk}+137$$

$$f_{pk}=379\text{kPa}$$

桩体承载力特征值应达 379kPa。

碎石桩复合地基竣工后应进行复合地基载荷试验，检验复合地基承载力是否满足设计要求；桩体应进行重型动力触探，检验密实度；桩间粉砂土层应进行标贯试验，检验标贯击数是否能达 N_1 值。

7.27　如何进行桩基竖向承载力抗震计算（例题）？

【例】　某预制方桩，截面积（0.35×0.35）m^2，桩长 13.0m，桩顶离地面 6.0m，桩底离地面 19m，土层分布为：0～8.0m 为粉质粘土，$q_{sik}=25\text{kPa}$，8.0～14.4m 为粉土，$q_{sik}=30\text{kPa}$，粘粒含量 2.5%，14.4～18m 为粉砂，$q_{sik}=35\text{kPa}$，18～19m 为砾砂，$q_{sik}=50\text{kPa}$，$q_{pk}=3000\text{kPa}$，试回答：（1）粉土和粉砂不发生液化时的单桩承载力特征值；（2）粉土和粉砂发生液化，在 13m 处，标贯击数 $N=11$；17m 处标贯击数 $N=18$，地下水位 2.5m，8 度地震区，试计算单桩竖向抗震承载力特征值。

【解】　（1）粉土和粉砂土层不发生液化时，单桩极限承载力标准值为：

$$\begin{aligned}Q_{uk}&=4\times 0.35(2.0\times 25+6.4\times 30+3.6\times 35+1.0\times 50)+0.35^2\times 3000\\&=1.4(50+192+126+50)+367.5\\&=385.2+367.5=952.7\text{kN}\end{aligned}$$

单桩承载力设计值为：

$$R=Q_{uk}/r_{sp}=952.7/1.65=577.4\text{kN}$$

单桩承载力特征值为：

$$R_a=952.7/2=476.4\text{kN}$$

非液化土中单桩抗震承载力特征值，按 GB 50011—2001 规范规定，单桩竖向抗震承载力特征值，可比非抗震设计时提高 25%。

所以单桩竖向抗震承载力特征值为 476.4kN×1.25=595.9kN

（2）粉土和粉砂土层发生液化时，单桩竖向抗震承载力计算：

13m 处粉土　$N_{cr}=N_0[0.9+0.1(d_s-d_w)]\sqrt{3/\rho_c}=10[0.9+0.1(13-2.5)]$

$=19.5$，$11/19.5=0.56\leqslant 0.6$

17m 处粉砂　$N_{cr}=10[0.9+0.1(17-2.5)]=23.5$，$18/23.5=0.77$，

1）桩承受全部地震作用，根据 GB 50011—2001 规范，表 4.4.3（本书附录 1），土层液化影响折减系数 ψ_l，粉土 $\psi_l=1/3$，粉砂 $\psi_l=2/3$。

$$Q_{uk}=4\times 0.35\left[2.0\times 25+6.4\times 30\times\frac{1}{3}+3.6\times 35\times 2/3\right.$$

$$+1.0\times50)\ +0.35^2\times3000$$

$$=1.4\ [50+64+84+50]\ +367.5=347.2+367.5$$

$$=714.7\text{kN}$$

考虑液化时单桩竖向抗震承载力特征值为：

$$R_{aE}=714.7/2=357.4\text{kN}$$

2）地震作用按水平地震影响系数最大值的10%采用（$\alpha=0.1\alpha_{max}$），这时单桩承载力应扣除液化土层的全部摩阻力和桩承台下2.0m深度范围内非液化土的桩周摩阻力。

$$Q_{uk}=4\times0.35\times\ (2.0\times0+6.4\times0+3.6\times0+1.0\times50)\ +0.35^2\times3000$$

$$=70+367.5=437.5\text{kN}$$

考虑液化时单桩竖向抗震承载力特征值为：

$$R_{aE}=437.5/2=218.8\text{kN}$$

所以当桩承台底面上、下分别有厚度不小于1.5m、1.0m的非液土层时，桩的抗震验算取以上两种情况［1）、2）］，按不利情况设计。

7.28 如何根据“建筑抗震设计规范”（GB50011—2001）验算桩基竖向抗震承载力（例题）？

【例】 某工程为桩箱基础，采用（0.35×0.35）m^2预制桩，桩长13m，桩顶离地面6.0m，总桩数330根，土层分布同题7.27，作用于箱基顶部竖向荷载$F_k+G_k=79200\text{kN}$，结构总水平地震力$F_E=13460\text{kN}$，由F_E作用产生的倾覆力矩设计值$M_E=38539\text{kN}\cdot\text{m}$，已知边桩距中心轴$y_{max}=5.0\text{m}$，$\Sigma y_i^2=2633\text{m}^2$，8度地震区，Ⅱ类场地，结构自振周期$T=1.1s$，土的阻尼比$\xi=0.05$，试验算桩基础竖向抗震承载力。

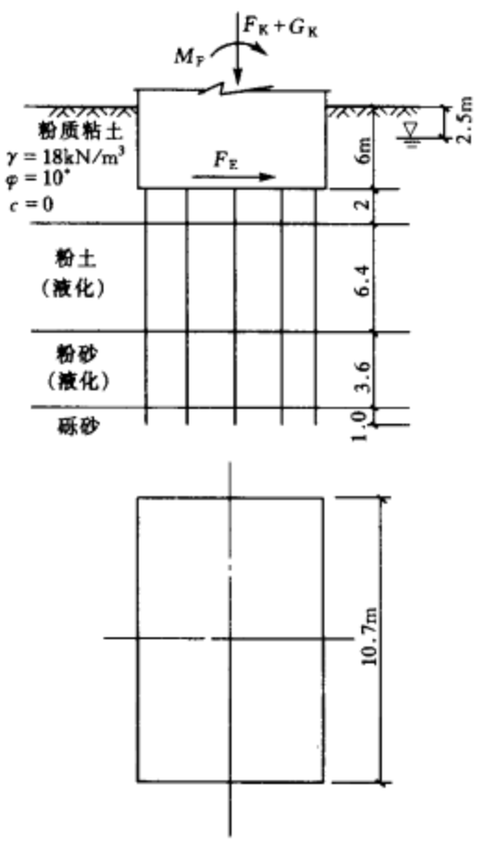


图7-6 例题7.28

【解】 根据题7.27知：考虑粉土和砂土液化，①桩承受全部地震作用时，单桩竖向地震承载力特征值$R_E=541.4\text{kN}$；②地震作用按$\alpha=0.1\alpha_{max}$时，单桩竖向地震承载力特征值$R_E=218.8\text{kN}$。

复合基桩的竖向力设计值计算：

①桩承受全部地震作用时，边桩竖向力为：

$$N_{max}=\frac{F_k+G_k}{n}+\frac{M_{Ex}y_{max}}{\Sigma y_i^2}=\frac{79200}{330}+\frac{38539\times5}{2633}=240+73.2=313.2\text{kN}$$

$$<1.2R=1.2\times357.4=428.9\text{kN}$$

②地震作用按水平地震影响系数最大值的10%采用时：

$$\alpha=\left(\frac{T_g}{T}\right)^{r}\eta_2\alpha_{max},\ \eta_2=1+\frac{0.05-\xi}{0.06+1.7\xi}=1.0$$

$$r = 0.9 + \frac{0.05 - \xi}{0.5 + 5\xi} = 0.9$$

根据 GB 50011—2001 规范表 5.1.4.2Ⅱ类场地特征周期 $T_g = 0.35s$。

地震影响系数 $\alpha = \left(\frac{0.35}{1.1}\right)^{0.9} \times \alpha_{max}$ 和 $\alpha = 0.1\alpha_{max}$ 二者比值为：

$$K = \frac{\left(\frac{0.35}{1.1}\right)^{0.9} \alpha_{max}}{0.1\alpha_{max}} = \frac{0.357}{0.1} = 3.57$$

因此由地震作用的倾覆力矩 M_E 应减小 3.57 倍：

$$M_E = 38539/3.57 = 10795.2kN \cdot m$$

$$N_{max} = \frac{F_k + G_k}{n} + \frac{M_{Ex} y_{max}}{\Sigma y_i^2}$$

$$= 240 + \frac{10795.2 \times 5.0}{2633}$$

$$= 240 + 20.5 = 260.5kN < 1.2R = 1.2 \times 218.8 = 262.6kN$$

7.29 如何根据“建筑抗震设计规范”（GB50011—2001）验算桩基础的水平抗震承载力（例题）？

【例】 和题 7.28 同条件，若粉质粘土的地基土水平抗力系数的比例系数 $m_1 = 15mN/m^4$，粉土 $m_2 = 25mN/m^4$，粉土粘粒（$< 0.005mm$ 的颗粒）为 2.5%，在深度 8.8m 处标贯试验击数 $N = 10$，群桩效应综合系数 $\eta_h = 1.0$，试验算桩基水平地震承载力。

【解】 （1）计算液化判别标准贯入击数临界值 N_{cr}

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

8 度地震，第一组 $N_0 = 10$，$d_s = 8.8m$，$d_w = 2.5m$

$$N_{cr} = 10 [0.9 + 0.1 (8.8 - 2.5)] = 15.3$$

$$\lambda_N = \frac{N}{N_{cr}} = 10/15.3 = 0.65$$

根据“建筑抗震设计规范”（GB 50011—2001）第 4.4.3 条，对液化土层的水平抗力应乘以液化折减系数 ψ_l。

从 GB 50011—2001 规范表 4.4.3 查得：$\lambda_N = 0.65$，$d_s = 8.8$，$\psi_l = 1/3$。

（2）计算 m 值

根据 JGJ 94—94 附录 B，分层土主要影响深度 $h_m = 2 (d + 1) = 2 (0.395 + 1) = 2.8m$ 范围内的 m 值计算：

$$m = \frac{m_1 h_1^2 + m_2 (2h_1 + h_2) h_2}{h_m^2}$$

$$m_1 = 15mN/m^4, \quad m_2 = 25 \times 1/3 = 8.3mN/m^4, \quad h_1 = 2.0m, \quad h_2 = 0.8m$$

$$m = \frac{15 \times 2.0^2 + 8.3 (2 \times 2.0 + 0.8) \times 0.8}{2.8^2} = \frac{60 + 31.87}{7.84} = 11.7mN/m^4$$

（3）计算水平变形系数

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}, \quad EI = 0.85 E_c I_0$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.35 \times 0.35^3}{12} = 1.25 \times 10^{-3}\text{m}^4$$

$$b_0 = 1.5b + 0.5 = 1.5 \times 0.35 + 0.5 = 1.025\text{m}$$

C_{30}混凝土，$E_c = 3 \times 10^7 \text{kN/m}^2$，$EI = 0.85 \times 3 \times 10^7 \times 1.25 \times 10^{-3} = 31875\text{kN} \cdot \text{m}^2$

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{11.7 \times 1.025 \times 10^3}{0.85 \times 3 \times 10^7 \times 1.25 \times 10^{-3}}} = \sqrt[5]{\frac{11.99 \times 10^3}{31875}} = 0.8221/\text{m}$$

（4）计算单桩水平承载力设计值

$\alpha h = 0.822 \times 13 = 10.7 > 4$，由 JGJ94—94 规范表 5.4.2，桩顶按铰接，桩顶水平位移系数 $v_x = 2.44$。

根据 JGJ 94—94 预制桩水平承载力设计值为：

$$R_h = \frac{\alpha^3 EI}{v_x} x_{oa}$$

x_{oa}为桩顶容许水平位移，取 10mm

$$R_h = \frac{0.822^3 \times 31875}{2.44} \times 10 \times 10^{-3} = 72.6\text{kN}$$

（5）计算群桩复合基桩水平承载力设计值

$$R_{h1} = \eta_h R_h = 1.0 \times R_h = 1.0 \times 72.6 = 72.6\text{kN}$$

（6）计算箱基侧面被动土压力

箱基底部被动土压力强度：

$$e_p = \gamma Z K_p + 2c\sqrt{K_p} = \gamma Z K_p$$

$$K_p = \tan^2(45° + \varphi/2) = \tan^2\left(45° + \frac{10}{2}\right) = 1.42$$

$$e_p = (2.5 \times 18 + 3.5 \times 8) \times 1.42 - 3.5 \times 10 = 68.7\text{kPa}$$

作用在箱基侧面被动土压力为：

$$E_p = \frac{1}{2} \times e_p \times h = \frac{1}{2} \times 2.5 \times 63.9 + \frac{1}{2} \times 3.5 \times (63.9 + 68.7) = 312\text{kN/m}$$

根据“构筑物抗震设计规范”规定，基础侧面土的水平抗力可采用被动土压力的1/3。箱基侧面土的水平拉力为：

$$312 \times 10.7 \times 1/3 = 1112.8\text{kN}$$

（7）验算桩箱基础抗地震水平承载力设计值

$$T = 72.6 \times 330 + 1112.8 = 23958 + 1112.8 = 25070.8\text{kN}$$

$$T = 25070.8\text{kN} > F_E = 13460\text{kN}$$

桩箱基础地震水平承载力设计值满足要求。

7.30 如何计算地震影响系数（例题）？

【例】 某工程的结构自振周期 $T = 1.0\text{s}$，8 度地震区，设计地震分组第一组，场地土层分布为：0 ~ 2.7m 填土，剪切波速 $v_s = 160\text{m/s}$，2.7 ~ 5.50m 砂质粘土，$v_s = 160\text{m/s}$，5.5 ~ 6.60m 粘土，$v_s = 180\text{m/s}$，6.60 ~ 12.6m 砂卵石，$v_s = 280\text{m/s}$，12.6 ~ 18.0m 基岩，$v_s = 600\text{m/s}$，试计算地震影响系数 α（阻尼比 $\xi = 0.05$）。

【解】　（1）确定场地覆盖层厚度

根据 GB 50011—2001 规范第 4.1.4 条关于建筑场地覆盖层厚度的确定，该场地覆盖层厚度为 12.6m。

（2）计算等效剪切波速

$$v_{se} = d_0/t, t = \sum_{i=1}^{n}(d_i/v_{si})$$

计算深度 d_0 取覆盖层厚度和 20m 二者较小值，$d_0 = 12.6\text{m}$

$$t = \frac{2.7}{160} + \frac{2.8}{160} + \frac{1.1}{180} + \frac{6}{280} = 0.062\text{s}$$

$$v_{se} = 12.6/0.062 = 203.2\text{m/s}$$

根据覆盖层厚度和等效剪切波速，查 GB 50011—2001 规范表 4.1.6，场地类别为Ⅱ类。

（3）计算地震影响系数 α

根据 GB 50011—2001 规范表 5.1.4-1 和表 5.1.4-2，对于 8 度地震、Ⅱ类场地和设计地震第一组，其水平地震影响系数最大值 $\alpha_{max} = 0.16$，特征周期 $T_g = 0.35\text{s}$。

根据 GB 50011—2001 规范图 5.1.5 地震影响系数曲线

$$\alpha = (T_g/T)^r \eta_2 \alpha_{max}$$

式中　r——曲线下降段衰减指数

$$\xi = 0.05, r = 0.9 + \frac{0.05 - \xi}{0.5 + 5\xi} = 0.9$$

η_2——阻尼调整系数

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \xi}{0.06 + 1.7\xi} = 1.0$$

$$\alpha = \left(\frac{0.35}{1.0}\right)^{0.9} \times 1.0 \times 0.16 = 0.389 \times 0.16 = 0.062$$

7.31　如何计算场地特征周期（例题）？

已知有如图 7-7 所示属于同一设计地震分组的 A、B 两个土层模型，试判断其场地特征周期 T_g 的大小。

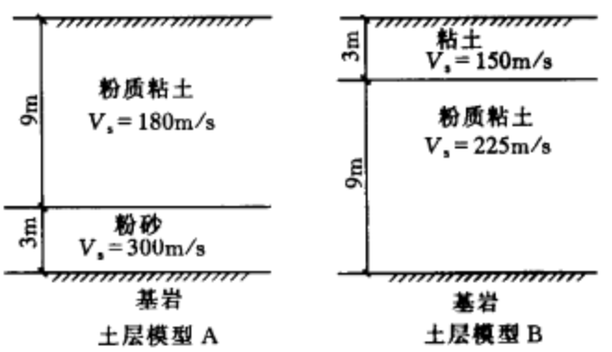


图 7-7　例题 3.31

【解】

1. 分别求出地面至基岩面范围内的等效剪切波速

$$V_{scA}=\frac{12}{\frac{9}{180}+\frac{3}{300}}=200\text{m/s}\quad V_{scB}=\frac{12}{\frac{3}{150}+\frac{9}{225}}=200\text{m/s}$$

2. 确定覆盖层厚度，A、B 模型均为 12m。

3. 按规范判别，场地类型均为Ⅱ类。

由此得出，两个模型特征周期应相同。

7.32 如何计算地基土液化指数（例题）?

建筑场地抗震设防烈度 8 度，设计地震分组为第一组，设计基本地震加速度值为 0.2g 基础埋深 2m，采用天然地基，场地地质剖面如图 7-8 所示，地下水位于地面下 2m。为分析基础下粉砂、粉土、细砂液化问题，钻孔时沿不同深度进行了现场标贯试验，其位置标高及相应标贯试验击数如图所示，粉砂、粉土及细砂的粘粒含量百分率 ρ_c 也标明在图上，试计算该地基液化指数 I_{lE} 及确定它的液化等级。

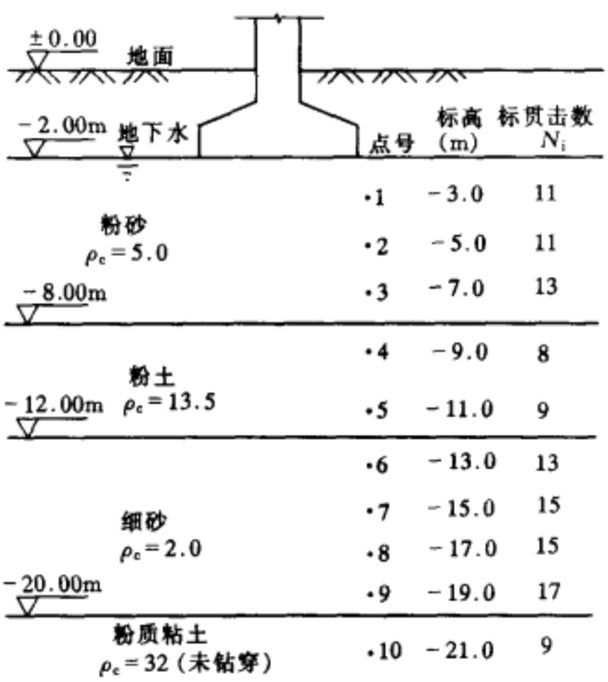


图 7-8 例题 7.32

【解】

一、计算各测点的标贯临界击数

1. 计算粉砂层 N_{cr} 值

点 1 $N_{cr1}=N_0\left[0.9+0.1\left(d_s-d_w\right)\right]\sqrt{\frac{3}{\rho_c}}$

式中 N_0 由表 4.3.4 知 $N_0=10$，因粉砂为砂土故 ρ_c 取 3

所以 $N_{cr1}=10\left[0.9+0.1\left(3-2\right)\right]\times1=10\times1=10$ 不液化

点 2 $N_{cr2}=10\left[0.9+0.1\left(5-2\right)\right]\times1=10\times1.2=12$ 液化

点 3 $N_{cr3}=10\left[0.9+0.1\left(7-2\right)\right]\times1=10\times1.4=14$ 液化

2. 粉土层液化问题，根据《建筑抗震设计规范》（GB50011—2001）条文 4.3.3 规定，当地震烈度 8 度，粉土粘粒含量百分率大于 13，可判为不液化土，故不必计算 N_{cr} 值。

3. 细砂层 N_{cr} 计算

点 6 $N_{cr6}=10\left[0.9+0.1\left(13-2\right)\right]\times1=10\times2=20$（$\rho_c$ 取 3） 液化

点 7 $N_{cr7}=10\left[0.9+0.1\left(15-2\right)\right]\times1=10\times2.2=22$ 液化

因分析问题不是桩基，只需地面以下 15m 深度内的 N_{cr} 值。

二、计算地基液化指数 I_{lE} 值

$$l_{lE}=\sum_{i=1}^{n}\left(1-\frac{N_i}{N_{cri}}\right)d_iW_i$$

$d_2=d_3=2\text{m}$，$d_6=2\text{m}$，$d_7=1\text{m}$，$W_2=10$（不大于 5m，仍取 10），$W_3=8$，$W_6=2$，$W_7=0.5$（第 7 层分层中心标高为 -14.5m）

$$l_{lE} = \left(1 - \frac{11}{12}\right) \times 2 \times 10 + \left(1 - \frac{13}{14}\right) \times 2 \times 8 + \left(1 - \frac{13}{20}\right) \times 2 \times 2 + \left(1 - \frac{15}{22}\right) \times 1 \times 0.5$$

$$= 1.67 + 1.14 + 1.4 + 0.159 = 4.37$$

该场地为轻微液化场地

7.33 如何判断地震场地类别（例题）？

某场地抗震设防烈度为7度，场地典型地层条件如表7-8，拟建场地地下水位深度为1.00m，试判断从建筑抗震来说场地类别属于哪一类

表7-8

成因年代	土层编号	土　名	层底深度/m	剪切波速（m/s）
Q_4	1	粉质粘土	1.50	90
	2	粘质粉土	3.00	140
	3	粉　砂	6.00	160
Q_3	4	细　砂	11.0	350
		岩　层		750

【解】

1. 根据上述地层条件，其覆盖层厚度为11m。

2. 相应等效剪切波速为

$$v_{se} = \frac{11}{\frac{1.5}{90} + \frac{1.5}{140} + \frac{3}{160} + \frac{5}{350}} = 182\text{m/s}$$

3. 查（GB50011—2001）规范，场地类别为Ⅱ类。

7.34 如何计算地震水平影响系数（例题）？

某建筑场地抗震设防烈度为8度，设计基本地震加速度值为0.20g，设计地震分组为第一组。场地地基土层的剪切波速如表7-9。按50年超越概率63%考虑，阻尼比为0.05，结构基本自振周期为0.40s，试计算地震水平影响系数

表7-9

土层编号	土层名称	层底深度/m	剪切波速（m/s）
1	填土	5.0	120
2	淤泥	10.0	90
3	粉土	16.0	180
4	卵石	20.0	460
5	基岩		800

题解：1. $v_4/v_3 = 2.56 > 2.5$，覆盖层厚度取16m，等效剪切波速 $v_{se} = \dfrac{16}{\frac{5}{120} + \frac{5}{90} + \frac{6}{180}} = 122.55\text{m/s}$

2. 建筑场地类别Ⅲ类，特征周期 $T_g = 0.45\text{s}$

3. 50年超越概率63%，即多遇地震 $\alpha_{max} = 0.16$

$4.0.1 < T < T_g$，$\alpha = \alpha_{max} = 0.16$

7.35 如何计算地基抗震承载力（例题）？

某15层建筑物筏板基础尺寸为30m×30m，埋深6m，地基土由中密的中粗砂组成，基础底面以上土的有效重度为19kN/m³，基础底面以下土的有效重度为9kN/m³。地基承载力特征值f_{aE}为300kPa。在进行天然地基基础抗震验算时，试确定地基抗震承载力f_{aE}。

【解】 1. 根据《建筑地基基础设计规范》（GB5007—2002），深宽修正，$\eta_b = 3.0$，$\eta_d = 4.4$，$f_a = 841kPa$

$$f_a = 300 + 3 \times 9 \times 3 + 4.4 \times 19 \times (6 - 0.5) = 841kPa$$

2. 根据《建筑抗震设计规范》（GB50011—2001），$\zeta_a = 1.3$，$f_{aE} = f_a \cdot \zeta_a = 1.3 \times 841 = 1093kPa$

7.36 如何计算地震液化指数（例题）？

某7层住宅楼采用天然地基，基础埋深在地面下2m，地震设防烈度为7度，设计基本地震加速度值为0.1g，设计地震分组为第一组，场地典型地层条件如表7-10，拟建场地地下水位深度为1.00m，根据《建筑抗震设计规范》（GB50011—2001），试计算场地液化指数。

表 7-10

成因年代	土层编号	土名	层底深度/m	剪切波速(m/s)	标贯试验点深度/m	标贯击数N	粘粒含量ρ_c(%)
Q_4	1	粉质粘土	1.50	90	1.0	2	16
	2	粘质粉土	3.00	140	2.5	4	12
	3	粉砂	6.00	160	4 5.5	5 7	2.0 1.5
Q_3	4	细砂	11.0	350	7.0 8.5 10.0	12 10 15	0.5 1.0 2.0
		岩层		750			

【解】 1. 初判，2层土的粘粒含量大于10%，4层土为Q_3地层，均属不液化土层。

2. 主要判别土层为3层

$d_s = 4m$，$N_0 = 6$，$d_w = .1m$，ρ_c取3 求得$N_{cr} = 7.2 > N = 5$，液化

$d_s = 5.5m$，$N_0 = 6$，$d_w = 1m$，ρ_c取3 求得$N_{cr} = 8.1 > N = 7$，液化

3. 计算液化指数

两判别点的影响权函数值分别为10和9.625，代表土层厚度分别为1.75m和1.25m

$$I_{lE} = \left(1 - \frac{5}{7.2}\right) \times 1.75 \times 10 + \left(1 - \frac{7}{8.1}\right) \times 1.25 \times 9.625 = 6.99$$

8 工程经济与管理

8.1 哪个部门负责签订经济合同？对合同有争议时怎么办？

具有相应的民事权利能力和民事行为能力的当事人或当事人依法委托代理人、行政主管部门等负责签订经济合同。

当对合同有争议时，当事人或主管部门协调解决合同争议，当双方不愿和解、调解或和解、调解不成的，可以向仲裁委员会申请仲裁，仲裁不成，可以向人民法院起诉。当事人应当履行发生法律效力的判决、仲裁裁决、调解，若拒不履行，对方可以请求人民法院执行。

8.2 勘察设计合同运作中，经双方商讨作出的合理补充规定具有什么效力？

经当事人协商一致，可以变更合同，但应当办理批准、登记手续，双方协商同意的合同修改文件、补充协议为合同的组成部分，具有法律效力。

8.3 勘察单位的合同义务是按照规定进行勘察工作，按什么要求提出成果报告？

工程勘察单位应按国家有关法律、法规、技术质量标准和满足合同约定的内容提出成果报告。

8.4 各阶段的设计文件报批工作由谁负责？

各阶段的设计文件由建设单位负责报县级以上人民政府建设行政主管部门或其他有关部门审查，未经审查批准的，不得使用，(审查办法由国务院建设行政主管部门会同国务院其他有关部门制定)。

8.5 业主与承包商之间是什么关系？

业主与承包商之间是经济合同关系，建筑工程发包方和承包方应当依法订立书面合同，明确双方的权利和义务，双方都应当履行合同约定的义务，不履行者，依法承担违约责任。

8.6 ISO9000 质量管理和质量保证标准系列怎样组成？其中指导性标准、质量保证模式标准和质量管理模式标准是什么？

按新标准，ISO 9000 标准系列由：ISO 9000：2000 质量管理体系基础和术语；ISO 9001：2000 质量管理体系要求；ISO 9004：2000 质量管理体系业绩改进和 ISO 10000 支持性技术指南组成。

其中 ISO 9000：2000、ISO 9004：2000 和 ISO 10000 为指导性标准；ISO 9001：2000 为质量管理模式标准。

质量管理包括管理职责、资源管理、产品实现、测量分析和改进四大内容。

质量管理强调的过程包括：监视过程、控制过程、测量过程和改进过程。

8.7 ISO 9000 系列标准开展质量体系认证的目的是什么？

建立和实施质量管理体系将有效地提高产品质量（工程设计质量），保证消费者利益，持续满足顾客要求和法律法规要求，旨在增强顾客满意度。

8.8 工程建设程序应坚持什么原则？

从事建设工程活动，必须严格执行基本建设程序，坚持先勘察、后设计、再施工的原则。

工程建设包括：酝酿、规划、决策、设计、施工和建成投产全过程。

主要程序：（1）编审项目建议书；（2）可行性研究；（3）编审设计任务书；（4）编审设计文件；（5）施工建设；（6）竣工验收。

8.9 勘察设计单位违反规定，对工程质量造成重大损失时，要受到什么样的处罚？

勘察设计单位违反规定对工程质量造成重大损失时，应负法律责任和承担直接受损失部分的勘察设计费，并根据损失程度，支付一定的赔偿金。

8.10 对工程的重要结构部分和隐蔽工程有什么质量制度？

对工程的重要结构部分和隐蔽工程要有质量预检和复检制度。

8.11 在健全工程管理制度、整顿建设市场中必须执行哪些法规？

在健全工程管理制度、整顿建设市场中必须执行“建筑法”、“合同法”、“建设工程质量管理条例”、“建设工程勘察设计管理条例”和“工程建设项目招标范围和规模标准规定”。

具体内容为：必须实行招、投标制度、工程监理制度、合同管理制度、竣工验收制度、市场准入制度和政企分开等。

8.12 工程勘察注册执业人员和其他专业技术人员可以同时受聘几个单位，并从事工程勘察活动？

工程勘察注册执业人员和其他专业技术人员只能受聘于一个建设工程勘察设计单位，不得受聘于2个及以上单位执业。未受聘于建设工程勘察设计单位的不得从事建设工程的勘察设计活动。

8.13 编制建设工程勘察设计文件应以哪些规定为依据？

编制建设工程勘察设计文件，应以下列文件为依据：（1）项目批准文件；（2）城市规划；（3）工程建设强制性标准；（4）国家规定的建设工程勘察设计深度要求。

铁路、交通和水利等专业建设工程还应当以专业规划的要求为依据。

8.14 工程勘察单位的有关人员对所经手的工程勘察质量负责的期限是多少？

工程勘察单位的人员，特别是法定代表、项目负责人、审核人等，应按各自的岗位职

责对其经手的工程勘察质量，在工程寿命期限和法律追诉期内负终身质量责任，并承担相应的行政、经济和法律责任。

8.15 对经济合同验证的机关是哪个？

经济合同文本应送所在地省级建设行政主管部门或其授权机构备案，也可到工商行政管理部门办理合同签证。

8.16 在国家实行注册岩土工程师执业制度以后，对甲、乙、丙级工程勘察资质单位，要求的注册岩土工程师最少人数是多少？

国家实行注册岩土工程师执业制度后，对甲级工程勘察资质，从事岩土工程专业至少有5名注册岩土工程师；单独从事岩土工程勘察、设计和咨询监理的至少有3名注册岩土工程师。

乙级工程勘察资质单位从事岩土工程勘察和设计的至少有2名注册岩土工程师。

丙级工程勘察资质单位暂时不要求有注册岩土工程师。

8.17 什么是岩土工程监理？

岩土工程监理是工程建设监理的内容之一，监理单位接受业主的委托和授权，根据国家批准的工程项目建设文件、有关工程建设的法律、法规和工程建设监理合同以及其他工程建设合同所进行的旨在实现项目投资目的的微观监督管理活动，它包括：

(1) 针对工程项目所实施的监督管理活动；

(2) 监理行为主体是监理单位；

(3) 监理的实施需要业主委托和授权；

(4) 监理有明确的依据；

(5) 监理主要发生在项目建设的实施阶段；

(6) 监理是微观性质的监督管理活动。

8.18 工程建设监理的依据是什么？

工程建设监理的依据是国家批准的工程项目建设文件，有关工程建设的法律、法规和监理合同及其他工程建设合同。

8.19 工程建设监理的主要目标是什么？

工程建设监理主要目标是控制工程项目的投资、进度和质量目标。

工程监理是一种技术服务性质活动，它不直接进行设计、施工，不直接进行材料、设备的采购、供应工作。它只能“力求”而不是“保证”实现项目目标。但是由于监理的存在，能使项目经济效益更高，速度更快，质量更好，监理应当承担这方面责任，竭尽全力完成监理合同中所规定的工作。

8.20 工程监理实施的基本原则是什么？

监理工作实施，应遵循以下原则：

(1) 坚持监理执业资质审核的原则；
(2) 坚持独立、公正和科学性的原则；
(3) 监理项目实行总监理工程师全权负责的原则；
(4) 监理工程师实行有偿服务的原则；
(5) 权责一致的原则；
(6) 监理单位应坚持严格监理、竭诚服务的原则；
(7) 监理实施过程中应坚持综合效益原则；
(8) 监理工程师应坚持实事求是原则。

8.21 监理的基本方法是什么?

工程建设监理的基本方法是目标规划、动态控制、组织协调、信息管理和合同管理构成的有机的方法体系。

8.22 什么是建设工程合同?

《中华人民共和国合同法》第269条规定“建设工程合同是承包人进行工程建设、发包人支付价款的合同。建设工程合同包括工程勘察、设计、施工合同”。

建设工程合同是勘察、设计、建筑和安装四种合同的总称。

建筑工程合同规定由承包方（即勘察、设计、建筑、安装单位），按期保质保量地完成发包方（建设单位）交付的有特定标准的基本建设工程项目，发包方按期接受勘察设计文件和验收竣工工程，并支付勘察设计费和工程款或酬金。

建设工程合同可由建设单位与多个勘察、设计、建筑、安装等单位分别订立合同，也可由建设单位与一个总包单位订立总包合同，然后由总包单位与各分包单位分别订立各种分包合同，总包单位对建设单位负责，各分包单位对总包单位负责。

8.23 什么是工程勘察设计合同?

工程勘察设计合同是指建设单位（发包方）与工程勘察设计单位（承包方）为完成特定的工程项目的勘察、设计任务，明确双方权利、义务关系的协议书，其法律特征为：

(1) 勘察、设计合同的当事人双方应当具有民事权利能力和民事行为能力，取得法人资格的，在法律和法规允许的范围内均可以成为合同当事人的组织或其他组织及个人。

(2) 勘察、设计合同的订立必须符合工程项目建设程序。

(3) 勘察设计合同具有建设工程合同的基本特征。

8.24 勘察、设计合同应包括哪些主要内容?

《合同法》第274条规定：“勘察、设计合同的内容包括提交有关基础资料和文件（包括概预算）的期限、质量要求、费用以及其他协作条件等条款”。

它包括：

(1) 工程项目名称。

（2）提交有关基础资料、设计文件的期限。

由委托方提供的资料大致有：1）向设计单位提供勘察报告及相关资料；2）工程项目外部建设条件资料；3）需要经过科研取得的技术资料；4）工程项目所在地的气象、地震、工程地质等资料；5）如工程设计属技术改造或扩建项目的设计，委托方还应提供企业生产现状的资料、原设计资料和对现状的实测资料。

（3）质量要求。

（4）勘察、设计费用。

（5）其他协作条件、约定条款。

8.25 根据“建设工程委托监理合同”示范文本规定，建设工程委托监理合同适用的法律是什么？

建设工程委托监理合同适用的法律是指国家的法律、行政法规以及专用条件中设定的部门规章或工程所在地的地方法规、地方规章。

8.26 根据“建设工程委托监理合同”示范文本要求，监理人的责任是什么？

根据委托监理合同示范文本要求，监理人的责任有：

（1）在委托监理合同有效期间，监理人在监理过程中，如果因工程建设进度的推迟或延误而超过书面约定的日期，双方应进一步约定相应延长的合同期。

（2）监理人在责任期内，应当履行约定的义务。如果因监理人过失而造成了委托人的经济损失，应当向委托人赔偿。累计赔偿总额不应超过监理报酬总额（除去税金）。

（3）监理人对承包人违反合同规定的质量要求和完工（交图、交货）时限，不承担责任。因不可抗力导致委托监理合同不能全部或部分履行，监理人不承担责任。但对违反“示范文本”第5条规定引起的与之有关事宜，向委托人承担赔偿责任。

（4）监理人向委托人提出赔偿要求不能成立时，监理人应当补偿由于该索赔所导致委托人的各种费用支出。

8.27 岩土工程招标主要方法有哪些？

岩土工程招标方法有：

（1）公开招标：由招标单位通过报刊、广播、电视等公开发布招标广告。

（2）邀请招标：由招标单位向有承担能力的岩土工程单位直接发出招标邀请通知书。邀请招标必须要有三个以上单位参加。有条件的项目应邀请不同地区、不同部门的岩土工程单位参加。

8.28 岩土工程（设计）招、投标程序是什么？

岩土工程（设计）招、投标程序大致如下：

（1）招标单位编制招标文件；

（2）招标单位发布招标广告或发出招标通知书；

（3）投标单位购置或领取招标文件；

（4）投标单位报送申请书；

（5）招标单位对投标单位进行资格审查，也可委托咨询公司进行审查；
（6）招标单位组织投标单位踏勘工程现场，解答招标文件中的问题；
（7）投标单位编制投标书；
（8）投标单位按规定时间密封报送投标书；
（9）招标单位当众开标、组织评标，确定中标单位，发出中标通知书；
（10）招标单位与中标单位签订合同。

8.29 什么是建筑工程（岩土工程）预算？

建筑工程预算是指根据设计图纸、预算定额、间接费定额、材料预算价格或信息价格以及与其配套使用的动态调价文件和其他有关规定等资料，预先计算和确定每项工程所需全部费用数额的技术经济文件。

根据设计阶段划分的不同，建筑工程预算分为初步设计概算和施工图预算两种，统称建筑工程预算。

8.30 岩土工程预算编制的依据有哪些？

岩土工程预算编制依据主要有：
（1）设计图纸；
（2）全国统一建筑工程预算定额地区单位估价表；
（3）全国统一建筑工程预算定额工程量计算规则；
（4）全国统一安装工程预算定额地区单位估价表；
（5）全国统一安装工程预算定额工程量计算规则汇编；
（6）建筑安装工程间接费用定额；
（7）建筑安装工程材料预算价格（或讯息价格）；
（8）工程造价动态调价文件；
（9）国家发展计划委员会、建设部2002年修订本“工程勘察设计收费标准”；
（10）工具书与其他有关资料。

8.31 岩土工程预算编制有哪些步骤？

岩土工程预算编制主要步骤如下：
（1）备齐所有编制依据，做好准备工作；
（2）熟悉设计施工图纸；
（3）计算工程量基础数据；
（4）熟悉预算定额；
（5）计算工程量；
（6）填写工程预算表；
（7）计算工程造价；
（8）进行工料用量计算；
（9）编写工程预算编制说明；
（10）装订成册、送审、印刷、发送。

8.32 勘察、设计行业职工职业道德准则是什么?

勘察、设计行业职工应当遵循以下职业道德准则:

(1) 发扬爱国、爱岗、敬业精神,既对国家负责同时又为企业服务好。珍惜国家资金、土地、能源、材料设备,力求取得更大的经济、社会和环境效益。

(2) 坚持质量第一,遵守各项勘察设计标准、规范、规程,防止重产值、轻质量的倾向,确保公众人身及财产安全,对工程质量负责到底。

(3) 钻研科学技术、不断采用新技术、新工艺,推动行业技术进步;树立正派学风,不搞技术封锁,不剽窃他人成果,采用他人成果要标明出处,尊重他人的正当技术、经济权利。

(4) 认真贯彻勘察设计的各项方针政策,合法经营,不搞无证勘察设计,不搞越级勘察设计,不搞私人勘察设计,不出卖图签图章。

(5) 遵守市场管理,平等竞争,严格按规定收费,不超收、不压价,勇于抵制行业不正之风,不贬低别人、抬高自己。

(6) 信守勘察设计合同,以高速、优质的服务为行业赢得信誉。

(7) 搞好团结协作,树立集体观念,甘当配角、艰苦奋斗,无名奉献。

(8) 服从法人管理,有令则行,有禁必止。

8.33 注册岩土工程师的权利和义务是什么?

(1) 注册岩土工程师的权利

1) 注册岩土工程师有权以注册工程师的名义执行注册工程师业务。非注册工程师不得执行注册工程师业务。

2) 国家规定的一定规模和技术复杂的工程,应当由注册工程师进行设计。

3) 任何单位和个人修改注册工程师的设计文件,应当事先征得该注册工程师的同意。因特殊情况无法征得该注册工程师同意时,由聘用注册工程师单位指派本单位具有相应资格的注册工程师承担该项职责。

(2) 注册岩土工程师应当履行的义务

1) 遵守法律、法规和职业道德,维护社会公共利益;

2) 保护工程设计的质量,并在其负责的设计图纸上签字;

3) 保守在执业中知悉的单位和个人的秘密;

4) 不得同时受聘于2个或2个以上工程设计单位执行业务;

5) 不得准许他人以本人名义执行业务。

8.34 注册岩土工程师执业范围有哪些?

注册岩土工程师在核准的专业范围内执行业务,其执业内容有下列几项:

(1) 项目建议编制;

(2) 可行性研究报告编制;

(3) 工程勘察、设计;

(4) 工程咨询评估;

(5) 招标,采购咨询;

(6) 施工指导，工程监理

(7) 工程检测；

(8) 国务院建设行业主管部门规定的其他业务。

8.35 建设项目经理的职责是什么？

建设项目经理主要职责如下：

(1) 确保项目目标的实现，保证业主满意；

(2) 制定项目阶段性和项目总体控制计划；

(3) 组织精干的项目管理班子；

(4) 及时决策；

(5) 履行合同义务、监督合同执行、处理合同变更；

(6) 负责对外联系；

(7) 在项目进展过程中处理大量的协调工作；

(8) 主持与项目有关的各种会议，包括工作例会；

(9) 贯彻工作标准和规章制度。

8.36 项目经理应具备什么条件？

项目经理应具备以下条件：

(1) 具有丰富的业务知识，包括工程技术知识、经营管理知识和法律知识；

(2) 具有处理复杂问题的应变能力；

(3) 实际经验丰富，判断和决策能力强；

(4) 善于处理人际关系，具有较强的组织领导能力；

(5) 工作认真负责，坚持原则，秉公办事，作风正派，知人善用。

8.37 工程项目管理的基本内容是什么？

工程项目管理的基本内容是“二包八保四奖”。

“二包”：“一包”公司收取项目基数，即公司对工程项目收取部分管理费、利润等；“二包”百元产值工资含量。一线人员的工资奖金控制在承包工资总额内，又与产值、进度、质量、安全、效益和文明施工等挂钩，完成指标发给承包工资，成绩突出的另奖，反之处罚。

“八保”：保工程质量优良；保安全不发生伤亡事故；保工期按合同工期率100%；保工程结算和追收工程款；保文明施工；保材料消耗限额；保科技进步效益率、保技术经济资料齐全。

“四奖”：优质工程奖、安全生产奖、工期奖和文明工地奖。

8.38 项目经理部是怎么构成的？

项目经理部由项目经理、项目工程师、施工技术员、质安员、料具员、计划员、核算员、办事员和政工员组成。

项目经理部是以一个工程项目的对象、对工程项目从施工准备到竣工验收进行全过程

管理，实现以工期、质量、成本、安全和文明施工五者统一的综合目标。

项目经理部通常设置：（1）经营核算部；（2）工程技术部；（3）物资设备部；（4）监控管理部；（5）测试计量部5个部门。

8.39 项目动态管理信息应设置哪三个信息网络？

按照项目动态管理要求，在企业内部应设置三个信息网络他们是：

（1）公司一级决策层信息中心站；

（2）项目经理部（管理层）信息站；

（3）施工队（作业层）信息站。

8.40 如何计算工程勘察收费（例题）？

【例】 某工程进行孔深100m的钻孔，

（1）100m钻孔的土层类别为：

Ⅰ类土：0～16m，30～50m，60～70m；

Ⅱ类土：80～85m，95～100m；

Ⅲ类土：16～30m，50～58m，70～75m，85～90m；

Ⅳ类土：58～60m，75～80m，90～95m。

（2）从地面下2.0m起算至100m，每2.0m进行一次单孔法波速测试。

（3）地面和其下22m深处、地面和其下100m处分别同时测试场地微振动（频域和幅值域）。

试计算工程勘察、波速和场地微振动测试的收费。

【解】 根据国家发展计划委员会、建设部的“工程勘察设计收费标准”（2002年修订本）：

（1）工程勘察：据“收费标准”表3.3-2收费计算为：

10m×46元+6m×48元+4m×147元+10m×176元+10m×82元+10m×98元+8m×277元+2m×489元+10m×121元+5m×307元+5m×542元+5m×204元+5m×335元+5m×592元+5m×204元=20280元

（2）波速测试，据“收费标准”表7.2-1，收费计算为：

$7\times135+8\times162+10\times216+10\times216\times1.3+10\times216\times1.69+5\times216\times2.197=13232$元

（3）.场地微振动测试，据“收费标准”表7.2-1，收费计算为：

$(7200+9900)\times1.3+(7200+14400)\times1.3=50310$元

（2）项和（3）项加收工程物探技术工作费的22%。

三项工作总收费为：

$$20280+(13232+50310)\times1.22=20280+77521=97801\text{元}$$

9 综合选择填空题

9.1 选择填空练习（单选或多选题）

1 在进行工程地质测绘时，发现缺乏一组地层，而其上下地层产状又基本一致，可初步判定为_____。

（A）向斜或背斜　（B）断层　（C）不整合　（D）假整合

2 固定活塞取土器是_____。

（A）由一个活塞和两套管子组成，取土质量较差

（B）由一个活塞和两套管子组成，取土质量较好

（C）由两个活塞和一套管子组成，取土质量较好

（D）由两个活塞和两套管子组成，取土质量较好

3 静力触探最适合的土层为_____。

（A）软土或软土夹薄层砂　（B）坚硬粘性土和密实砂土

（C）水下砂土　（D）杂填土

4 在潜水型地下水中做抽水试验，试验成果 $Q \sim s$ 曲线应为_____。

（A）基本上为直线　（B）向上凸的曲线

（C）向下凹曲线　（D）随土的渗透系数变化，曲线走向不定

5 基坑工程设计，当采用有效应力法水土分算时，土的剪切试验宜采用_____。

（A）不固结不排水剪　（B）固结不排水剪

（C）固结不排水剪，测孔隙水压力　（D）排水剪

6 在缺乏资料的强震区进行岩土工程勘察时，其控制孔深度应_____。

（A）超过建筑物基础受压层深度

（B）达到剪切波速大于 500m/s 的稳定地层

（C）穿过第四系，达到基岩

（D）根据地震烈度及建筑物性质确定

7 岩土工程勘察时，判定欠压密土的依据是_____。

（A）先期固结压力小于有效自重压力　（B）全新世沉积土

（C）软土　（D）压缩系数大于 1.0MPa 的土

8 在进行建筑物岩土工程勘察时发现断裂，除查明其产状、性质、时代等基本情况外，还应_____。

（A）布置长期观测，确定其活动性

（B）查明断层破碎带的宽度和成分

（C）查明是否为全新活动断裂

（D）断裂时工程的危害不可抗拒，建议避让

9 土的固结试验适用于_____。

（A）砂土　（B）粘性土　（C）碎石土　（D）粉土

10 土的压缩试验成果是_____。

（A）孔隙比与竖向压力关系　　（B）应力和应变关系

（C）孔隙比与压缩系数关系　　（D）压缩系数与竖向压力关系

11　土的变形模量是土体在_____条件下的应力与应变的比值。

（A）有侧限　　（B）无侧限

（C）侧向变形为零　　（D）平面应变

12　土的压缩模量是土体在_____条件下的应力与应变的比值。

（A）有侧限　（B）无侧限　（C）侧向变形为零　（D）平面变形

13　土的弹性模量是土体在_____条件下瞬时压缩的应力应变模量。

（A）有侧限　（B）无侧限　（C）侧向变形为零　（D）平面变形

14　路堤、水坝的应力分布分析是在_____条件下求解得到。

（A）平面应力　（B）平面应变　（C）轴对称　（D）三向应力

15　厚土层上作用局部荷载的应力分析属于_____。

（A）平面应力条件　　（B）平面应变条件

（C）轴对称条件　　（D）三向应力条件

16　软粘土中设置排水井的应力分析属于_____。

（A）平面应力条件　　（B）平面应变条件

（C）轴对称条件　　（D）三向应力条件

17　土的变形模量是通过_____得到。

（A）直剪试验　（B）三轴压缩试验（C）平板载荷试验（D）固结试验

18　当土的压缩系数_____时属低压缩性土。

（A）$a_{1-2}<0.1\text{MPa}^{-1}$　　（B）$0.1\text{MPa}^{-1}\leqslant a_{1-2}<0.5\text{MPa}^{-1}$

（C）$a_{1-2}\geqslant 0.5\text{MPa}^{-1}$　　（D）$a_{1-2}<0.2\text{MPa}^{-1}$

19　土的压缩系数是 e-p 曲线中某一压力段的割线斜率，这压力段是_____。

（A）自重压力至附加压力　　（B）自重压力至自重压力加附加压力

（C）零至自重压力　　（D）零至附加压力

20　考虑应力历史对土的压缩性影响时，可用_____的 e-log$p$ 曲线进行分析。

（A）压缩曲线　　（B）回弹曲线

（C）压缩、回弹再压缩曲线　　（D）再压缩曲线

21　土的变形模量与压缩模量理论关系为 $E_0=\beta E_c$，一般 β _____。

（A）$\beta=1$　（B）$\beta<1$　（C）$\beta>1$　（D）$\beta>2$

22　某高层建筑，宽 20m，长 60m，地上 35 层，地下 3 层，基础埋深 12m，预估基底平均压力 550kPa。据邻近建筑资料，场地地表下 0～2m 为填土；2～6.0m 为粉质粘土；6.0～10.0m 为粉土；10.0～11.0m 为粘土；11.0～15.0m 为卵石；15.0～25.0m 为粉质粘土；25.0～30.0m 为细砂；30.0～40.0m 为粉土。地下水分二层，第一层 3.0～4.0m 为上滞水，第二层 10.5m 为承压水。

下列钻孔布置，_____方案最合理。

（A）共布置二排钻孔，每排 4 个，控制性孔 2 个，孔深 42m

（B）共布置 6 个钻孔，孔深 82m，控制性孔 3 个，孔深 42m

（C）共布置 6 个钻孔，控制性钻孔 3 个，孔深 42m

（D）共布置 8 个钻孔，控制性孔 6 个，孔深 42m

23 和题 22 同条件，为了判定场地液化，应采用的试验方法为_____。

（A）对 0～10.0m 的粉土进行标贯试验，并取样做粘粒分析

（B）对 0～10.0m 的粉土和 25.0～30.0m 的细砂做标贯试验

（C）对 2.0～6.0m 的粘质粉土和 25.0～30.0m 的细砂做标贯试验

（D）对 2.0～6.0m 和 10～11.0m 的粘土取样进行粘粒分析

24 和题 22 同条件，为了判定 11.0～15.0m 的卵石层承载力可采用_____试验方法。

（A）静力触探　　（B）取样进行颗粒分析

（C）动力触探　　（D）十字板剪切

25 和题 22 同条件，岩土工程勘察评价应包含的内容为_____。

（A）地基基础方案建议　　（B）地基承载力

（C）地下水评价；基坑支护方案　　（D）场地地震效应评价

26 某高层建筑地上 25 层，地下 2 层，采用筏板基础，其面积为（30×25）m^2，板厚 2.45m，竖向荷重 3×10^5kN，基础埋深 6.0m，地下水位 -5.0m，地面下土层分布为：0～2.0m 填土，$\gamma=15kN/m^3$；2～10m 为粉土，$\gamma=17kN/m^3$；10～18m 为粘质粉土，$\gamma=19kN/m^3$；18～26m 为粘质粉土，$\gamma=18kN/m^3$；26～35m 为卵石，$\gamma=21kN/m^3$，混凝土重度 $\gamma=24.5kN/m^3$，试求基底平均压力为_____。

（A）460kPa　（B）520kPa　（C）502kPa　（D）490kPa

27 和题 26 同条件，试计算基底附加压力为_____。

（A）432kPa　（B）372kPa　（C）414kPa　（D）402kPa

28 和题 26 同条件，在 22m 处取粘质粉土做室内压缩试验，试验最大压力应为_____。

（A）541kPa　（B）632kPa　（C）674kPa　（D）662kPa

29 和题 26 同条件，在 6.0～10.0m 粉土中取样进行含水量试验，共取 6 个试样，其含水量分别为 20%，23%，25%，27%，21%和 23%，试判定该粉土的湿度为_____。

（A）干　（B）稍湿　（C）湿　（D）很湿

30 和题 26 同条件，在 6.0～10.0m 粉土中取样，共取 6 个试样，其孔隙比分别为 0.7，0.69，0.72，0.73，0.69，0.73，试判定该粉土的密实度为_____。

（A）密实　（B）中密　（C）稍密　（D）无法判定

31 和题 26 同条件，在 6.0～10.0m 粉土中，取 6 个试样，其粘聚力分别为 15kPa，13kPa，16kPa，18kPa，23kPa 和 21kPa；其内摩擦角分别为 25°，23°，21°，20°，23°和 22°，试计算粘聚力的标准值 c_k 为_____；内摩擦角标准值 φ_k 为_____。

（A）20.8kPa　（B）14.6kPa　（C）17.7kPa　（D）18.2kPa

（E）20.8°　（F）23.7°　（G）22.3°　（H）21.5°

32 和题 26 同条件，若 $\varphi_k=20°$，$p_k=15kPa$，试根据土的抗剪强度指标计算该粉土的地基承载力特征值为_____。

（A）376.2kPa　（B）418.4kPa　（C）400.1kPa　（D）370.2kPa

33 某土层的天然孔隙比 $e_0=0.85$，在压力 $p=50kPa$，100kPa，200kPa，300kPa 和 400kPa 下的孔隙比分别为 $e=0.840$，0.835，0.820，0.795，0.780，试计算土的压缩系数 a_{1-2}为_____，它属于_____。

（A）$0.05MPa^{-1}$　（B）$0.15MPa^{-1}$；　（C）$0.05MPa^{-1}$　（D）$0.10MPa^{-1}$

（E）低压缩性土　（F）中压缩性土　（G）高压缩性土

34 和题33同条件，试计算该土层的压缩模量 E_s 为_____。

（A）10.0MPa　（B）12.2MPa　（C）20.2MPa　（D）37.0MPa

35 某土层为水位下的粉砂，该层共进行6次标准贯入试验，其值分别为15，19，13，12，17和15，试计算其标贯级数标准值 N_k 为_____；该粉砂属于_____。

（A）13　（B）17.3　（C）15.2　（D）14

（E）松散　（F）稍密　（G）中密　（H）密实

36 某基岩取样进行饱和单轴抗压强度试验，$f_{rk}=4000kPa$，岩体属完整，试计算该基岩的地基承载力特征值 f_a 为_____。

（A）2000kPa　（B）4000kPa　（C）800kPa　（D）400kPa

37 某岩体实测纵波波速 $V_p=4500m/s$，岩块纵波波速 $V_p=5000m/s$，试判定该岩体属于_____。

（A）完整　（B）较完整　（C）较破碎　（D）破碎

38 和题36同条件，试判定该岩石的坚硬程度类别，它属于_____。

（A）较硬岩　（B）较软岩　（C）软岩　（D）极软岩

39 根据土的抗剪强度指标确定未经预压固结的地基承载力特征值时，其粘聚力 c_k 和内摩擦角 φ_k 应采用_____试验方法。

（A）不固结不排水　（B）固结不排水

（C）固结排水　（D）直剪（固结快剪）

40 在计算地基变形时，传至基础底面上的荷载效应应按_____。

（A）正常使用极限状态下荷载效应的标准组合

（B）正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合，不计入风荷载和地震作用

（C）基本组合，荷载采用设计值

（D）基本组合，荷载采用标准值

41 按地基承载力确定基础底面积时，荷载效应应按_____。

（A）正常使用极限状态下荷载效应的标准组合

（B）正常使用极限状态下荷载效应的基本组合

（C）基本组合，土自重分项系数为1.2

（D）基本组合，土自重分项系数为0.9

42 正常使用极限状态下，荷载效应标准组合是_____；准永久组合是_____；基本组合是_____。

（A）永久荷载无分项系数，可变荷载乘以可变荷载组合系数

（B）永久荷载无分项系数，可变荷载标准值乘以准永久值系数

（C）永久荷载乘以分项系数，可变荷载乘以相应分项系数

43 在计算挡土墙土压力时，荷载效应应按_____。

（A）承载能力极限状态下荷载效应基本组合，分项系数均为1.0

（B）承载能力极限状态下荷载效应基本组合，采用相应分项系数

（C）基本组合，分项系数为1.1

（D）基本组合，分项系数为 0.9

44 在计算基坑支挡结构内力、配筋和材料强度时，荷载效应应按_____。

（A）承载力极限状态下，荷载效应基本组合，分项系数均为 1.0

（B）荷载效应基本组合，采用相应分项系数

（C）长期效应组合，不计入风荷载和地震作用

（D）长期效应组合，计入地震荷载

45 岩体洞室勘探时，对岩体基本质量等级为Ⅰ、Ⅱ级的岩体，钻孔宜穿入洞底设计标高下_____。

（A）1～3.0m　　（B）3～5.0m　　（C）6～10m　　（D）0m

46 岸边工程应进行岩土工程勘察。属于岸边工程的有_____。

（A）港口　　（B）船坞　　（C）船台　　（D）防坡堤

47 进行边坡工程勘察时，勘探孔深度应穿过潜在滑动面并深入稳定层_____。

（A）2～5m　　（B）2～3m　　（C）5～8m　　（D）1～2m

48 进行边坡稳定性评价时，边坡稳定性系数 F_s 取值，对新设计工程取_____；次要工程取_____；一般工程取_____。

（A）1.3～1.5　　（B）1.10～1.25

（C）1.15～1.30　　（D）1.05～1.15

49 基坑工程勘察勘探孔深度宜为开挖深度的_____倍。

（A）1～2　　（B）2～3　　（C）3～4　　（D）0.5～1.0

50 在勘察期间，为了确定 10.0m 处的粉质粘土的地基承载力特征值和变形模量，宜采用_____。

（A）平板载荷试验　　（B）螺旋板载荷试验

（C）十字板试验　　（D）波速测试

51 某工程位于高寒区、干旱区和直接临水，经实验，水中硫酸盐含量为 450mg/L，该水对混凝土结构的腐蚀等级为_____。

（A）弱腐蚀　　（B）中腐蚀　　（C）强腐蚀　　（D）不考虑腐蚀

52 计算高耸结构物在风荷载作用下的倾斜时，土的变形指标应采用_____。

（A）压缩模量 E_s　　（B）变形模量 E_0

（C）弹性模量 E_s　　（D）旁压模量 E_m

53 在进行地基变形计算时，不计入风荷载和地震荷载的原因是_____。

（A）$e \sim p$ 曲线中，压力 p 是有效应力　（B）风和地震荷载不是恒载

（C）因荷载是标准值　　（D）忽略瞬间变形

54 按规范方法计算的建筑物沉降是_____。

（A）不考虑基础刚度的中点沉降　　（B）基础的平均沉降

（C）实际基础的中点沉降　　（D）刚性基础的平均沉降

55 根据土的抗剪强度指标进行承载力特征值计算时，基础埋置深度 d 的取值是_____。

（A）在上部结构施工以后填方，可以从填方面起算

（B）非筏板和箱形基础的地下室，自室外地面标高起算

（C）在填方以后进行结构施工，可从填土面起算

（D）填土固结以后，可从填土面起算

56 某基础设计地面下埋深1.2m（高于天然地面0.2m），在计算基础自重和基础上土重时的基础埋深 d 应为_____；在计算土的自重应力时 h 应为_____。

（A）1.2m　　（B）1.0m　　（C）0.8m　　（D）1.8m

57 根据规范规定，设计等级为甲、乙级的建筑物，均应按地基变形设计，丙级建筑的_____情况不需变形验算。

（A）5层住宅，场地填土厚2.0m，持力层承载力特征值 $f_{ak}=90kPa$

（B）6层砌体承重结构，持力层承载力特征值 $f_{ak}=130kPa$

（C）烟囱高度90m，持力层承载力特征值 $f_{ak}=200kPa$

（D）水塔容积250m^3，持力层承载力特征值 $f_{ak}=140kPa$

58 “建筑地基基础设计规范”(GB 50007—2002)的地基承载力特征值理论计算公式是_____。

（A）极限状态承载力除以安全系数

（B）地基中塑性区开展一定深度时的承载力

（C）地基中塑性区开展深度为零时的承载力

（D）控制一定变形时对应的承载力

59 已知墙下条形基础墙宽0.36m，基底平均压力 $P_k=200kN/m$，地基承载力特征值 $f_a=100kPa$，埋置深度不能大于1.0m，应采用何种基础_____。

（A）C_{15}素混凝土基础　　（B）扩展基础

（C）三合土基础　　（D）砖基础

60 按照“建筑桩基技术规范（JGJ 94—94）规定，计算桩基承载力时，作用在桩顶荷载应按荷载效应的_____；计算桩基沉降时，荷载应采用_____；验算桩基水平位移、抗裂验算时，荷载应采用_____。

（A）基本组合　　（B）基本组合和地震作用效应组合

（C）长期效应组合　　（D）短期效应组合

（E）地震作用效应组合

61 桩端入持力层深度，不同持力层有不同要求，粘性土和粉土一般为_____；砂土为_____；碎石土为_____。

（A）0.5d（d 为桩径）　　（B）1.0d

（C）1.5d　　（D）2d　　（E）3d

62 对液化地基，桩端入液化深度以下稳定土层的深度应按计算确定，而对非岩石土不宜小于_____。

（A）0.5m　　（B）1.0m　　（C）1.5m　　（D）2.0m

63 对液化地基，采用深基础时，基底埋入液化深度以下稳定土层深度应不小于_____。

（A）0.5m　　（B）1.0m　　（C）1.5m　　（D）2.0m

64 某高层建筑桩基工程，地下水位为地面下5m，地面下6m有一厚2m的流动性淤泥层，地面下10m处有厚4m的密实砂层，桩端持力层为砾石层，应采用的桩型为_____。

（A）打入式预制桩　　（B）沉管灌注桩

（C）人工挖孔桩　　（D）泥浆护壁钻孔桩

65 沿海地区软土层很厚，无坚硬持力层，提高单桩承载力的经济有效途径是_____。

（A）加大桩径　　（B）增加桩长

（C）采用扩底桩　　（D）提高桩身混凝土强度等级

66 对于结构型式为内筒外框的高层建筑，在采用筏板一摩擦型桩基的条件下，合理布桩应为_____。

（A）均匀布桩　　（B）内疏外密

（C）内密外疏　　（D）内短外长均匀布桩

67 设于覆盖层的一般粘性土层中，长径比超过20的钻孔嵌岩灌注桩，其承载性状属于_____。

（A）端承桩　（B）摩擦桩　（C）摩擦端承桩　（D）端承摩擦桩

68 可以考虑桩基承台分担荷载作用，按复合基桩计算竖向承载力为_____。

（A）桩数为4根的非端承桩桩基　　（B）湿陷性黄土的群桩

（C）饱和土中的挤土群桩　　（D）非挤土摩擦群桩

69 当桩周土层下沉量_____桩的沉降时，应考虑桩侧负摩阻力对基桩承载力的影响。

（A）等于　（B）大于　（C）小于　（D）等于或大于

70 摩擦型桩由于桩周大面积填土，将产生负摩阻力，其中性点深度和总负摩阻力最大的应是_____。

（A）填土数月后成桩　　（B）桩基尚未加载情况下填土

（C）桩基已加载但沉降尚未稳定情况下填土　（D）桩基加载且沉降稳定后填土

71 影响中长桩和长桩水平承载力的综合因素是_____。

（A）桩身混凝土强度及桩长　　（B）桩身直径及长度

（C）桩身直径及强度，上部土层强度　（D）桩身混凝土强度及下部土层强度

72 沉管灌注桩质量问题多发的最主要原因是_____。

（A）成桩过程挤土效应　　（B）地下水影响

（C）混凝土灌注　　（D）振动效应

73 欠固结土的端承型基桩，验算基桩承载力时应考虑_____。

（A）中性点以上侧阻力为零

（B）中性点以上侧阻力为零，同时应计算负摩阻力引起的下拉荷载

（C）中性点的上侧阻力折减，并计算下拉荷载

（D）中性点以上侧阻力，根据土性乘以折减系数

74 岩溶地区的桩基，当岩面较为平整且上覆土层较厚时，嵌岩深度不应小于_____。

（A）1d　（B）1.5d　（C）0.2m　（D）0.2d

75 计算基础沉降，对于砌体承重结构应控制其_____；框架结构应控制其_____；高层建筑应控制其_____；单层排架结构柱基应控制其_____。

（A）沉降量　（B）倾斜　（C）沉降差　（D）局部倾斜

76 非液化土层的低桩台的单桩竖向和水平向抗震承载力承特征值，均可将单桩竖向和水平承载力乘以_____的调整系数。

（A）1.0　（B）1.25　（C）1.35　（D）1.5

77 计算桩轴的抗压强度时，还应考虑其压曲影响，以下哪种情况是不正确的_____。

（A）高桩承台　　（B）桩周有可液化土

（C）湿陷性黄土　　（D）不排水抗剪强度小于 10kPa 的桩周土

78　对饱和软粘土地基进行加固，首先考虑采用的方法是_____。

（A）强夯法　　（B）真空预压法

（C）振冲法　　（D）砂石桩法

79　真空预压法的膜下真空度应稳定地保持在_____以上。

（A）650mmHg　　（B）600mmHg

（C）550mmHg　　（D）500mmHg

80　水泥土搅拌法适用于以下哪种土层_____。

（A）淤泥、淤泥质土、粉土、饱和黄土、素填土和粘性土

（B）碎石土、粉土、粘土

（C）淤泥、淤泥质土、粉土和碎石土

（D）粘性土、湿陷性黄土、杂填土和砂土

81　经处理后的地基承载力特征值进行修正时，基础宽度的地基承载力修正系数为_____；基础埋深的地基承载力修正系数为_____。

（A）0；1.0　　（B）1.0；1.0

（C）1.0；1.2　　（D）根据土的类别而定

82　强夯和强夯置换法加固地基的机理是_____。

（A）两者都以挤密为主加固地基

（B）两者使地基土振密、挤密，后者形成复合地基

（C）两者都是利用夯击能，使土体强制排水固结

（D）两者都形成桩体，组成复合地基

83　某砂石桩复合地基，桩径 0.8m，桩中心距 1.4m，等边三角形布桩，则砂石桩复合地基面积置换率 m 为_____，1 根桩承担的处理面积为_____ m^2。

（A）0.30；1.68　　（B）0.26；1.92

（C）0.33；1.52　　（D）0.57；0.88

84　某水泥粉煤灰碎石桩复合地基，桩体竖向承力特征值 $R_a = 600kN$，处理后桩间土承载力特征值 $f_{sk} = 150kPa$，桩径 0.4m，桩中心距 1.4m，等边三角形布置，桩间土承载力发挥系数 $\beta = 0.90$，其复合地基承载力特征值为_____。

（A）492.4kPa　　（B）478.5kPa

（C）500.2kPa　　（D）480.2kPa

85　和题 84 同条件，桩径和桩距不变，等边三角形布桩改为正方形布桩，其复合地基承载力特征值为_____。

（A）430kPa　　（B）460kPa　　（C）480kPa　　（D）400kPa

86　和题 84　同条件，基础面积（15×30）m^2，埋深 6.0m，地面下土层分布，0～3.0m 为人工填土，$\gamma = 18kN/m^3$，3.0～8.0m 为粘土，$e = 0.75$，$I_L = 0.8$，$\gamma = 19kN/m^3$，地下水位地面下 5.0m，其修正后复合地基承载力 f_a = _____。

（A）626kPa　　（B）639kPa　　（C）650kPa　　（D）675kPa

87　和 84 同条件，当用静载荷试验对单桩复合地基承载力进行检验时，其压板面积应为

_____ m^2。

（A）1.68　　（B）1.96　　（C）1.80　　（D）2.0

88 石灰桩地基竣工验收时，承载力检验应采用复合地基载荷试验，试验数量为地基处理面积_____ m^2 左右布置一个点，同时单体工程不少于3个点。

（A）100　　（B）200　　（C）150　　（D）300

89 计算单桩抗拔极限承载力标准值时，可将单桩抗压极限侧阻力标准值乘以抗拔系数 λ_i、λ_i 为_____的值。

（A）1.0　　（B）<1.0　　（C）>1.0　　（D）1.2

90 当验算桩径比 $L/d \leqslant 5$ 的扩底桩的抗拔承载力时，其中桩、土自重标准值取扩大端圆柱体投影面积形成的桩、土自重标准值，其分项系数 γ_g = _____。

（A）0.9　　（B）1.0　　（C）1.1　　（D）1.2

91 验算天然地基地震作用下的竖向承载力时，基础底面平均压力和边缘最大压力应符合一定要求外，对一般建筑，基础底面与地基土之间零应力区面积不应超过基础底面面积的_____。

（A）0%　　（B）15%　　（C）20%　　（D）25%

92 地震时会产生严重液化的地基，在确定地基处理和基础方案时，下列哪种措施不符合抗液化震害要求_____。

（A）采用振冲、砂桩等方法密实液化土层，使土层的标贯击数大于临界值

（B）采用桩基础，桩端伸入液化深度以下的稳定土层中一定深度

（C）采用深基础，基础底埋入液化深度以下的稳定土层中

（D）采用筏基或箱基等刚度好的基础，基础底面放在液化土层上

93 根据“建筑抗震设计规范”（GB 50011—2001）规定，对抗震设防三个水准的要求是指_____。

（A）建筑重要性不同，抗震设防要求不同

（B）基本烈度不同，抗震设防要求不同

（C）50年内地震烈度的超越概率不同，抗震设防要求不同

（D）建筑场地类别不同，抗震设防要求不同

94 采用天然地基的建筑，可不进行地基和基础抗震承载力验算的有_____。

（A）砌体建筑

（B）8°地震区，地基承载力特征值为100kPa的8层（高度小于25m）民用框架建筑

（C）9°地震区，地基承载力特征值为110kPa的单层厂房

（D）6°地震区，建造在Ⅳ类场地的高层建筑

95 非液化土中考虑群桩基础的抗地震验算时，对于回填夯实土，承台基底和土之间的摩擦力应为_____。

（A）零　　（B）视土性情况取不同值

（C）竖向应力乘以 $\tan\varphi$（φ 土内摩擦角）　　（D）视地震烈度确定

96 按照建筑抗震设计规范，某建筑是否按设计地震分组第一组考虑，取决于_____。

（A）该建筑所在地区与可能遭受地震的震中距的远近和体现震级的影响

（B）该建筑所在地区与发震断层垂直距离的远近

（C）该建筑所在地区的设防烈度与可能的震源所在地区设防烈度之间的关系

（D）该建筑所在地区的设防烈度与基本烈度之间的关系

97 在某设计地震分组为第一组的城市修建结构自振周期 T 为1秒的建筑，建筑场地选在Ⅰ类场地上时，其地震影响系数大约为选在Ⅱ类场地上的_____（设阻尼比 ζ 为0.05）。

（A）0.32倍　　（B）0.74倍　　（C）1.0倍　　（D）1.5倍

98 在城市抗震设防区划（地震小区划）工作中，进行地震反应分析时，常用到的土工参数，哪种组合是正确的_____。

（A）土的密度、动剪切模量和动体积模量

（B）土的密度、动剪切模量和阻尼比

（C）横波波速、纵波波速和动剪切模量

（D）横波波速、纵波波速和动体积模量

99 在某两个场地的两个钻孔内的同样深度上进行标贯试验，用GB 50011—2000规范规定的方法进行砂土液化判别，在其他条件完全相同的情况下，甲场地钻孔标贯处的粘粒含量 $\rho_c=1\%$；乙场地钻孔标贯处的粘粒含量 $\rho_c=3\%$，则_____。

（A）甲处的标贯击数临界值是乙处的3倍

（B）甲处的标贯击数临界值是乙处的1.73倍

（C）乙处的标贯击数临界值是甲处的1.73倍

（D）甲、乙两处的标置击数临界值相等

100 在进行浅基础液化指数的计算时，下列陈述中，哪种是正确的_____。

（A）液化指数取决于地表下15m范围之内的地层特性，上部土层的影响权函数较大

（B）液化指数取决于地表下15m或20m范围之内的地层特性，可液化土层的影响权函数较大

（C）液化指数取决于基础持力层范围之内的地层特性，上部土层的的影响权函数较大

（D）液化指数取决于基础持力层范围之内的地层特性，可液化土层的影响权函数较大

101 验算天然地基地震作用下竖向承载力时，如果考虑以下4种情况：

（1）基础底面与地基土之间不允许出现零应力区；

（2）基础底面与地基土之间允许出现零应力区；

（3）$p\leqslant f_{aE}$，且 $p_{max}\leqslant 1.2f_{aE}$；

（4）$p\leqslant f_{aE}$，或 $p_{max}\leqslant 1.2f_{aE}$。

其中 p——地震作用效应标准组合的基础底面平均压力；

p_{max}——地震作用效应标准组合的基础边缘的最大压力；

f_{aE}——调整后的地基抗震承载力。

在下列组合中，_____是正确的。

（A）（1）；（3）　　（B）（1）；（4）　　（C）（2）；（3）　　（D）（2）；（4）

102 公路路基稳定性分析的简化毕肖普（Bishop）法的计算原理是_____。

（A）平面滑动法　（B）概率分析法　（C）摩擦圆法　（D）条分法

103 对次要边坡工程稳定系数 F_s 为 1.05～1.15，当采用残余强度参数设计时，稳定系数 F_s 宜取_____。

（A）小值　（B）大值　（C）均值　（D）均值的 2/3

104 目前正处于滑动阶段的土坡，滑动带为粘性土，宜采用的剪切试验方法为_____。

（A）多次剪切　（B）快剪　（C）固结快剪　（D）慢剪

105 下面_____分析法不适用于圆弧破坏面分析。

（A）极限平衡法　（B）条分法　（C）摩擦圆法　（D）平面滑动法

106 在基坑支护体系的稳定性验算中，以下_____说法是不正确的。

（A）对单道支撑支护体系的稳定性验算，一般不做整体稳定性验算

（B）在地下水位以下的砂性土层中，必须做抗管涌验算

（C）在地下水位以下的粘性土中，不做抗管涌验算

（D）基底抗隆起稳定性验算得到稳定系数 F_s 与支护结构的水平位移大小无关

107 基坑内支撑体系设计中，以下_____说法是错误的。

（A）在全对撑式的支撑系统中，平面不封闭的围檩按纯弯构件设计

（B）在全对撑式的支撑系统中，支撑按偏心受压构件设计

（C）在对撑和斜角撑组合式的支撑系统中，平面封闭式的围檩按纯弯构件设计

（D）在采用地下连续墙支护的长条型对撑式深基坑中，可设间断性围檩，或不设围檩

108 在交通繁忙，路侧建筑密集、长度达数公里的道路下面建造隧道，地层为饱和的松砂质粉土，80%以上粒径为 0.05～0.005mm 颗粒在以下几种施工方法中，_____是合理的。

（A）先降水，采用新奥法施工　（B）加泥式土压平衡盾构法施工

（C）泥水平衡式盾构法施工　（D）以地下连续墙作围护结构的基坑法施工

109 在地下水位以上的密实砂性土地层中，地下施工所引起的地面沉降主要原因是_____。

（A）地层受扰动后的再固结　（B）施工引起的地层损失

（C）地面上超载　（D）地下水位变化

110 某地下洞室处于完整的较软基岩上，详勘时应钻入洞底设计标高的深度为_____。

（A）0.1～0.5m　（B）3.0～5.0m

（C）1.0～3.0m　（D）5.0～10.0m

111 对溶洞顶板稳定性验算时，如按梁板受力理论计算其弯距，当顶板较完整，在支座处有垂直裂隙时，宜用_____公式计算。

（A）$M = 1/2pl^2$　（B）$M = 1/4pl^2$

（C）$M = 1/8pl^2$　（D）$M = 1/12pl^2$

112 碎石类土斜坡稳定性因素主要取决于_____。

（A）碎石粘径的大小和形状　（B）碎石的密实程度

（C）碎石类土中粘性土的性质与地下水的活动情况　（D）碎石的磨圆度

113 泥石流地区的建筑适宜性评价，下列_____情况是正确的。

（A）Ⅰ_1类泥石流沟谷可作为建筑场地

（B）Ⅱ_2类泥石流沟谷不宜作为工程场地

（C）Ⅱ_3类泥石流沟谷可利用其堆积区作为工程场地

（D）Ⅱ_1类泥石流沟谷，线路可在堆积扇通过

114 利用公式 $S_\infty = \dfrac{\Delta pH}{E}$估算地面沉降时，其中 E 应是_____。

（A）压缩模量或回弹模量　　（B）变形模量

（C）剪切模量　　（D）旁压模量

115 某采空区的地表倾斜为 10mm/m，地表曲率 0.5mm/m^2，地表水平变形 2.0mm/m，该场地_____。

（A）不能作为建筑场地　　（B）可以作为建筑场地

（C）可以作为建筑场地，但应评价其适宜性　　（D）无法判定

116 区域性地面沉降主要原因是_____。

（A）采空区塌陷　　（B）大面积堆载

（C）黄土的自重性湿陷　　（D）过量抽汲地下水

117 控制区域性地面沉降的正确措施是_____。

（A）停止地下水开采　　（B）只能靠人工补给地下水

（C）只有调整地下水开采层次　　（D）对地下水资源的开发、利用进行科学管理

118 在计算由大面积抽汲地下水引起的地面沉降时，参算的土层应包括_____。

（A）原地下水位以下所有可压缩土层

（B）现抽降水位以下所有可压缩土层

（C）原地下水位与现抽降水位之间的可压缩土层

（D）地面沉降范围内平面尺寸最大的重要建筑物的地基压缩层

119 含大量粘性土，固态物质占 40%～60%，最高可达 80%，水不是搬运介质而是组成介质，石块呈悬浮状态，具有此类特征的泥石流称之为_____。

（A）泥流　　（B）水石流　　（C）粘性泥石流　　（D）稀性泥石流

120 进行岩土工程勘察时，判定欠压密土的根据是_____。

（A）软土　　（B）压缩系数大于 1.0MPa^{-1}的土

（C）全新世沉积土　　（D）先期固结压力小于上覆有效自重压力的土

121 计算地基承载力时，对地下水位以下的土层，土的重度应用_____。

（A）饱和重度　　（B）天然重度　　（C）有效重度　　（D）加权平均重度

122 卡萨格兰德（Casagrande）液限含水量的标准是_____。

（A）76g 圆锥沉入深度为 17mm 时的含水量

（B）100g 圆锥沉入深度为 20mm 时的含水量

（C）76g 圆锥沉入深度为 10mm 时的含水量

（D）碟式仪测定的流动曲线上击数为 25 时的含水量

123 对墙下条基承台梁应验算其_____。

（A）受弯、受冲切　　（B）受弯、受冲切和受剪

(C) 受冲切、受剪　　(D) 受弯、受剪

124 用于液化判别的粉土粘粒含量测定应采用_____。

(A) 筛析法　　(B) 用六偏磷酸钠作分散剂的密度计法

(C) 移液管法　　(D) 比重计法

125 采用注水试验确定粘性土的渗透系数宜采用_____。

(A) 试坑单环法　(B) 试坑双环法　(C) 钻孔法　(D) (A) + (B)

126 某软土的不排水抗剪强度为 20kPa，基础埋深 2.0m，基底以上土重度 $\gamma = 17.0$ kN/m^3，按“铁路工程地质勘察规范”(TB 10012—2001) 确定的地基土容许承载力为_____。

(A) 85.4kPa　(B) 200kPa　(C) 150kPa　(D) 100kPa

127 湿陷性黄土的湿陷性和干密度有关，当干密度大于_____时，一般不具备湿陷性。

(A) 15kN/m^3　(B) 13kN/m^3　(C) 16kN/m^3　(D) 10kN/m^3

128 某场地计算的自重湿陷量为 10cm，该场地为_____场地。

(A) 自重湿陷性　　(B) 非自重湿陷性

(C) 液化场地　　(D) 非液化场地

129 某黄土土样高度为 5cm，加压至土的自重压力时，土样高度为 4cm，浸水饱和后土样下沉 0.2cm，计算的自重湿陷系数为_____。

(A) 0.04　(B) 0.1　(C) 0.2　(D) 0.76

130 某场地非自重湿陷量为 5cm，总湿陷量为 35cm，该场地湿陷等级为_____。

(A) Ⅰ　(B) Ⅱ　(C) Ⅲ　(D) Ⅳ

131 测定湿陷性黄土的湿陷性系数时，8m 内的土应选用_____ kPa 的压力。

(A) 200　(B) 150　(C) 100　(D) 50

132 消除黄土湿陷性最好的方法是_____。

(A) 预压固结　(B) 强夯　(C) 深层搅拌法　(D) 换填法

133 膨胀土地基勘察时，取土的勘察点应不少于总数的_____。

(A) 1/3　(B) 1/2　(C) 2/3　(D) 1/4

134 膨胀土地基勘察时，大气影响深度为 3.0m，从地表下 1.0m 开始，在大气影响深度内应取_____个原状土。

(A) 3　(B) 6　(C) 2　(D) 5

135 某膨胀土测得的自由膨胀率为 70%，该膨胀土的膨胀潜势为_____。

(A) 弱　(B) 中　(C) 强　(D) Ⅱ级

136 某场地经计算膨胀土地基分级变形量 $S_c = 50$mm，则该膨胀土地基胀缩等级为_____。

(A) Ⅰ　(B) Ⅱ　(C) Ⅲ　(D) 强

137 盐渍土中的易溶盐指_____。

(A) 石膏　　(B) 芒硝

(C) 岩盐（硫酸盐和氯化物）　　(D) (A) + (B)

138 详勘时，在 5 ~ 10m 范围内盐渍土扰动样取土间距为_____。

(A) 1.0m　(B) 1.5m　(C) 2.0m　(D) 0.5m

139 某场地冻土属多冰冻土，砾砂（粒径小于0.075mm的颗粒含量不大于15%）总含水量为13%，融化后，处于饱和状态，则该多冰冻土融沉等级为_____级。

（A）Ⅰ （B）Ⅱ （C）Ⅲ （D）Ⅳ

140 混合土的承载力确定，当用现场载荷试验时，压板直径应大于土层最大粘径的5倍，承压板面积应不小于_____。

（A）0.25m² （B）0.5m² （C）1.0m² （D）1.2m²

141 某岩石测得波速 v_s = 3500m/s，饱和单轴拉压强度 f_{rk} = 3000kPa，其新鲜岩石波速 v_s = 7000m/s，f_{rk} = 8000kPa，试判别该岩石风化程度为_____。

（A）微风化 （B）中等风化 （C）强风化 （D）全风化

142 某土层的孔隙比为0.60，0.63，0.65，0.62，0.59和0.64，该土层孔隙比的标准值为_____。

（A）0.64 （B）0.603 （C）0.59 （D）0.70

143 某桥涵工程土层，I_p = 12，I_L = 0.6，e = 0.7，按现有“公路桥涵地基与基础设计规范”，该层土为_____。

（A）亚砂土 （B）亚粘土 （C）细砂 （D）粉土

144 按现有“公路桥涵地基与基础设计规范”（JTJ 024—85），若基础埋深3.50m，基础宽度4.0m，假定地基容许承载力为［σ_0］= 200kPa，基底以上和以下土的重度分别为15.0kN/m³和18.0kN/m³，则修正后地基承载力为_____。

（A）211kPa （B）200kPa （C）270kPa （D）260kPa

145 某港口工程取样测得的粉质粘土 e = 0.80，I_L = 0.5，其静力触探试验比贯入阻力为3.1MPa，则该层土的容许承载力为_____。

（A）210kPa （B）230kPa （C）190kPa （D）270kPa

146 某方形基础，埋深2.0m，作用竖向力 F_k = 470kN，持力层为粘土，地基承载力特征值 f_a = 170kPa，其基础面积应不小于_____。

（A）3.0m² （B）3.6m² （C）3.8m² （D）4.0m²

147 某条形基础，宽1.7m，埋深1.5m，基底以上和基底土层重度 γ = 18.9kN/m³，竖向荷载 F_k = 300kN/m³，其地基附加压力为_____。

（A）160kPa （B）178kPa （C）180kPa （D）190kPa

148 和题147同条件，其基底净压力为_____。

（A）150kPa （B）160kPa （C）170kPa （D）176kPa

149 天然地基基础的抗冲切验算时，其基底压力应该用_____。

（A）附加压力 （B）自重压力 （C）平均压力 （D）净压力

150 某建筑场地，土层分布为0～6.0m为粉质粘土，γ = 18.0kN/m³，6.0～9.0m的粘土，γ = 18.9kN/m³，9.0m以下为不透水基岩，地下水位3.6m，试求6.0m和9.0m处土中竖向自重应力和下列哪个值接近，6.0m处为_____；9.0m处为_____。

（A）80kPa （B）110kPa （C）160kPa （D）140kPa

151 一般土的静止土压力_____竖向自重应力。

（A）大于 （B）小于 （C）等于 （D）视土性而定

152 一构筑物基础，底面积4.0m×2.0m（$b \times l$），埋深2.0m，基础作用偏心荷载680kN，

偏心距 1.31m，其基础边缘最大压力 p_{max}和下列_____值接近。

（A）290kPa　　（B）300kPa　　（C）400kPa　　（D）480kPa

153 某矩形基础的底面尺寸 4m×2m，埋深 1.2m，作用竖向荷载 p_k = 1200kN，基底以上土的重度 γ = 18kN/m^3，基础长边中点下 4.0m 深度的地基附加应力和下列_____值接近。

（A）50.2kPa　　（B）53.2kPa　　（C）60kPa　　（D）62kPa

154 规范所推荐的建筑地基最终沉降量计算的分层总和法，地基土的压缩性指标是采用_____。

（A）弹性模量　　（B）压缩模量　　（C）变形模量　　（D）剪切模量

155 用分层总和法计算桩基沉降时，地基沉降深度下限按应力比法确定，附加应力等于自重应力的_____处。

（A）20%　　（B）25%　　（C）30%　　（D）15%

156 甲、乙两基础，底面积、竖向荷载和压缩层内土质相同，甲基础埋置深度大于乙基础时，则甲基础沉降_____乙基础沉降。

（A）大于　　（B）等于　　（C）小于　　（D）无法确定

157 挡土墙向土体方向偏移至土体达极限平衡状态时，作用在挡土墙上的土压力为_____。

（A）主动土压力　（B）静止土压力　（C）被动土压力

158 挡土墙在相同条件下，主动土压力_____静止土压力；被动土压力_____静止土压力。

（A）大于　　（B）小于　　（C）等于　　（D）视土性而定

159 挡土墙的分析计算是在_____下进行的。

（A）平面应力条件　　（B）平面应变条件

（C）空间应力条件　　（D）轴对称条件

160 支护结构产生被动土压力所需的位移_____产生主动土压力所需的位移。

（A）大于　　（B）等于　　（C）小于　　（D）视土性而定

161 挡土墙静止不动时土对墙的压力为静止土压力，此时土体是处于_____。

（A）弹性平衡状态　　（B）弹、塑性状态（C）塑性状态

162 处于粘性土的支护结构，计算土压力时，地下水位以下的土重度应取_____。

（A）天然重度　　（B）干重度　　（C）饱和重度　　（D）浮重度

163 处于砂性土的支护结构，计算土压力时，地下水位以下土重度应取_____。

（A）天然重度　　（B）干重度　　（C）饱和重度　　（D）浮重度

164 支护结构计算主、被动土压力时，对饱和粘性土的 c、φ 值应采用_____。

（A）有效自重压力下预固结的不固结不排水剪试验

（B）固结不排水剪试验

（C）固结排水剪试验

（D）饱和单轴抗压强度试验

165 用土的抗剪强度指标确定地基承载力特征值，或用平板载荷试验、深层平板载荷试验、静力触探、标贯试验和旁压试验等原位测试所确定的地基承载力特征值，是否

要进行深、宽修正，按下列答案选其正确的填入。

(1) 采用土的抗剪强度指标确定的地基承载力特征值，深度修正_____，宽度修正_____。

(2) 平板载荷试验确定的地基承载力特征值。深度修正_____；宽度修正_____。

(3) 深层载荷桩试验确定的地基承载力特征值。深度修正_____。宽度修正_____。

(4) 静力触探、标贯和旁压试验等确定的地基承载力特征值。深度修正_____；宽度修正_____。

(A) 是　　(B) 否

166 地基土载荷板试验可得到的土参数是_____。

(A) 承载力特征值　　(B) 变形模量

(C) 地基沉降量　　(D) 压缩模量

167 当地下水上升时，使土中的有效自重应力_____；而地下水下降时，使土中的有效自重应力_____。

(A) 增加　　(B) 减少　　(C) 不变　　(D) 视土性而定

168 在地基某深度处的附加应力，和下列_____因素有关。

(A) 基础宽度　　(B) 基底荷载合力大小

(C) 荷载合力作用位置　　(D) 基础埋深

169 计算地基中附加应力时，采用的近似条件是_____。

(A) 土体各向同性　　(B) 土体线性变形理论

(C) 柔性荷载　　(D) 半无限体的空间问题或平面问题

170 计算支护结构地下水位以下的土压力有两个计算原则，即水土合算和水土分算，水土合算适用于_____；水土分算适用于_____。

(A) 粉质粘土　　(B) 砂土　　(C) 粉土　　(D) 粘土

171 计算水位以下挡土结构的主动土压力时，水土分算方法比水土合算方法要_____。

(A) 小　　(B) 大　　(C) 相等　　(D) 视土密实度而定

172 挡土墙的稳定性验算，其抗滑稳定性系数为_____；抗倾覆稳定系数为_____。

(A) 1.2　　(B) 1.3　　(C) 1.5　　(D) 1.6

173 基坑开挖监控的监测点布置，应从基坑边缘以外_____倍开挖深度范围内的需要保护物体均应作为监控对象。

(A) 1～2　　(B) 2～3　　(C) 3～4　　(D) 5.0

174 基坑开挖应监测的项目，对于基坑安全等级为一级的，_____皆应测；二级的，_____应测，三级的，_____应测。

(A) 支护结构水平位移　　(B) 周围建筑、地下管线变形

(C) 地下水位　　(D) 支护结构内力

(E) 锚杆拉力　　(F) 支撑轴力

(G) 支护结构界面上侧压力

175 挡土墙，当下列数值变化时，其主、被动土压力的变化为：土体内摩擦角 φ 增大，则主动土压力变_____，被动土压力变_____；外摩擦角 δ 减小，则主动土压力变_____，被动土压力变_____；墙背倾斜角 α 减小，则主动土压力变_____；被动

土压力变_____；填土面倾角 β 增大，则主动土压力变_____，被动土压力变_____。

（A）不变　　（B）大　　（C）小　　（D）无法判定

176 地基承载力是指地基承担荷载的能力，确定地基承载力的方法有_____。

（A）载荷试验　　（B）原位测试

（C）公式计算和工程经验　　（D）B 和 C 综合确定

177 使地基稳定有足够安全度的承载力为_____；载荷试验测定的地基土压力变形曲线线性变形段内规定的变形所对应的压力值为_____；地基剪切破坏发展到即将失去稳定时的承载力为_____。

（A）承载力特征值　　（B）容许承载力

（C）极限承载力　　（D）承载力设计值

178 当进行岩基载荷试验时，每个场地试验数量不少于 3 个，其岩石地基承载力特征值应取试验实测值的_____。

（A）平均值　　（B）极差不超过均值的 30%时的平均值

（C）三者中最小者　　（D）三者中最大者

179 根据土的抗剪强度指标 c、φ 进行地基承载力计算时，其 c、φ 应采用_____。

（A）设计值　　（B）标准值　　（C）试验实测值　　（D）平均值

180 土的工程特性指标包括土的抗剪强度指标，当选用三轴压缩试验时，应采用_____；经预压固结的地基可采用_____。

（A）固结不排水试验　　（B）不固结不排水试验

（C）固结排水试验　　（D）单轴抗压强度试验

181 对土粒有浮力作用的水是土中的_____。

（A）强结合水　　（B）弱结合水　　（C）重力水　　（D）毛细水

182 土的三项基本物理性指标是_____。

（A）孔隙比　　（B）土的密度　　（C）含水量　　（D）土粒相对密度

183 土工试验对于砂土应测定的分类指标和物理性质指标有_____。

（A）液限　　（B）塑限　　（C）颗粒级配

（D）土粒比重　　（E）含水量　　（F）相对密度

184 场地的主要地貌有山地、丘陵和平原，在这些场地上的建筑地基应特别注意的地质现象，对于山地为_____；丘陵为_____；平原为_____。

（A）山崩　　（B）山洪　　（C）斜坡岩体滑动

（D）软硬不均地基　　（E）边坡稳定　　（F）淤泥和淤泥质土地基

185 土的重力密度指标有 4 个，即天然重度 γ、干重度 γ_d、饱和重度 γ_{sat}和浮重度 γ'，在数值上从大到小排列为_____。

（A）γ_{sat}　　（B）γ　　（C）γ_d　　（D）γ'

186 土粒单位体积质量为土粒密度 ρ_s，土单位体积质量为土的密度 ρ，在数值上 ρ_s _____ ρ。

（A）大于　　（B）小于　　（C）等于　　（D）视土性而定

187 土的饱和度 s_r 和含水量 w 均为描述土中含水程度的三相比例指标，砂土处于饱和状

态的饱和度 s_r 为_____。

（A）100%　　（B）>80%

（C）50% < s_r ≤80%　　（D）≤50%

188 “建筑地基基础设计规范”（GB 50007—2002）和公路桥涵地基与基础设计规范（JTJ 024—85）中，均按原位标贯试验击数 N 划分砂土密实度，密实砂_____；中密砂_____；稍密砂_____；松散砂_____。

（A）$N>30$　（B）$15<N\leqslant 30$　（C）$10<N\leqslant 15$　（D）$N\leqslant 10$

189 粘性土为塑性指数 I_p 大于 10 的土，$I_p>17$ 的土定为_____；$10<I_p\leqslant 17$ 的土定为_____；$I_p\leqslant 10$ 且粒径大于 0.075mm 的颗粒含量不超过全重 50% 的土定为_____。

（A）粉土　（B）粉质粘土　（C）粘土　（D）淤泥质粘土

190 用三轴压缩试验确定土的抗剪强度指标时，其粘聚力 c 和内摩擦角 φ 和下列_____因素有关。

（A）土性状　（B）应力状态和应力历史

（C）剪切速率　（D）排水条件

191 对于土坡、挡土结构和软土地基上建筑物的长期稳定性分析时，应采用_____的强度指标；对于地基透水性和排水条件不良，而建筑物施工速度较快的，应采用_____的强度指标；对于地基透水性和排水条件良好的，应采用_____的强度指标。

（A）不固结不排水剪　（B）固结不排水剪

（C）固结排水剪　（D）直接剪切　（E）慢剪

192 土中应力是由下列哪些因素引起_____。

（A）自重应力　（B）建筑物荷载　（C）交通荷载

（D）堤坝荷载　（E）地震、风荷载　（F）地下水渗流

193 根据“建筑抗震设计规范”（GB 50011—2001）砂土和粉土是否产生地震液化分为初判和细判，初判的条件是_____。

（A）地质年代　（B）粘粒含量

（C）地下水位　（D）上覆非液化土层厚度

194 砂土和粉土地震液化的定量判别方法有_____。

（A）标贯试验　（B）静力触探

（C）动三轴试验　（D）剪切波波速试验

195 勘察设计费在工程项目总投资中应包括在其他投资的_____。

（A）进入核销投资的费用　（B）进入固定资产的费用

（C）进入核销费用的费用　（D）进入流动资金支付的费用

196 一般设计概算编制方法有_____。

（A）一种，即根据概算定额进行编制

（B）二种，即根据概算定额或概算指标进行编制

（C）二种，即根据预算定额或综合预算定额进行编制

（D）四种，即根据概算定额或概算指标，或综合预算定额，或预算定额进行编制

197 工程勘察设计技术经济所包含的内容主要是_____。

（1）工程勘察设计单位承担该工程所收费用的比较；

(2) 工程勘察设计单位承担该工程所收费用的选择；
(3) 工程勘察设计技术方案的经济性比较；
(4) 工程勘察设计技术方案经济性的选择。
(A) (1)；(2)　　(B) (3)；(4)　　(C) (2)；(3)　　(D) (1)；(4)

198 岩土工程投标报价的基本原则是_____。
(1) 根据具体情况可粗可细；
(2) 根据承包方式做到“内细算外粗报”；
(3) 了解招标方经济责任；
(4) 研究招标文件中双方经济责任；
(5) 充分利用已有勘察资料；
(6) 选择经济合理的技术方案；
(7) 选择报价计算方法；
(8) 选择的报价计算方法要简明；
(9) 数据资料要有依据。
(A) (1)、(3)、(5)、(6)、(7)、(9)　(B) (2)、(3)、(5)、(6)、(7)、(9)
(C) (2)、(4)、(5)、(6)、(8)、(9)　(D) (1)、(4)、(5)、(6)、(7)、(9)

199 从关系上讲，在我国岩土工程监理是_____。
(1) 是建设监理的一个重要组成部分；
(2) 仅是建设监理的一个组成部分；
(3) 同时又是岩土工程（工程咨询）的一个重要组成部分；
(4) 仅是岩土工程（工程咨询）的一个重要组成部分；
(5) 是工程质量监督的组成部分；
(6) 不是建设监理的组成部分；
(7) 仅是岩土工程监测的一个组成部分。
(A) (1)；(3)　　(B) (2)；(6)　　(C) (5)；(7)　　(D) (1)；(4)

200 90年代主管部门颁发的与岩土工程有关的、按工程类型划分的工程合同有_____。
(1) 建筑勘察合同；
(2) 建筑设计合同；
(3) 建设工程勘察合同；
(4) 建设工程设计合同；
(5) 工程测量合同；
(6) 水文地质勘察合同；
(7) 建设工程施工合同；
(8) 建筑工程施工合同；
(9) 岩土工程监测合同；
(10) 工程检测合同；
(11) 岩土工程检测合同；
(12) 工程建设监理合同。
(A) (1)；(3)；(9)；(11)　　(B) (2)；(5)；(6)；(8)

(C)(2)；(4)；(7)；(12)　　(D)(1)；(3)；(9)；(10)

201 “质量管理和质量保证”系列标准有_____。

(A) 五个标准，我国等同采用 ISO9000 系列标准制定的 GB/T 19000 系列标准，由四个标准组成

(B) 五个标准，我国等同采用 ISO9000 系列标准制定的 GB/T 19000 系列标准，由三个标准组成

(C) 十个标准，我国等同采用 ISO 9000 系列标准制定的 GB/T 19000 系列标准，由四个标准组成

(D) 十个标准，我国等同采用 ISO9000 系列标准制定的 GB/T 19000 系列标准，由五个标准组成

202 项目管理部是现代工程项目管理中一种新的组织形式，它是_____。

(A) 每一个工程项目通过竞争招聘或公司委任或基层推荐等方式聘任项目经理；再由公司有关职能科室挑选聘任管理人员组建一次性的项目管理班子，从工程准备到竣工验收进行全过程管理

(B) 是一个固定性的项目管理班子，承担工程全过程管理

(C) 是由经营决策层任命项目经理并抽调管理人员组成的一次性的项目管理班子

(D) 每一工程项目内决策层指定项目经理，并由项目经理指定人员组建一次性的项目管理班子，从工程准备到竣工验收进行全过程管理

203 《岩土工程勘察规范》(GB 50021—2001) 中地面沉降一节的适用范围只包括下列哪种原因所造成的地面沉降_____。

(A) 地下洞穴（包括岩溶）或采空区的塌陷

(B) 建（构）筑物基础沉降时对附近地面的影响

(C) 自重湿陷性黄土地区由于地下水位上升或地面水下渗而造成的地面自重湿陷

(D) 抽汲地下水引起水位或水压的下降而造成大面积的地面沉降

204 目前混凝桩桩身完整性检验方法有_____。

(A) 低应变动力法 (B) 钻芯法　　(C) 声波透射法　(D) 动参数法

205 下列_____种地质构造的组合条件更有利于岩溶发育。

Ⅰ. 节理裂隙发育　　Ⅱ. 节理裂隙不发育　　Ⅲ. 有断裂构造

Ⅳ. 无断裂构造　　Ⅴ. 陡倾斜岩层　　Ⅵ. 近水平岩层

Ⅶ. 褶皱轴部　　Ⅷ. 褶皱翼部　　Ⅸ. 可溶岩与非可溶岩接触带

(A) Ⅰ、Ⅲ、Ⅶ、Ⅸ　　(B) Ⅱ、Ⅲ、Ⅵ、Ⅷ

(C) Ⅳ、Ⅵ、Ⅷ、Ⅸ　　(D) Ⅱ、Ⅳ、Ⅵ、Ⅷ

206 在岩溶发育地段，铁路行业规范规定路基工程钻探深度一般应至路基基底下一定深度（不含桩基）。请问这个深度应为_____。

(A) 3～5m　　(B) 10～15m

(C) 8m 以上　　(D) 完整基岩内 10m

207 下述地表形态中哪种不能作为判断滑坡已处于滑动阶段的标志特征，_____。

(A) 滑坡周界已形成，错台清晰　　(B) 坡面上开始出现不连续裂缝

(C) 坡面上生长歪斜树木　　(D) 坡脚有泉水出露或形成湿地

208 按《岩土工程勘察规范》（GB 50021—2001），滑坡稳定性验算，其滑面（滑带）的计算模型是_____。

（A）平面　　（B）圆弧　　（C）折线　　（D）曲面

209 对于小窑采空区，下列哪种说法是错误的_____。

（A）地表变形形成移动盆地

（B）应避开地表裂缝，陷坑地段。

（C）当采空区采深采厚比大于30，且地表已经稳定，对于次要建筑物可不进行稳定性评价

（D）地基处理措施可根据矿区经验

210 对水平或缓倾斜煤层上的地表移动盆地，以下几项特征中哪项是错误的_____。

（A）盆地位于采空区正上方

（B）盆地面积大于采空区

（C）地表最大下沉值位于盆地中央部分

（D）地表最大水平移动值位于盆地中央部分

211 按《岩土工程勘察规范》（GB 50021—2001），对下列崩塌区的建筑适宜性评价，是按崩塌规模和处理难易程度，以下哪项是正确的_____。

（A）规模大，破坏后果很严重，难于治理的，不宜作为工程场地；

（B）规模较大，破坏后果严重，但可进行加固处理的，线路应采取防护措施；

（C）规模小，破坏后果不严重，可作为工程场地；

（D）规模小，破坏后果不严重，可作为工程场地，但对不稳定危岩采取防治措施。

212 对设计等级为二级及以下的建筑物，当地基属于下列哪种条件时，可不考虑岩溶稳定性的不利影响_____。

（A）岩溶水通道堵塞或涌水，有可能造成场地被淹

（B）有酸性生产废水流经岩溶通道地区

（C）微风化硬质围岩，顶板厚度等于或大于洞跨

（D）基础底面以下土层厚度大于条形基础宽度的3倍，且不具备形成土洞或其他地面变形的条件。

213 按太沙基土体极限平衡理论，粘性土（$\varphi=0°$）的直立边坡的极限高度接近于下列_____种高度。

（A）$h_u=\frac{8c}{\gamma}$　　（B）$h_u=\frac{6c}{\gamma}$　　（C）$h_u=\frac{4c}{\gamma}$　　（D）$h_u=\frac{2c}{\gamma}$

214 地基土为中密细砂地基土承载力特征值为200kPa，按《建筑抗震设计规范》（GB 50011—2001）进行天然地基基础抗震验算。问在地震组合荷载作用下，基础边缘最大压力值不应超过下列_____个数值。

（A）220kPa　　（B）240kPa　　（C）264kPa　　（D）312kPa

215 地基液化等级为中等，丙类建筑，按《建筑抗震设计规范》（GB 50011—2001）规定，下列哪条是必须采取的抗液化措施_____。

（A）全部消除液化沉陷

（B）部分消除液化沉陷且对基础和上部结构处理

(C) 基础和上部结构处理，或更高要求的措施

(D) 可不采取措施，或采取其他经济措施

216 下列哪条是进行点载荷试验的主要目的_____。

(A) 确定土的地基承载力　　(B) 通过换算求得土的变形模量

(C) 通过换算求得岩石的弹性模量　　(D) 通过换算求得岩石的强度

217 下列哪条符合压缩指数的涵义（e—孔隙比，p—压力，p_c—先期固结压力）_____。

(A) e-p 曲线上某两点割线的斜率　　(B) e-p 曲线初始段的斜率

(C) e-lg$p$ 曲线上 p_c 以前的直线斜率　　(D) e-lg$p$ 曲线上 p_c 以后的直线段的斜率

218 下列哪条符合软粘土（$\varphi \approx 0$）的不排水抗剪强度 c_u 与无侧限抗压强度 q_u 之间的关系_____。

(A) $c_u = q_u$　　(B) $c_u = \frac{1}{2} q_u$　　(C) $q_u = \frac{1}{2} c_u$　　(D) q_u 与 c_u 无关

219 孔压静力触探在测定锥尖阻力和侧摩阻力的同时，还可以有其他功能。下列哪条是孔压静力触探目前还做不到的_____。

(A) 测定静止土压力系数　　(B) 估计土的固结系数

(C) 估计土的渗透系数　　(D) 判断土的分类名称

220 单孔法测剪切波波速时，用锤击板侧面的方法来激振。在识别 S 波初至波形时，下列哪条不能作为识别的特征_____。

(A) S 波先于 P 波到达　　(B) S 波初至波比 P 波到达晚

(C) S 波的波幅较 P 波大　　(D) 相反方向敲击，S 波的相位差 180°

221 圆锥动力触探的“超前”和“滞后”效应，常发生在下列哪种界面上_____。

(A) 软硬地层接触的界面上　　(B) 地下水位上下的界面上

(C) 贯入操作暂停时的前后界面上　　(D) 达到某一临界深度上下的界面上

222 在进行高层建筑（箱形基础）地基勘察时，下列各条中哪条一般是可以不予考虑的_____。

(A) 地基不均产生差异沉降引起的上部结构局部倾斜

(B) 地基不均引起的整体倾斜

(C) 主楼与裙房之间的沉降差

(D) 大荷载、高重心对抗震的要求

223 在节理裂隙发育的强—中等风化花岗岩岩体中，开挖形成一条走向为 N60°W 的高斜坡，延伸较长，坡面倾向南偏西，倾角 45°。花岗岩岩体内发育有四组节理裂隙（裂隙中有粘土充填），其产状分别如下。其中_____组节理裂隙对斜坡稳定性的影响最为不利。

(A) $N85°W < 70°S$　　(B) $N85°W < 25°N$

(C) $N50°W < 35°S$　　(D) $N50°W < 65°N$

224 为保证标准贯入试验成果的可靠性，钻探时应注意保证质量，下列哪种要求是不正确的_____。

(A) 标贯位置以上 1.0m 范围内不得采用冲击或振动钻进

(B) 孔底不应有沉渣

（C）不宜采用泥浆护壁

（D）孔内水位不得低于孔外水位

225 为了确定岩石质量指标（RQD），下列要求中哪个是正确的_____。

（A）采用直径 110mm 金刚石钻头，双层岩芯管钻进，回次进尺所取岩芯中长度≥10cm的岩芯段的累计长度与该回次钻进深度之比为 RQD

（B）采用直径 110mm 合金钻头，双层岩芯管钻进，回次进尺所取岩芯中长度≥20cm的岩芯段的累计长度与该回次钻进深度之比为 RQD

（C）采用直径 75mm 金刚石钻头，双层岩芯管钻进，回次进尺所取岩芯中长度≥10cm的岩芯段的累计长度与该回次钻进深度之比为 RQD

（D）采用直径 75mm 合金钻头，双层岩芯管钻进，回次进尺所取岩芯中长度≥20cm的岩芯段的累计长度与该回次钻进深度之比为 RQD

226 当地表面水平方向存在高电阻率屏蔽层时，按《铁路工程地质勘察规范》（TB 10012—2001），采用以下哪种物探方法最适宜_____。

（A）电测探法　（B）交流电磁法　（C）高密度电剖面法　（D）电剖面法

227 对于原状取土器，下列哪种说法是正确的_____。

（A）固定活塞薄壁取土器的活塞是固定在薄壁筒内，不能在筒内上下移动

（B）自由活塞薄壁取土器的活塞在取样时可以在薄壁筒内自由上下移动

（C）回转式三重管（单、双动）取土器取样时，必须用冲洗液循环作业

（D）水压固定活塞薄壁取土器取样时，必须用冲洗液循环作业

228 根据《水利水电工程地质勘察规范》（GB 50287—99），初步设计阶段坝基、坝肩及帷幕线上的基岩钻孔压水试验，当坝高大于 200m 时，为查明渗透性各向异性的定向渗透试验应采用下列哪种水头_____。

（A）设计水头　（B）2MPa 压力水头

（C）大于设计水头　（D）0.8 倍设计水头

229 通过水质分析，表明水中同时存在有氯化物和硫酸盐，在评价水对钢筋混凝土结构中钢筋的腐蚀性时，按《岩土工程勘察规范》（GB 50021—2001），其中 Cl^- 含量是指_____。

（A）Cl^- 含量与 SO_4^{2-} 含量之和　（B）Cl^- 含量与 SO_4^{2-} 含量折算值之和

（C）Cl^- 含量折算值与 SO_4^{2-} 含量之和　（D）不计 SO_4^{2-} 含量

230 根据《湿陷性黄土地区建筑规范》（GBJ 25—90）判定建筑场地的湿陷类型时，下列哪条是定为自重湿陷性黄土场地的充分且必要条件_____。

（A）湿陷系数大于或等 0.015　（B）自重湿陷系数大于或等于 0.015

（C）实测或计算自重湿陷量大于 7cm　（D）总湿陷量大于 30cm

231 某设计等级为乙级的工程位于甘肃地区某大河的三级阶地上，黄土厚 30m 左右，其下为中生代的砂页岩，地下水以裂隙水的形式赋存于基岩内。场地表面平坦，但多碟形凹地，有的颇具规模。该工程的主要建筑物将采用条形基础，宽度 $b = 2.5$m，埋深 $d = 3.0$m。在确定初步勘察阶段控制性取土勘探点深度时，下列哪条是正确的_____。

（A）控制性勘探点的深度应大于等于 $3b + d$，即大于等于 10.5m

（B）控制性勘探点的深度应大于基底下 10m，即大于等于 13m

（C）控制性勘探点的深度应达基岩面

（D）控制性勘探点的深度应大于基底下 15m，即大于等于 18m

232 按《铁路工程地质勘察规范》（TB 10012—2001，J124—2001），在膨胀岩土地区进行铁路选线，以下哪条不符合选线原则_____。

（A）线路宜在地面平整、植被良好的地段采用浅挖低填通过

（B）线路宜沿山前斜坡及不同地貌单元的结合带通过

（C）线路宜避开地层呈多元结构或有软羽夹层的地段

（D）线路宜绕避地下水发育的膨胀岩土地段

233 某内陆盐渍土，土中易溶盐分析成果，$\frac{C(Cl^-)}{2C(SO_4^{2-})}=0.8$，含盐量为 8.8%，按《岩土工程勘察规范》（GB 50021—2001），该盐渍土属于下列哪种含盐类型_____。

（A）氯盐超盐渍土　　（B）亚硫酸盐超盐渍土

（C）氯盐强盐渍土　　（D）硫酸盐强盐渍土

234 某土样取土深度为 22.0m，测得先期固结压力为 350kPa，地下水位为 4.0m，水位以上土的密度为 1.85g/cm^3，水位以下土的密度为 1.90g/cm^3。该土样的超固结比（OCR）最接近下列哪个值_____。

（A）<0　　（B）1.48　　（C）1.10　　（D）2.46

235 根据《水利水电工程地质勘察规范》（GB 50287—99），具有整体块状结构、层状结构的硬质岩体抗剪断强度试验呈脆性破坏时，下列坝基抗剪强度取值方法中哪种是错误的_____。

（A）拱坝应采用峰值强度的平均值作为标准值

（B）重力坝应采用峰值强度的小值平均值作为标准值

（C）拱坝应采用屈服强度作为标准值

（D）采用优定斜率法的下限值作为标准值

236 对岩石斜坡，下列哪种情况对斜坡稳定性最不利_____。

（A）岩层倾向与斜坡同向，倾角大于 45°且大于斜坡坡度

（B）岩层倾向与斜坡同向，倾角大于 45°且小于斜坡坡度

（C）岩层倾向与斜坡同向，两者倾角相等

（D）岩层倾向与斜坡逆向，倾角大于 45°，斜坡较陡

237 下列对泥石流流域的划分中哪种划分方法符合《岩土工程勘察规范》（GB 50021—2001）_____。

（A）物质汇集区和物质堆积区　　（B）物源段、陡沟段和缓坡段

（C）形成区、流通区和堆积区　　（D）汇流段、急流段和散流段

238 在碳酸盐岩石地区，土洞和塌陷一般由下列哪种原因产生_____。

（A）地下水渗流　　（B）岩溶和地下水作用

（C）动植物活动　　（D）含盐土溶蚀

239 下列哪条不属于形成泥石流的必要条件_____。

（A）有陡峻、便于集水、聚物的地形　（B）有丰富的松散物质来源

(C) 有宽阔的排泄通道　　(D) 短期内有大量的水的来源及其汇集

240 素土和灰土垫层土料的施工含水量应控制在最优含水量 $w_{op} \pm 2\%$ 的范围内。这个最优含水量与下列哪项因素是没有关系的_____。

(A) 土料的天然含水量　　(B) 土料的可塑性

(C) 土料中的粗颗粒含量　　(D) 击实试验的击实能量

241 经处理后的地基，当按地基承载力确定基础底面积及埋深而需要对地基承载力特征值进行修正时，按《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2002) 下列哪种取值方法是正确的_____。

(A) 宽度修正系数取零，深度修正系数取 1.0

(B) 宽度修正系数取 1.0，深度修正系数取零

(C) 宽度修正系数和深度修正系数按《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002) 的相应规定取值

(D) 宽度修正系数和深度修正系数的取值根据地基处理后的实际效果而定

242 换填法浅层地基处理在选择材料时，下列哪种材料比较适合于处理厚层湿陷性黄土_____。

(A) 级配良好、不含植物残体垃圾的砂石

(B) 有机含量小于 5%、夹有粒径小于 50mm 石块、碎砖的素土

(C) 体积配比为 3:7 或 2:8 的灰土

(D) 质地坚硬、性能稳定、无腐蚀性的粗粒工业废渣

243 在确定强夯法处理地基的夯点夯击次数时，下列哪条可以不作为考虑的因素_____。

(A) 土中超孔隙水压力的消散时间　　(B) 最后两击的平均夯沉量

(C) 夯坑周围地面的隆起程度　　(D) 夯击形成的夯坑深度

244 碎石桩单桩竖向承载力主要取决于下列哪种因素组合_____。

(A) 碎石桩的桩长、桩径和桩身密实度

(B) 碎石桩的桩径、桩身密实度和桩周土的抗剪强度

(C) 碎石桩的桩径、桩长和桩周土的抗剪强度

(D) 碎石桩的桩径、桩周土和桩底土层的抗剪强度

245 下列叙述中哪种要求是错误的_____。

(A) 砂石桩法处理范围应大于建筑物基础范围

(B) 水泥土搅拌法处理范围应大于建筑物基础范围

(C) 振冲置换法处理范围应根据建筑物的重要性和场地条件确定，通常都大于基础范围

(D) 强夯法处理范围应大于建筑物基础范围

246 为减小或消除桩基因填土沉陷产生的负摩阻力，宜采用下列哪项措施_____。

(A) 先成桩后填土

(B) 先填土并夯实，然后成桩

(C) 先填土后成桩，成桩后对填土实施浸水

(D) 先成桩后填土并夯实

247 受偏心荷载的柱下独立多桩基础，其承台除应验算受柱冲切的承载力外，尚应验算

下列哪种桩冲切的承载力_____。

（A）受中心桩冲切的承载力　　（B）受偏心一侧边桩冲切的承载力

（C）受偏心一侧角桩冲切的承载力　　（D）受偏心反侧角桩冲切的承载力

248 由桩径 $d=800\text{mm}$ 的灌注桩组成的桩群，其横向及纵向桩距 $S_{ax}=S_{ay}=3d$，因大面积填土引起桩周出现负摩阻力，其平均负摩阻力标准值 $q_s^n=15\text{kPa}$，负摩阻区桩周土平均有效重度 $\gamma'_m=10\text{kN/m}^3$，问按《建筑桩基技术规范》（JGJ 94—94）规定，桩群的负摩阻力群桩效应系数 η_n，应取下列哪个数值_____。

（A）1.35　　（B）0.56　　（C）1.0　　（D）0.74

249 某工程采用钻孔灌注桩，对其中3根桩分别进行了单桩竖向抗压静载试验，实测极限承载力分别为 $Q_{u1}=2500\text{kN}$，$Q_{u2}=2700\text{kN}$，$Q_{u3}=3000\text{kN}$，按《建筑桩基技术规范》（JGJ 94—94）经过计算统计特征值 α_i、S_n 后，确定了试桩的单桩竖向极限承载力标准值 Q_{uk}。下列哪组 S_n 及 Q_{uk} 是正确的_____。

（A）$S_n=0.15$，$Q_{uk}=2.9\times10^3\text{kN}$　　（B）$S_n=0.092$，$Q_{uk}=2.7\times10^3\text{kN}$

（C）$S_n=0.092$，$Q_{uk}=2.5\times10^3\text{kN}$　　（D）$S_n=0.13$，$Q_{uk}=3.0\times10^3\text{kN}$

250 桩径 $d=800\text{mm}$ 的钻孔灌注桩，桩端扩底直径 $D=1.6\text{m}$，桩端持力层为硬塑粘性土，根据《建筑桩基技术规范》（JGJ 94—94）关于确定大直径桩单桩竖向极限承载力标准值的规定，如果以 Q_{pk}^D 和 Q_{pk}^d 分别表示扩底桩和不扩底桩的单桩总极限端阻力，比值 Q_{pk}^D/Q_{pk}^d 将等于下列哪个数值_____。

（A）3.36　　（B）3.17　　（C）4.0　　（D）2

251 对松散砂土地基，打入混凝土预制桩（承台宽度与桩的入土深度之比约为0.7，桩中心距为 $5d$），按照《建筑桩基技术规范》（JGJ 94—94）规定，其侧阻端阻综合群桩效应系数 η_{sp} 的取值符合下列哪种情况_____。

（A）小于1　　（B）等于1　　（C）大于1　　（D）不确定

252 按《岩土工程勘察规范》（GB 50021—2001），下列岩体完整程度定性划分与岩体完整性指数（K）的哪组对应关系是正确的_____。

	完整性指数	完整	较完整	较破碎	破碎	极破碎
（A）	K	>0.8	0.80~0.60	0.60~0.40	0.40~0.20	<0.20
（B）	K	>0.75	0.75~0.55	0.55~0.35	0.35~0.15	<0.15
（C）	K	>0.90	0.90~0.60	0.60~0.40	0.40~0.15	<0.15
（D）	K	>0.60	0.60~0.45	0.45~0.30	0.30~0.15	<0.15

253 某岩体为完整的较软岩，作为地下工程的围岩，按《岩土工程勘察规范》（GB 50021—2001），其勘探深度宜钻入洞底_____。

（A）1~3m；　　（B）3~5m；

（C）6~8m；　　（D）根据实际情况确定。

254 水利水电工程勘察的初步设计阶段，在下列各项对地下洞室的勘察要求中，哪项是对高水头压力管道地段规定的特别要求_____。

（A）查明地形地貌条件　　（B）查明地下水位、水压、水温和水化学成分

（C）进行围岩工程的地质分类　　（D）查明上覆山体的应力状态与稳定性

255 在《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—99)中，对于基坑支护结构承载能力极限状态作出了相应的规定，下列哪种提法是不符合规定的_____。

(A) 支护结构超过最大承载能力

(B) 土体失稳

(C) 过大变形导致支护结构或基坑周边环境破坏

(D) 支护结构变形已妨碍地下结构施工

256 在《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—99)中，对于基坑支护结构土钉墙类型适用于下列哪种情况_____。

(A) 地下水丰富且需防止管涌

(B) 基坑侧壁安全等级为一级

(C) 基坑高度 20m 以下的软土场地

(D) 基坑侧壁安全等级为二、三级，基坑深度不大于 12m 的非软土场地

257 进行挡土墙设计时，下列各项中哪项不是计算土压力的必要参数_____。

(A) 填土重度　　(B) 填土的内摩擦角

(C) 填土对挡土墙背的摩擦角　　(D) 填土的含水量

258 在对沿河铁路路堤边坡受河水冲刷地段进行防护设计时，采用浆砌片石护坡或混凝土护坡方案，最适用于以下哪种条件_____。

(A) 不受主流冲刷的路堤防护

(B) 主流冲刷及波浪作用强烈处的路堤防护

(C) 有浅滩地段的河岸冲刷防护

(D) 峡谷急流和水流冲刷严重河段防护

259 对于铁路重力式挡土墙设计，下列荷载哪项不属于荷载主力_____。

(A) 墙身重力及顶面上恒载　　(B) 墙背岩土主动土压力

(C) 常水位时静水压力和浮力　　(D) 设计水位时静水压力和浮力

260 分析建造在不透水地基上的均质土坝在长期蓄水的工况下的稳定性时，应采用以下哪种方法确定坝体压实土料的抗剪强度_____。

(A) 总应力法

(B) 有效应力法

(C) 既能采用总应力法，也能采用有效应力法

(D) 总应力法和有效应力法兼用，取强度指标低者，供稳定分析用

261 《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2002)规定，复合地基载荷试验可按相对变形值(s/b 或 s/d)确定复合地基承载力特征值。在正常的试验情况下，如果相对变形值取值偏大，则根据载荷试验结果确定复合地基承载力时会出现下列哪种情况_____。

(A) 对确定复合地基承载力没有影响

(B) 沉降急剧增大，土被挤出或压板周围出现明显的裂缝

(C) 所确定的复合地基承载力偏小

(D) 所确定的复合地基承载力偏大

262 在选择软土地基的处理方案时，下列哪种说法是错误的_____。

(A) 软土层浅而薄，经常采用简单的表层处理

（B）软土层即使浅而薄，但作为重要构造物的地基仍然需要挖除换填

（C）在软土层很厚时，不适合采用砂井排水法

（D）软土层顶部有较厚的砂层时，主要是沉降问题

263 当采用换土法来处理公路路基的软土地基时，下列哪种说法是错误的_____。

（A）当软土层厚度较小时，一般可采用全部挖除换填的方法；当软土层厚度较大时，可采用部分挖除换填的方法

（B）在常年积水、排水困难的洼地，软土呈流动状态，且厚度较薄时，可采用抛石挤淤法

（C）当软土层较厚、稠度较大、路堤较高且施工工期紧迫时，可采用爆破排淤法

（D）由于爆破排淤法先填后爆的方法易于控制，工效较高，对于软土较薄的情况也应当优先采用

264 挤密砂石桩的施工，必须对施工质量进行检验，下面哪条可不作为评估施工质量的依据_____。

（A）砂石桩的沉管时间

（B）各段的填砂石量、提升及挤压时间

（C）砂石料的孔隙率

（D）桩位偏差、桩体垂直度、施工记录和试验结果

265 厚层软粘土地基，初步设计拟采用水泥土搅拌桩复合地基方案。经估算，复合地基承载力可满足要求，但工后沉降计算值超过了限值。为了有效地减少复合地基沉降量，应采取下列哪项措施是最有效的_____。

（A）提高复合地基置换率　　（B）提高水泥掺合比

（C）增加桩长　　（D）扩大桩径

266 搅拌桩复合地基承载力特征值在初步设计时可按下式估算 $f_{sp,k}=m\frac{R_a}{A_p}+\beta(1-m)f_{sk}$，式中有 m 和 β 两个系数。下列哪种说法是正确的_____。

（A）m 值由计算而得，β 值凭经验取得（B）m 值凭经验而得，β 值由计算而得

（C）m 值和 β 值都由计算而得　　（D）m 值和 β 值都凭经验取得

267 按《公路路基设计规范》（JTJ 013—95），沿河及受水浸淹地段的路堤的边缘标高，应按照下列哪项来确定_____。

（A）应高出设计水位加壅水高、波浪侵袭高和安全高度

（B）应高出设计水位加壅水高和波浪侵袭高

（C）应高出设计水位加壅水高

（D）应高出设计水位

268 粗料（粒径大于5mm的颗粒）含量超过50%的砾石土，一般不适宜用来填筑土石坝的防渗体。其主要原因与下列哪条有关_____。

（A）土的均匀性差

（B）不易压实

（C）填筑含水量不易控制

（D）压实后土体的防渗性有可能满足不了设计要求

269 新设计某土质边坡属一般工程，计算边坡的稳定性，如采用峰值抗剪强度为计算参数，按《岩土工程勘察规范》（GB 50021—2001）其稳定系数 F_s 宜采用下列_____个数值。

（A）1.50　　（B）1.30　　（C）1.25　　（D）1.15

270 基坑支护设计中，当按照《建筑基坑支护技术规程》（JGJ 120—99）对基坑外侧水平荷载的计算与参数取值时，下列哪项计算原则是错误的_____。

（A）水平荷载可按当地可靠经验确定

（B）对砂土及粘性土可用水土分算式计算水平荷载

（C）当基坑开挖面以上水平荷载为负值时，应取零

（D）计算土压力使用的强度参数由三轴试验确定，有可靠经验时，可采用直接剪切试验

271 作为排桩的钻孔灌注桩，按《建筑基坑支护技术规程》（JGJ 120—99）规定，施工时桩底沉渣厚度不宜超过下列哪个数值_____。

（A）200mm　　（B）100mm　　（C）300mm　　（D）500mm

272 在进行滑坡稳定性评价时，应选取推力最大的滑动面（带）确定滑坡推力，滑坡推力作用点应取滑体厚度的_____处。

（A）1/2　　（B）1/3

（C）2/3　　（D）根据滑动面上的内摩擦角和粘聚力而定

273 换填垫层的材料为灰土，垫层厚度 1.5m，条形基础宽度 1.8m，垫层底面宽度应为_____。

（A）3.9m　　（B）2.0m　　（C）3.0m　　（D）2.5m

274 某工程采用夯实水泥土桩进行地基处理，桩径 0.4m，桩间距 1.5m，在竣工验收时，要求进行单桩复合地基载荷试验，当采用正方形布桩时，其压板面积为_____；当采用等边三角形布桩时，其压板面积为_____，

（A）$2.25m^2$　　（B）$1.93m^2$　　（C）$0.98m^2$　　（D）$1.05m^2$

275 判断地基土属于高压缩性的指标是_____。

（A）孔隙比大于 1　　（B）液性指数大于 1

（C）地基承载力特征值 $f_{ak} < 120kPa$　　（D）压缩系数大于 $0.5MPa^{-1}$

276 验算桩基受地震作用时，按 JGJ 94—94 规范，其建筑桩基重要性系数 γ_0 应为_____。

（A）1.1　　（B）1.0　　（C）1.25　　（D）1.2

277 按 JGJ 94—94 规范，在计算桩基承载力时，其群桩效应系数 $\eta_s = \eta_p = 1$ 的情况应是，_____。

（A）端承桩

（B）承台下桩数不超过 3 根的桩基

（C）由静载试验确定单桩承载力时

（D）承台下存在可液化土、湿陷性黄土和高灵敏软土时

278 按 JGJ 94—94 规范，在计算桩基最终沉降时，在哪种条件下可采用等效作用分层总和法_____。

（A）桩数超过 3 根的群桩

（B）桩长小于 25m 的群桩

（C）桩中心距小于 6 倍桩径的群桩

（D）$M/F \leqslant B_c/6$ 的群桩（M、F 为弯矩和竖向力设计值；B_c 为承台宽度）。

279 关于砂土液化，下面的 4 种论点，哪种是错误的_____。

（A）密实度愈大的砂土，愈不易产生液化

（B）粘粒含量愈高的砂土，愈易产生液化

（C）标准贯入击数愈高的砂土，愈不易产生液化

（D）打桩的挤土作用有利于消除液化沉陷

280 某挡土墙墙背填土面与水平面的夹角从零增大到 15°，作用于挡土墙基础底面的合力的偏心距将会发生_____变化。

（A）减小　　（B）增大　　（C）不变　　（D）不能确定

281 根据“建筑地基基础设计规范”（GB 50007—2002）的方法，计算挡土墙的主动土压力时，假定墙背很粗糙，排水良好，挡土墙墙背与填土的摩擦角 δ 为_____值。

（A）$\delta = 0$　　（B）$\delta = 0.3$

（C）$\delta = 0.67\varphi_k$　　（D）$\delta =$（0.5 ~ 0.67）φ_k

282 根据“建筑地基基础设计规范”（GB 50007—2002）规定，主动土压力系数的经验方法对墙后填土的粘聚力作哪种假定_____。

（A）粘聚力 $c = 0$

（B）没有考虑 c 的影响

（C）由规定的干密度和排水条件控制的粘聚力经验值

（D）采用等效内摩擦角的方法考虑粘聚力的影响

283 某建筑物条形基础，埋深 1.5m，条形基础轴线间距为 8m，作用基础顶面的竖向荷载 $F_k = 400\text{kN/m}$，修正后地基承载力特征值 $f_a \approx 200\text{kPa}$，无明显的软羽或坚硬下卧层，进行该工程详勘时，勘探孔深宜为_____。

（A）8m　　（B）10m　　（C）12mn　　（D）15m

284 在粘性土中进行平板载荷试验，承压板面积 0.25m^2，各级荷载及相应的累积沉降如下表：

p/kPa	54	81	108	135	162	189	216	243
s/mm	2.15	5.01	8.95	13.9	21.05	30.55	40.35	48.50

若按 $s/b = 1\%$ 所对应荷载为地基承载力特征值，则该载荷试验所确定的地基承载力特征值为_____。

（A）81kPa　　（B）110kPa　　（C）150kPa　　（D）216kPa

285 某住宅小区两幢高层建筑基坑支护，施工图预算为 131 万元，岩土工程设计概算符合正确性精度要求的是_____。

（A）150 万元　　（B）146 万元　　（C）143 万元　　（D）137 万元

286 某河中构筑物岩土工程勘探 1 号钻孔深度 20m，河水深度 12m，岩土地层为：0 ~ 3m 砂土；3 ~ 5m 硬塑粘性土，5 ~ 7m 为粒径 ≤50mm 含量大于 50% 的卵石，7 ~ 10m 为

软岩，10～20m为较硬岩。0～10m跟管钻进，按2002年版工程勘察收费标准计算，其收费应为_____。

（A）15028元　　（B）5604元　　（C）13199元　　（D）12570元

287 当采用挖填法处理地基时，若基底宽度为10.0m，在基底下铺厚度为2.0m的灰土垫层，为了满足基础底面应力扩散的要求，垫层底面宽度应超出基础底面宽度为_____。

（A）0.6m　　（B）1.2m　　（C）1.8m　　（D）2.1m

288 某小型工程采用振冲法地基处理，填料为砂土，桩径0.6m，等边三角形布桩，桩中心距1.5m，根据当地经验，处理后桩间土承载力特征值f_{sk}=120kPa，其复合地基承载力特征值应为（桩土应力比n=3）_____。

（A）145kPa　　（B）155kPa　　（C）165kPa　　（D）175kPa

289 某场地，经载荷试验得到天然地基承载力特征值为120kPa，设计要求经砂石桩法地基处理后复合地基承载力特征值达160kPa，桩径0.9m，正方形布桩，桩中心距为1.5m，其砂石桩桩体单桩载荷试验承载力应达_____。

（A）220kPa　　（B）243kPa　　（C）264kPa　　（D）280kPa

290 某松散砂土地基，处理前现场测得砂土孔隙比为0.81，土工试验测得砂土的最大、最小孔隙比分别为0.9和0.6，采用砂石桩法处理地基，要求挤密后砂土地基达到相对密度0.8，若桩径为0.7m，等边三角形布桩，那么砂石桩的桩距应为_____（修正系数ξ=1.1）。

（A）2.0m　　（B）2.32m　　（C）2.54m　　（D）2.38m

291 某一辆重车的总重力为300kN，按横向分布两辆车，荷载分布长度为5.6m，荷载分布宽度为5.5m考虑，如果将相应的车辆荷载换算成为底面积相同，重度为18.2kN/m^{3}土柱的当量高度，该当量高度应为_____。

（A）2.07m　　（B）1.57m　　（C）1.07m　　（D）0.57m

292 有一饱和软粘土层，厚度H=6m，压缩模量E_s=1.5MPa，地下水位与饱和软粘土层顶面相齐，现准备分层铺设80cm砂垫层（γ=18kN/m^3），设置塑料排水板至饱和软粘土层底面，然后采用80kPa大面积真空预压3个月，固结度达到85%，此时的残留沉降为（沉降修正系数取1.0，附加应力不随深度变化）_____。

（A）9mm　　（B）200mm　　（C）300mm　　（D）400mm

293 某场地湿陷性黄土厚度6～6.5m，平均干密度ρ_d=1.25t/m^3，设计要求消除黄土湿陷性，地基经治理后，桩间土最大干密度要求达到1.60t/m^3，现决定采用挤密灰土桩处理地基，桩径0.4m，等边三角形布桩，该场地灰土桩的桩距应为_____。

（A）0.95m　　（B）1.0m　　（C）1.1m　　（D）1.2m

294 振冲法复合地基，填料为砂土，粒径0.8m，等边三角形布桩，桩距2.0m，现场载荷试验结果复合地基承载力特征值为200kPa，桩间土承载力特征值150kPa，根据承载力估算公式计算的桩土应力比为_____。

（A）2.8　　（B）3.0　　（C）3.3　　（D）3.5

295 某水利水电地下工程围岩为花岗岩，岩石饱和单轴抗压强度R_b=83MPa，岩体完整性系数K_v=0.78，围岩的最大主应力σ_m=25MPa，按“水利水电工程地质勘察规范”

（GB 50287—99）规定，其围岩强度应力比 s 应为的数值和应力状态是_____。

（A）$s=2.78$，中等初始应力状态　　（B）$s=2.59$，中等初始应力状态

（C）$s=1.98$，强初始应力状态　　（D）$s=4.10$，弱初始应力状态

296 某一非浸水、基底面为水平的重力式挡土墙，作用于基底上的总垂直力 $N=192\text{kN}$，墙后主动土压力总水平分力 $E_x=75\text{kN}$，墙前土压力水平分力忽略不计，基底与地层间摩擦系数 $f=0.5$，按“铁路路基支挡结构设计规范”（TB 10025—2001，J127—2001）所规定的方法计算，挡土墙沿基底的抗滑动稳定系数 K_c 应为_____。

（A）1.12　　（B）1.20　　（C）1.28　　（D）2.56

297 某岩体的岩石单轴饱和抗压强度为 10MPa，在现场做岩体的波速试验 $V_{pm}=4.0\text{km/s}$，在室内对岩块进行波速试验 $V_{pr}=5.2\text{km/s}$，如不考虑地下水，软羽结构面及初始应力的影响，按“工程岩体分级标准”（GB 50218—94）计算岩体基本质量指标 BQ 值和确定基本质量级别，其结果应为_____。

（A）312.3，Ⅳ级　（B）267.5，Ⅳ级　（C）486.8，Ⅱ级　（D）320.0，Ⅲ级

298 某坝基由 a、b、c 三层水平土层组成，厚度分别为 8m、5m 和 7m，这三层土都是各向异性的，土层 a、b、c 的垂直向和水平向的渗透系数分别为 $K_{av}=0.010\text{m/s}$；$K_{ah}=0.040\text{m/s}$；$K_{bv}=0.020\text{m/s}$；$K_{bh}=0.050\text{m/s}$；$K_{cv}=0.030\text{m/s}$；$K_{ch}=0.090\text{m/s}$，当水垂直于土层层面渗流时，三层土的平均渗透系数是 K_{vave}，当平行于土层层面渗流时，三层土的平均渗透系数是 K_{have}，其平均渗透系数应为_____。

（A）$K_{vave}=0.0734\text{m/s}$，$K_{have}=0.1562\text{m/s}$

（B）$K_{vave}=0.0008\text{m/s}$，$K_{have}=0.0006\text{m/s}$

（C）$K_{vave}=0.0156\text{m/s}$，$K_{have}=0.0600\text{m/s}$

（D）$K_{vave}=0.0087\text{m/s}$，$K_{have}=0.0600\text{m/s}$

299 某一水利水电地下工程，围岩岩石强度评分为 25，岩体完整程度评分为 30，结构面状态评分为 15，地下水评分为 -2，主要结构面评分为 -5，按“水利水电工程地质勘察规范”（GB 50287—99），其围岩类别应为_____。

（A）Ⅰ类　　（B）Ⅱ类　　（C）Ⅲ类　　（D）Ⅳ类

300 某铁路路堤边坡高度 $H=22\text{m}$，填料为细粒土，道床边坡坡率 $m=1.75$，沉降比 c 取 0.015，按“铁路路基设计规范”（TB 10001—99），路堤每侧应加宽量为_____。

（A）0.19m　　（B）0.39m　　（C）0.50m　　（D）0.58m

301 岩土参数的标准值应等于_____。

（A）岩土参数的平均值乘以回归修正系数

（B）岩土参数平均值乘以变异系数

（C）岩土参数平均值除以回归修正系数

（D）平均值的 95%

302 按正常使用极限状态要求进行岩土工程计算，不能用于评价_____。

（A）地基稳定性　　（B）岩土变形

（C）岩土层动力反应　　（D）涌水量

303 根据《水利水电工程地质勘察规范》（GB50287—99），初步设计阶段，坝基、坝肩及帷幕线上的基岩钻孔压水试验，当坝高大于 200m 时，为查明渗透性各向异性的定向

渗透试验应采用的水头是_____。

（A）设计水头　　（B）2MPa 压力水头

（C）大于设计水头　　（D）0.8 倍设计水头

304 某土样取土深度为 22m，测得先期固结压力为 350kPa，地下水位为 4.0m，水位以上土的密度为 1.85g/cm^3，水位以下土的密度为 1.90g/cm^3，该土样的超固结比（OCR）最接近的值是_____。

（A）＜0　　（B）1.48　　（C）1.10　　（D）2.46

305 从沉积土层的应力历史考虑，欠压密土是_____。

（A）先期固结压力小于上覆有效自重应力的土

（B）软土

（C）压缩系数大于 1.0MPa^{-1}的土

（D）全新沉积的土

306 进行点载荷试验的主要目的是_____。

（A）通过换算求得岩石的单轴抗压强度

（B）通过换算求得土的变形模量

（C）通过换算求得岩石的弹性模量

（D）确定地基承载力

307 某沉井基础，采用自然下沉受阻，为使沉井下沉，简便、经济的措施是_____。

（A）加压重，强迫下沉

（B）用高压水枪在沉井外壁射水下沉

（C）沉井外壁另加空气幕以减少井壁摩擦力，以利沉井下沉

（D）抽水下沉

308 堆载预压处理软粘土地基时，超载预压是指_____。

（A）受压土层各点的有效竖向应力大于建筑物荷载引起的相应点的附加应力

（B）和真空预压进行联合预压

（C）在土中设置砂井或塑料排水带加速排水固结

（D）在预压荷载旁边施加荷载

309 真空预压法处理软粘土地基的固结压力应_____。

（A）使真空度保持 650mmHg 以上

（B）分级施加、防止地基破坏

（C）根据地基承载力确定

（D）分级加荷，逐步提高承载力

310 砂石桩法处理粘土地基的施工顺序是_____。

（A）从中间向外围施工　　（B）隔排施工

（C）从外围向中间施工　　（D）从两侧向中间施工

311 强夯置换法处理软粘土的承载力应根据_____确定地基承载力

（A）墩体承载力

（B）墩体和墩间土承载力进行复合地基承载力估算

（C）墩体复合地基载荷试验

(D) 动力触探

312 夯实水泥土桩桩身质量检验可用_____

(A) 做干密度试验

(B) 轻便动力触探

(C) 单桩复合地基载荷试验

(D) 多桩复合地基载荷试验

313 单液硅化法处理黄土地基所用的溶液是_____

(A) $Na_2O \cdot nSiO_2$ (B) $CaSO_4$ (C) Na_2SO_4 (C) NaOH

314 下面哪些情况可采用柱下条形基础_____

(A) 柱荷载较大或地基条件较差，若采用单独基础，可能出现过大沉降时

(B) 柱距较小且地基承载力较低，若采用单独基础，相邻基础之间的净距很小且相邻荷载影响较大时

(C) 已有相邻建筑物或道路等场地的限制，使边柱做成不对称的单独基础过于偏心，而需要与内柱做成联合或连续基础时

(D) 柱荷载很大时

315 基础埋置深度的影响因素是_____

(A) 土层的性质和分布

(B) 地下水位高低

(C) 荷载性质与大小

(D) 地基条件

316 地基承载力特征值的深度修正公式中，基础埋深 d 取值应为_____

(A) 从室内地面起算，即取基础底面至室外设计地面的距离

(B) 从室内地面起算，即取基础底面至室内设计地面的距离

(C) 在填方整平地区，自填土地面标高起算，但填方在上部结构施工完后，应从天然地面标高起算

(D) 对于地下室，如采用箱基或筏基时，自室外地面起算，如采用独立或条形基础时，从室内地面标高起算

317 基础作用有偏心荷时应满足_____

(A) $p_k \leqslant f_a$ (B) $p_{max} \leqslant 1.2f_a$ (C) $p \leqslant 1.2f_a$ (D) $p_{min} \geqslant 0$

318 当地基受力层范围内的软弱下卧层承载力不满足要求时，一般会发生_____

(A) 基础沉降过大 (B) 地基剪切破坏

(C) 上部结构破坏 (D) 基础破坏

319 地基受力层范围内的软弱下卧层承载力不满足要求时，可采用的措施是_____

(A) 加大基础面积 (B) 改变基础类型

(C) 减小基础埋深 (D) 增加基础刚度

320 建筑物以相邻柱基的沉降差控制地基变形的是_____

(A) 框架结构 (B) 单层排架结构 (C) 砌体结构 (D) 高耸结构

321 建筑物以倾斜值控制地基变形的是_____

(A) 高层建筑 (B) 高耸结构 (C) 多层建筑 (D) 框架结构

322 防止和减小建筑物不均匀沉降的措施是_____

（A）对地基局部人工处理　　（B）采用深基础

（C）采取建筑和结构措施　　（D）调整施工顺序和方法

323 减小和防止建筑物不均匀沉降的方法有_____

（A）建筑体型尽量简单

（B）控制建筑物长高比

（C）设置沉降缝

（D）加大相邻建筑间的距离

324 建筑物沉降缝可设置在以下部位_____

（A）长边方向的中部　　（B）建筑物平面转角处

（C）高度或荷载差异变化处　　（D）分期建造建筑的交接处

325 无筋扩展基础台阶宽高比超过允许值的是_____

（A）$f_a = p_k = 180kPa$，采用强度等级 C15 混凝土基础，$b/H = 1:1.0$

（B）$f_a = p_k = 180kPa$，采用 M5 砂浆砌筑的砖基础，$b/H = 1:1.50$

（C）$p_k = 180kPa$，采用砂浆 M5 的毛石基础，$b/H = 1:1.50$

（D）$p_k = 180kPa$，采用强度等级 C15 混凝土的毛石混凝土基础，$b/H = 1.50$

326 下列情况的建筑物，可不作变形验算的是_____

（A）地基承载力 $f_{ak} = 120kPa$，6 层以下的砌体承重结构

（B）$f_{ak} = 150kPa$，6 层以下的框架结构

（C）$f_{ak} = 100kPa$，6 层以下的砌体承重结构

（D）$f_{ak} = 100kPa$，6 层以下的框架结构

327 引起地基沉降的因素是_____

（A）附加压力　（B）孔隙水压力　（C）超静水压力　（D）土的自重应力

328 土的压缩性是由于_____

（A）土体中孔隙体积减小

（B）土体中土颗粒体积减小

（C）土体中水气体积减小

（D）孔隙水压力消散

329 土的室内压缩试验是_____

（A）侧限压缩试验　　（B）无侧限压缩试验

（C）剪切试验　　（D）无侧限抗压强度试验

330 《建筑地基基础设计规范》（GB50007—2002）的地基变形计算深度 Z_n 是按下列方法确定_____

（A）由计算深度面上的 ΔZ 土层的沉降量小于总沉降量一定比例的应变比法

（B）取附加应力为自重应力的 20% 的应力比法

（C）经验公式计算

（D）由基础宽度大小考虑影响深度确定 Z_n

331 某场地有相当厚的覆盖沉积层，在土的自重作用下已达稳定状态，后来由于流水的剥蚀作用比原地表低 3.0m，则该土为_____

（A）正常固结土　（B）超固结土　（C）欠固结土　（D）弱欠固结土

332 某场地为新近沉积粘性土，自重固结尚未完成，该土为_____

（A）正常固结土　（B）超固结土　（C）欠固结土　（D）弱欠固结土

333 饱和粘性土地基的最终沉降量为 60mm，当地基沉降量达 10mm，其平均固结度为_____

（A）16.6%　（B）83%　（C）21.6%　（D）25%

334 下列说法正确的是_____

（A）土的压缩系数愈大，土的压缩性愈高

（B）土的压缩模量愈大，土的压缩性愈高

（C）土的压缩指数愈大，土的压缩性愈低

（D）土的孔隙比愈小，其压缩性愈高

335 高层建筑旁的裙房施工，为调整部分差异沉降，其施工顺序是_____

（A）先高层后裙房　（B）先裙房后高层

（C）两者同时施工　（D）高层封顶后裙房

336 减小基础底面的附加压力的措施是_____

（A）加大基础埋深　（B）减小建筑物长高比

（B）设置圈梁　（D）调整局部处的标高

337 某桩基工程，场地 0～4.0m 为淤泥土，6m 处有 2m 厚的密实细砂层，地下水位地面下 1.5m，桩尖持力层为砾砂层，选用的桩型是_____

（A）混凝土预制桩　（B）泥浆护壁钻孔灌注桩

（C）沉管灌注桩　（D）人工挖孔桩

338 对于内筒外框的高层建筑，采用筏板和摩擦桩基础，合理的布桩是_____

（A）均匀布桩　（B）内密外疏

（C）内疏外密　（D）内短外长均匀布桩

339 有关土的抗剪强度说法正确的是_____

（A）粉土和粘性土的抗剪强度是由粘聚力和内摩擦角形成的

（B）无粘性土的抗剪强度是由内摩擦角形成的

（C）粉土的抗剪强度是由粘聚力形成的

（D）淤泥质土的抗剪强度是由粘聚力和内摩擦角形成

340 土的抗剪强度采用无侧限抗压强度试验适用于_____

（A）饱和粘性土　（B）粘性土　（C）粉土　（D）砂性土

341 十字板剪切试验的功能是_____

（A）测定饱和软粘土的不排水抗剪强度

（B）饱和软粘土的灵敏度

（C）测定粘性土的抗剪强度

（D）测定粉土的抗剪强度

342 扁铲侧胀试验，下列说法正确的是_____

（A）测定黄土的侧胀模量

（B）测定密实砂土的侧胀土性指数

(C) 测定软土的侧胀孔压指数

(D) 可确定粘性土的水平基床系数

343 考虑桩群、土和承台的相互作用效应，按复合基桩的竖向承载力计算的是_____

(A) 桩数超过3根的端承桩

(B) 桩数超过3根的摩擦桩

(C) 湿陷性黄土的桩

(D) 桩数超过3根的欠固结土桩

344 摩擦桩由于桩周新填土下沉产生负摩阻力，桩的中性点深度及总负摩阻力最大的情况是_____

(A) 桩基加载且沉降稳定的填土

(B) 填土后打桩

(C) 桩基未加载情况下填土

(D) 桩基加载但沉降未稳定时填土

345 应考虑桩基负摩擦力影响的是_____

(1) 冻土 (2) 膨胀土 (3) 自重湿陷性黄土 (4) 新近填土

(A) (2) (3)　　(B) (1) (3)　　(C) (3) (4)　　(D) (2) (3) (4)

346 土的抗剪强度指标 τ 和下列哪些因素有关_____

(A) 土的性质　　(B) 试验仪器类型和方法

(C) 试验时排水条件　　(D) 剪切速率

347 地基的破坏模式和下列哪些因素有关_____

(A) 地基土承载力大小　　(B) 基础埋深

(C) 加荷速率　　(D) 地基土的压缩性

348 根据《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ024—85)，在计算钻孔桩单桩轴向受压容许承载力公式中的桩周长 U 和桩底截面积 A 应是_____

(A) U、A 均按设计直径（钻头直径）计算

(B) U、A 均按成孔直径计算

(C) U 按成孔直径计算，A 按设计直径计算

(D) U 按设计直径计算，A 按成孔直径计算

349 某一水利地下工程，围岩强度评分为25，岩体完整程度评分为30，结构面状态评分为15，地下水评分为-2，主要结构面产状评分为-5，按《水利水电工程地质勘察规范》(GB50287—99) 评价围岩类别是_____

(A) Ⅰ类　　(B) Ⅱ类　　(C) Ⅲ类　　(D) Ⅳ类

350 某岩体的岩石单轴饱和抗压强度为10MPa，现场岩体的波速 $V_{pm}=4.0$km/s，室内岩块波速 $V_{pr}=5.2$km/s，如不考虑地下水，软弱结构面及初始应力影响，按《工程岩体分级标准》(GB50218—94) 计算的岩体基本质量指标 BQ 值和基本质量级别是_____

(A) 312.3，Ⅳ级　　(B) 267.5，Ⅳ级

(C) 486.8，Ⅱ级　　(D) 320.0，Ⅲ级

351 若地基承载力特征值不足，可能发生整体破坏的地基土是_____

（A）密实的砂土　　（B）软弱土

（C）坚硬的粘性土　　（D）松散砂

352 防治滑坡的措施应该是_____

（A）在滑体主动区卸载或在滑体阻滑区段增加竖向荷载

（B）设置排水沟防止地面水进入滑坡体

（C）采用重力式抗滑挡墙，墙基底面埋置于滑动面以下的稳定土层中

（D）对滑体采用深层搅拌法处理

353 设计重力式挡土墙应该计算或验算的是_____

（A）挡土墙基底的地基承载力验算

（B）抗倾覆、抗滑移稳定性验算

（C）有软弱下卧层时，应进行其承载力和稳定性验算

（D）墙体受弯抗拉强度计算

354 砂土土坡的稳定性是_____

（A）与坡高和坡角无关　　（B）与坡高和坡角有关

（C）与坡高无关，与坡角有关　　（D）与坡高有关，与坡角无关

355 边坡支挡结构无设置排水孔，地下水对边坡稳定安全系数的影响是_____

（A）减小　　（B）增大　　（C）不变　　（D）不确定

356 设计支护结构的水平荷载和抗力计算应按_____

（A）标准值　　（B）设计值　　（C）基本值　　（D）准永久值

357 计算支挡结构内力时应按_____

（A）极限状态下荷载效应基本组合

（B）极限状态下荷载效应准永久组合

（C）极限状态下荷载效应的标准组合

（D）长期效应组合

358 当挡土墙的抗滑稳定性不满足时，可采取的措施是_____

（A）加大挡墙截面尺寸

（B）挡墙基底加砂石垫层，提高摩擦系数 μ

（C）挡墙底做成逆坡，利用滑动面上部分反力抗滑

（D）墙踵后加拖板，利用拖板上土重抗滑动

359 当挡土墙的抗倾覆稳定性不满足时，可采取的措施是_____

（A）加大墙体自重

（B）加长墙趾

（C）墙背做成俯斜，减小土压力

（D）墙体的垂直背上做御载台，减小土压力

360 根据《铁路工程地质勘察规范》（TB10012—2001）规定，在岩溶发育地段，定测阶段的钻探深度应至建筑物基础以下_____

（A）10～15m　　（B）15～20m　　（C）8～10m　　（D）4～5m

361 滑坡勘察应布置勘探线和勘探点，其勘探点间距不宜大于_____

（A）40m　　（B）50m　　（C）30m　　（D）20m

362 泥石流勘察以工程地质测绘和调查为主，把泥石流分为3个区，它们是_____

（A）形成区　（B）流通区　（C）堆积区　（D）汇集区

363 采空区，不宜作为建筑场地的是_____

（A）地表倾斜大于10mm/m的地段

（B）地表曲率大于0.6mm/m^2的地段

（C）地表变形大于6mm/m的地段

（D）采深采厚比小于30的地段

364 属于膨胀土的工程特性指标的是_____

（A）自由膨胀率　（B）收缩系数　（C）膨胀率　（D）膨胀量

365 某城市近郊的标准冻深为240cm，地基土为粘性土，冻胀性属冻胀，则其季节性冻土地基的设计冻深应为_____

（A）216.6cm　（B）205.2cm　（C）246.2cm　（D）266.8cm

366 根据《建筑抗震设计规范》（GB50011—2001）的建筑工程设计地震分为三组，其根据是_____

（A）震级和震中距的影响

（B）震源深度不同

（C）地震烈度不同

（D）建筑物特点和场地类别不同

367 对饱和砂土或粉土的地震液化初判时考虑的因素是_____

（A）地质年代、粉土的粘粒含量、上覆盖非液化层厚度、地下水位深度和基础埋深

（B）地震烈度、粉土粘粒含量，上覆盖非液化层厚度、地下水位深度和基础埋深

（C）地质年代、上覆盖非液化层厚度、地下水位和标贯击数

（D）地质年代、地震烈度、上覆盖非液化层厚度、地下水位和基础埋深

368 验算天然地基地震作用下的竖向承载力时应满足_____

（1）$p \leqslant f_{aE}$且 $p_{max} \leqslant 1.2 f_{aE}$；

（2）$p \leqslant f_{aE}$或 $p_{max} \leqslant 1.2 f_{aE}$

（3）$p_{min} = 0$的面积不超过基础底面积的15%

（4）$p_{min} < 0$的面积不超过基础底面积的15%

（A）（1）（3）　（B）（1）（4）　（C）（2）（3）　（D）（2）（4）

369 根据《原状土取样技术标准》（JGJ89—92），对饱和软粘土应采用的取土器是_____

（A）双动三重管　（B）固定活塞式薄壁

（C）敞口自由活塞式薄壁　（D）水压固定活塞薄壁

370 室内进行渗流试验时，变水头试验适用的土是_____

（A）粉土　（B）粘土　（C）砂土　（D）碎石土

371 室内进行渗流试验时，常水头试验适用的土是_____

（A）粉土　（B）粘土　（C）砂土　（D）碎石土

372 某人工挖孔桩，桩端持力层为中风化基岩，当进行孔底静载试验的承压板面积应_____

（A）$\leqslant 0.25m^2$　（B）$0.5m^2$　（C）$\leqslant 0.07m^2$　（D）$0.09m^2$

373 某场地为粉土，地下水位地面下 1.0m，建筑物基础埋深 2.5m，欲确定地基承载力特征值应采用的载荷试验是_____

（A）螺旋板载荷试验　　（B）深层平板载荷试验

（C）十字板剪切试验　　（D）浅层平板载荷试验

374 某饱和粘性土，无侧限抗压强度试验的 $q_u = 25kPa$，重塑土试样无侧限抗压强度试验的 $q'_u = 10kPa$，该土属_____

（A）低灵敏度　　（B）中灵敏度　　（C）高灵敏度

375 淤泥是在静水或缓慢的流水环境中沉积的，淤泥定义为_____

（A）天然含水量大于液限，天然孔隙比 $e \geqslant 1.5$ 的粘性土

（B）天然含水量大于液限，$e \geqslant 1$ 的粘性土

（C）天然含水量大于液限，$e > 1$ 的粘性土

（D）地基承载力特征值 $f_{ak} < 80kPa$ 的粘性土

376 根据《公路工程抗震设计规范》（JTJ004—89）规定，在地面以下 20m 范围内的饱和砂土或饱和亚砂土，进行液化初判时，可判为不液化的是_____

（A）地质年代为第四纪晚更新世（Q_3）及其以前时；

（B）基本烈度为 8 度，亚砂土粘粒含量百分率 $\rho_c < 10$ 时；

（C）基础埋深不超过 2.0m 的自然地基；

（D）实测的标贯击数 N_1 大于液化临界标贯击数 N_0 的。

377 砂土密实度确定方法是_____

（A）孔隙比　　（B）孔隙率　　（C）标贯击数　　（D）相对密实度

378 土粒级配不均匀系数 C_u 的表达式为_____

（A）$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$　　（B）$C_u = \frac{d_{10}}{d_{60}}$　　（C）$C_u = \frac{d_{60}}{d_{30}}$　　（D）$\frac{d_{30}}{d_{10}}$

379 某砂土的天然孔隙比 $e = 0.303$，$e_{max} = 0.762$，$e_{min} = 0.114$，该砂土的相对密实度属于_____

（A）密实　　（B）中密　　（C）松散　　（D）稍密

380 盐渍岩土的定义为_____

（A）易溶盐含量大于 0.3%，且具溶陷、盐胀、腐蚀的土

（B）易溶盐含量大于 0.3%的土

（C）易溶盐含量大于 3%，且具溶陷、盐胀和腐蚀性的土

（D）含石膏和芒销的土

381 根据《湿陷性黄土地区建筑规范》（GBJ25—90），判定场地为自重湿陷性黄土的是_____

（A）实测自重湿陷量大于 7cm 的黄土

（B）湿陷系数大于或等于 0.015 的黄土

（C）总湿陷量大于 30cm 的黄土

（D）自重湿陷系数大于或等于 0.015 的黄土

382 根据《岩土工程勘察规范》（GB50021—2001），水和土对钢筋混凝土结构中钢筋的腐蚀性评价，水中的 Cl^- 含量是指_____

（A）氯化物中的 Cl^- 和硫酸盐折算后的 Cl^- 之和

（B）氯化物中的 Cl^- 和硫酸盐中的 Cl^- 之和

（C）氯化物中的 Cl^-

（D）氯化物中的 Cl^- 折算后与硫酸盐中的 Cl^- 之和

383 土的孔隙比定义的表达式为_____

（A）$e = V_v / V_s$　　（B）$e = \frac{V_v}{V}$　　（C）$e = \frac{V_w}{V_v}$　　（D）$e = \frac{V_s}{V_v}$

384 某岩体所测定的波速为 2500m/s，岩块测得波速为 3500m/s，该岩体完整程度为_____

（A）完整　　（B）较完整　　（C）较破碎　　（D）破碎

385 地下水位上升后，引起土体中的有效自重应力_____

（A）增加　　（B）减小　　（C）不变　　（D）不能确定

386 影响单桩水平承载力的因素是_____

（A）桩径、混凝土强度

（B）近桩顶一定深度的土强度

（C）桩的长度和直径

（D）混凝土强度和长度

387 地基承载力特征值是指_____；地基容许承载力是指_____

（A）地基稳定有足够安全度的承载能力

（B）由荷载试验测定的地基土压力变形曲线段的线性变形段内规定的变形所对应的压力值；

（C）地基稳定有保证可靠度的承载能力

（D）以概率极限状态设计法所确定的承载力

388 根据《建筑桩基技术规范》（JGJ94—94），当桩身中段存在液化土层时，液化土层的侧阻力计算方法是_____

（A）侧阻力为零

（B）其极限侧阻力标准值乘以土层液化折减系数

（C）液化土层侧阻为零，其上非液化土层侧阻力折减

（D）液化土层和其上的非液化土侧阻力均为零

389 验算地震作用桩基水平承载力时，按《建筑桩基技术规范》（JGJ94—94）规定，对非液化土层应将计算的单桩水平承载力乘以调整系数_____

（A）1.2　　（B）1.25　　（C）0.5　　（D）0.8

390 根据《岩土工程勘察规范》（GB50021—94），新设计一土质边坡，工程安全等级为二级，计算边坡稳定性，如采用峰值抗剪强度为计算参数，其稳定系数 F_s 宜取_____

（A）1.5　　（B）1.30　　（C）1.25　　（D）1.15

391 地基液化等级为中等丙类建筑，按《建筑抗震设计规范》（GB50011—2001）规定，采取的抗液化措施是_____

（A）全部消除液化沉陷；

（B）基础和上部结构处理，或更高要求的措施；

（C）部分消除液化沉陷，或对基础和上部结构处理；

（D）可不采取措施。

392 计算地基的附压力，下列说法正确的是_____

（A）基底压力看成柔性荷载

（B）考虑基础刚度影响

（C）荷载大小和作用位置影响附加压力

（D）基础底面下土的重度影响附加压力

393 建筑地基有关粉土的叙述正确的是_____

（A）粉土性质介于砂土和粘土之间

（B）塑性指数 $I_p \leqslant 10$，且粒径大于 0.075mm 的颗粒含量不超过全重 50% 的土

（C）粉土含有较多的粘粒

（D）饱和粉土的抗液化判断，仅做标准贯入试验即可

394 土的压实系数定义是_____

（A）现场压实时要求达到的干密度与室内击实试验所得最大干密度之比值

（B）室内击实试验所得最大干密度与现场压实时要求达到的干密度之比值

（C）室内击实试验所得到的最优含水量与最大干密度之比值

（D）现场压实时要达到的干密度与天然重度之比值

395 有关地基处理叙述正确的是_____

（A）地基处理是提高地基承载力，改善变形性质或渗透性质而采取的人工处理地基的方法

（B）复合地基指部分土体被增强或置换，而形成的由地基土和增强体共同承担荷载的人工地基

（C）处理后的地基承载力特征值可以进行深宽修正

（D）地基处理的单液硅化法可以处理不均匀沉降的既有建筑

396 从采空区的地表至顶板，岩土层变形一般规律是_____

（A）垂直变形及水平变形逐渐变大，且变形范围自下而上增大

（B）垂直变形减小，水平变形增大

（C）垂直变形增大，水平变形不变

（D）垂直和水平变形都减小

397 在相同的附加压力作用下，均布方形荷载所引起的土中应力的影响深度比条形荷载_____

（A）大　　（B）较小　　（C）相同　　（D）小得多

398 有关地基的临塑荷载 p_{cr}和临界荷载 $p_{1/4}$，下面说法正确的是_____

（A）p_{cr}与基础宽度无关，$p_{1/4}$与基础宽度有关

（B）$p_{1/4}$是指基础边缘地基中刚要出现塑性区时基底单位面积上所承担的荷载

（C）p_{cr}是指允许地基产生一定范围塑性区所对应的荷载

（D）p_{cr}和 $p_{1/4}$两公式都是在平面应变问题下导得

399 根据《建筑地基基础设计规范》（GB50007—2002）中由土的抗剪强度指标确定地基承载力特征值计算公式，下列说法正确的是_____

（A）它是临界荷载 $p_{1/4}$的修正公式

（B）它是临塑荷载 p_{cr}的修正公式

（C）用它计算的地基承载特征值可进行深度修正

（D）用它计算的仅是基础底面处地基承载力特征值

400 关于液化土层，下列说法正确是_____

（A）饱和砂土和粉土，标贯击数小于液化判别标贯击数临界值时，应判为液化土

（B）对于饱和的中、粗砂和砾砂可不必进行液化判别

（C）液化中桩的配筋长度，应伸至液化深度以下符合全部消除液化的深度，但对轻微液化的可不必按上面要求。

（D）低桩承台桩基抗震验算时，单桩竖向和水平抗震承载力特征值，均可比非抗震设计时提高 25%

9.2 参考答案

1 D	2 B	3 A
4 B	5 C	6 B
7 A	8 C	9 B
10 A	11 B	12 A
13 B	14 B	15 D
16 C	17 C	18 A
19 B	20 C	21 B
22 A	23 A	24 C
25 A、B、C、D	26 A	27 B
28 A	29 C	30 A
31 B；E	32 A	33 B；F
34 B	35 A；F	36 A
37 A	38 D	39 A
40 B	41 A	42 A；B；C
43 A	44 B	45 A
46 A、B、C、D	47 A	48 A；D；C
49 B	50 B	51 A
52 C	53 A	54 A
55 C	56 A、B	57 B；C；D
58 B	59 A	60 B，C，D
61 D；C；B	62 C	63 A
64 D	65 B	66 C
67 C	68 A、D	69 B
70 D	71 C	72 A
73 B	74 D，C	75 D；C；B；A
76 C	77 C	78 B

79 A
80 A
81 A
82 B
83 A
84 B
85 A
86 A
87 A
88 B
89 B
90 A
91 B
92 D
93 C
94 A、B
95 A
96 A
97 B
98 B
99 D
100 A
101 C
102 D
103 A
104 A
105 D
106 A
107 C
108 B
109 B
110 B
111 C
112 C
113 B、C
114 A
115 C
116 D
117 D
118 A
119 C
120 D
121 C
122 D
123 D
124 B
125 B
126 A
127 A
128 A
129 A
130 A
131 A
132 B
133 B
134 A
135 B
136 B
137 D
138 A
139 B
140 B
141 C
142 B
143 B
144 A
145 A
146 B
147 B
148 D
149 D
150 A；C
151 B
152 B
153 B
154 B
155 A
156 C
157 C
158 A，A
159 B
160 A
161 A
162 C
163 D
164 B
165 B,B,A,A,B,A,A,A
166 A、B
167 B；A
168 A、B、C、D
169 A、B、C、D
170 A、C、D、B
171 B
172 B；D
173 A
174 A、B、C、D、E、F；A、B、C；A
175 C、B；B、C；B、C；B、C
176 A、D
177 B；A；C
178 C
179 B
180 B、A
181 C、D
182 B、C、D
183 C、D、E、F
184 A、B、C；D、E；F
185 A、B、C、D
186 A
187 B
188 A、B、C、D
189 C；B；A
190 A、B、C、D
191 B；A、D；C、E
192 A、B、C、D、E、F
193 A、B、C、D
194 A、B、C、D

195 B　196 D　197 B
198 C　199 A　200 C
201 D　202 A　203 D
204 A、B、C　205 A　206 B
207 D　208 A、B、C　209 A
210 D　211 D　212 D
213 C　214 D　215 C
216 C、D　217 D　218 B
219 A　220 A　221 A
222 A　223 C　224 C
225 C　226 B　227 A
228 C　229 B　230 C
231 C　232 A　233 B
234 B　235 C、D　236 B
237 C　238 B　239 C
240 B　241 A　242 C
243 A　244 B　245 B
246 B　247 B，C　248 A
249 B　250 B　251 C
252 B　253 B　254 D
255 D　256 D　257 D
258 B　259 D　260 A
261 D　262 C　263 D
264 C　265 C　266 A
267 A　268 D　269 B
270 B　271 A　272 A
273 A　274 A、B　275 D
276 B　277 B　278 C
279 B　280 B　281 D
282 C　283 A　284 A
285 D　286 C　287 D
288 B　289 C　290 D
291 B　292 A　293 A
294 C　295 B　296 C
297 B　298 C　299 C
300 D　301 A　302 A
303 C　304 B　305 A
306 A　307 BD　308 A
309 A　310 AB　311 A

312 A、B
313 A
314 A、B、C
315 A、B、C、D
316 A、B、C、D
317 A、B、D
318 A
319 A、B、C
320 A、B
321 A、B、C
322 A、B、C、D
323 A、B、C、D
324 B、C、D
325 C
326 B
327 A
328 A
329 A
330 A
331 B
332 C
333 A
334 A
335 A、D
336 A
337 B
338 C
339 A、B
340 A
341 A、B
342 A、C、D
343 B
344 A
345 B
346 A、B、C、D
347 A、B、C、D
348 C
349 C
350 B
351 A、C
352 A、B、C
353 A、B、C
354 C
355 A
356 A
357 A
358 A、B、C、D
359 A、B、D
360 A
361 A
362 A、B、C
363 A、B、C
364 A、B、C
365 B
366 A
367 A
368 A
369 B
370 A、B
371 C、D
372 C、D
373 A
374 B
375 A
376 A
377 C
378 A
379 A
380 A
381 A
382 A
383 A
384 B
385 B
386 A、B
387 B、A
388 B
389 B
390 B
391 A
392 A、C
393 A、B
394 A
395 A、B、D
396 A
397 D
398 A、D
399 A、D
400 A、D

附录 1

有关规范参数表

（一）岩土工程勘察规范（GB 50021—2001）

表 3.2.2-1　　岩石坚硬程度分类

坚硬程度	坚硬岩	较硬岩	较软岩	软　岩	极软岩
饱和单轴抗压强度（MPa）	$f_r > 60$	$60 \geqslant f_r > 30$	$30 \geqslant f_r > 15$	$15 \geqslant f_r > 5$	$f_r \leqslant 5$

注：1　当无法取得饱和单轴抗压强度数据时，可用点荷载试验强度换算，换算方法按现行国家标准《工程岩体分级标准》（GB50218）执行；

2　当岩体完整程度为极破碎时，可不进行坚硬程度分类。

表 3.2.2-2　　岩体完整程度分类

完整程度	完　整	较完整	较破碎	破　碎	极破碎
完整性指数	> 0.75	0.75 ~ 0.55	0.55 ~ 0.35	0.35 ~ 0.15	< 0.15

注：完整性指数为岩体压缩波速度与岩块压缩波速度之比的平方，选定岩体和岩块测定波速时，应注意其代表性。

表 3.2.2-3　　岩体基本质量等级分类

完整程度 / 坚硬程度	完　整	较完整	较破碎	破　碎	极破碎
坚硬岩	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ
较硬岩	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅳ	Ⅴ
较软岩	Ⅲ	Ⅳ	Ⅳ	Ⅴ	Ⅴ
软　岩	Ⅳ	Ⅳ	Ⅴ	Ⅴ	Ⅴ
极软岩	Ⅴ	Ⅴ	Ⅴ	Ⅴ	Ⅴ

表 10.2.5　　深层载荷试验计算系数 ω

d/z \ 土类	碎石土	砂　土	粉　土	粉质粘土	粘　土
0.30	0.477	0.489	0.491	0.515	0.524
0.25	0.469	0.480	0.482	0.506	0.514
0.20	0.460	0.471	0.474	0.497	0.505
0.15	0.444	0.454	0.457	0.479	0.487
0.10	0.435	0.446	0.448	0.470	0.478
0.05	0.427	0.437	0.439	0.461	0.468
0.01	0.418	0.429	0.431	0.452	0.459

注：d/z 为承压板直径和承压板底面深度之比。

表 12.2.1　　按环境类型水和土对混凝土结构的腐蚀性评价

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

注：1　表中数值适用于有干湿交替作用的情况，无干湿交替作用时，表中数值应乘以 1.3 的系数；

2　表中数值适用于不冻区（段）的情况；对冰冻区（段），表中数值应乘以 0.8 的系数，对微冻区（段）应乘以 0.9 的系数；

3　表中数值适用于水的腐蚀性评价，对土的腐蚀性评价，应乘以 1.5 的系数；单位以 mg/kg 表示；

4　表中苛性碱（OH^-）含量（mg/L）应为 NaOH 和 KOH 中的 OH^- 含量（mg/L）。

表 12.2.2　　按地层渗透性水和土对混凝土结构的腐蚀性评价

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

注：1　表中 A 是指直接临水或强透水层中的地下水；B 是指弱透水层中的地下水；

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

3　土的腐蚀性评价只考虑 pH 值指标；评价其腐蚀性时，A 是指含水量 $w \geqslant 20\%$ 的强透水土层；B 是指含水量 $w \geqslant 30\%$ 的弱透水土层。

（二）“建筑地基基础设计规范”（GB 50007—2002）

表 5.2.4　　承载力修正系数

土的类别	η_b	η_d
淤泥和淤泥质土	0	1.0
人工填土 e 或 I_L 大于等于 0.85 的粘性土	0	1.0

续表

土的类别		η_b	η_d
红粘土	含水比 $\alpha_w>0.8$	0	1.2
	含水比 $\alpha_w\leqslant 0.8$	0.15	1.4
大面积压实填土	压实系数大于0.95、粘粒含量 $\rho_c\geqslant 10\%$ 的粉土最大干密度大于 $2.1t/m^3$ 的级配砂石	0	1.5
		0	2.0
粉土	粘粒含量 $\rho_c\geqslant 10\%$ 的粉土	0.3	1.5
	粘粒含量 $\rho_c<10\%$ 的粉土	0.5	2.0
e 及 I_L 均小于0.85的粘性土		0.3	1.6
粉砂、细砂（不包括很湿与饱和时的稍密状态）		2.0	3.0
中砂、粗砂、砾砂和碎石土		3.0	4.4

注：1 强风化和全风化的岩石，可参照所风化成的相应土类取值，其他状态下的岩石不修正；

2 地基承载力特征值按本规范附录D深层平板载荷试验确定时 η_d 取0。

“建筑地基基础设计规范”（GB 50007—2002）

表 5.2.5　　承载力系数 M_b、M_d、M_c

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

注：φ_k—基底下一倍短边宽深度内土的内摩擦角标准值。

表 6.3.6　　压实填土的边坡允许值

填料类别	压实系数 λ_c	边坡允许值（高宽比）			
		填土厚度 H（m）			
		$H\leqslant 5$	$5<H\leqslant 10$	$10<H\leqslant 15$	$15<H\leqslant 20$
碎石、卵石	0.94～0.97	1:1.25	1:1.50	1:1.75	1:2.00
砂夹石（其中碎石、卵石占全重30%～50%）		1:1.25	1:1.50	1:1.75	1:2.00
土夹石（其中碎石、卵石占全重30%～50%）		1:1.25	1:1.50	1:1.75	1:2.00
粉质粘土、粘粒含量 $\rho_c\geqslant 10\%$ 的粉土		1:1.50	1:1.75	1:2.00	1:2.25

注：当压实填土厚度大于20m时，可设计成台阶进行压实填土的施工。

表 6.3.4　　压实填土的质量控制

结构类型	填土部位	压实系数 λ_c	控制含水量（%）
砌体承重结构和框架结构	在地基主要受力层范围内	≥0.97	$w_{op}\pm2$
	在地基主要受力层范围以下	≥0.95	
排架结构	在地基主要受力层范围内	≥0.96	
	在地基主要受力层范围以下	≥0.94	

注：1　压实系数 λ_c 为压实填土的控制干密度 ρ_d 与最大干密度 ρ_{dmax} 的比值，w_{op} 为最优含水量；

2　地坪垫层以下及基础底面标高以上的压实填土，压实系数不应小于 0.94。

表 8.1.2　　无筋扩展基础台阶宽高比的允许值

基础材料	质量要求	台阶宽高比的允许值		
		$p_k\leqslant100$	$100<p_k\leqslant200$	$200<p_k\leqslant300$
混凝土基础	C15 混凝土	1:1.00	1:1.00	1:1.25
毛石混凝土基础	C15 混凝土	1:1.00	1:1.25	1:1.50
砖基础	砖不低于 MU10、砂浆不低于 M5	1:1.50	1:1.50	1:1.50
毛石基础	砂浆不低于 M5	1:1.25	1:1.50	—
灰土基础	体积比为 3:7 或 2:8 的灰土，其最小干密度： 粉土 1.55t/m³ 粉质粘土 1.50t/m³ 粘土 1.45t/m³	1:1.25	1:1.50	—
三合土基础	体积比 1:2:4～1:3:6（石灰：砂：骨料），每层约虚铺 220mm，夯至 150mm	1:1.50	1:2.00	—

注：1　p_k 为荷载效应标准组合时基础底面处的平均压力值（kPa）；

2　阶梯形毛石基础的每阶伸出宽度，不宜大于 200mm；

3　当基础由不同材料叠合组成时，应对接触部分作抗压验算；

附录 K　附加应力系数 α、平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

K.0.1　矩形面积上均布荷载作用下角点的附加应力系数 α、平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$（表 K.0.1）。

表 K.0.1-1　　矩形面积上均布荷载作用下角点附加应力系数 α

z/b	l/b											
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0	条形
0.0	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
0.2	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249
0.4	0.240	0.242	0.243	0.243	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244
0.6	0.223	0.228	0.230	0.232	0.232	0.233	0.234	0.234	0.234	0.234	0.234	0.234
0.8	0.200	0.207	0.212	0.215	0.216	0.218	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220
1.0	0.175	0.185	0.191	0.195	0.198	0.200	0.203	0.204	0.204	0.204	0.205	0.205
1.2	0.152	0.163	0.171	0.176	0.179	0.182	0.187	0.188	0.189	0.189	0.189	0.189
1.4	0.131	0.142	0.151	0.157	0.161	0.164	0.171	0.173	0.174	0.174	0.174	0.174
1.6	0.112	0.124	0.133	0.140	0.145	0.148	0.157	0.159	0.160	0.160	0.160	0.160
1.8	0.097	0.108	0.117	0.124	0.129	0.133	0.143	0.146	0.147	0.148	0.148	0.148

续表

z/b	l/b											
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0	条形
2.0	0.084	0.095	0.103	0.110	0.116	0.120	0.131	0.135	0.136	0.137	0.137	0.137
2.2	0.073	0.083	0.092	0.098	0.104	0.108	0.121	0.125	0.126	0.127	0.128	0.128
2.4	0.064	0.073	0.081	0.088	0.093	0.098	0.111	0.116	0.118	0.118	0.119	0.119
2.6	0.057	0.065	0.072	0.079	0.084	0.089	0.102	0.107	0.110	0.111	0.112	0.112
2.8	0.050	0.058	0.065	0.071	0.076	0.080	0.094	0.100	0.102	0.104	0.105	0.105
3.0	0.045	0.052	0.058	0.064	0.069	0.073	0.087	0.093	0.096	0.097	0.099	0.099
3.2	0.040	0.047	0.053	0.058	0.063	0.067	0.081	0.087	0.090	0.092	0.093	0.094
3.4	0.036	0.042	0.048	0.053	0.057	0.061	0.075	0.081	0.085	0.086	0.088	0.089
3.6	0.033	0.038	0.043	0.048	0.052	0.056	0.069	0.076	0.080	0.082	0.084	0.084
3.8	0.030	0.035	0.040	0.044	0.048	0.052	0.005	0.072	0.075	0.077	0.080	0.080
4.0	0.027	0.032	0.036	0.040	0.044	0.048	0.060	0.067	0.071	0.073	0.076	0.076
4.2	0.025	0.029	0.033	0.037	0.041	0.044	0.056	0.063	0.067	0.070	0.072	0.073
4.4	0.023	0.027	0.031	0.034	0.038	0.041	0.053	0.060	0.064	0.066	0.069	0.070
4.6	0.021	0.025	0.028	0.032	0.035	0.038	0.049	0.056	0.061	0.063	0.066	0.067
4.8	0.019	0.023	0.026	0.029	0.032	0.035	0.046	0.053	0.058	0.060	0.064	0.064
5.0	0.018	0.021	0.024	0.027	0.030	0.033	0.043	0.050	0.055	0.057	0.061	0.062
6.0	0.013	0.015	0.017	0.020	0.022	0.024	0.033	0.039	0.043	0.046	0.051	0.052
7.0	0.009	0.011	0.013	0.015	0.016	0.018	0.025	0.031	0.035	0.038	0.043	0.045
8.0	0.007	0.009	0.010	0.011	0.013	0.014	0.020	0.025	0.028	0.031	0.037	0.039
9.0	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011	0.016	0.020	0.024	0.026	0.032	0.035
10.0	0.005	0.006	0.007	0.007	0.008	0.009	0.013	0.017	0.020	0.022	0.028	0.032
12.0	0.003	0.004	0.005	0.005	0.006	0.006	0.009	0.012	0.014	0.017	0.022	0.026
14.0	0.002	0.003	0.003	0.004	0.004	0.005	0.007	0.009	0.011	0.013	0.018	0.023
16.0	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.007	0.009	0.010	0.014	0.020
18.0	0.001	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.006	0.007	0.008	0.012	0.018
20.0	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002	0.004	0.005	0.006	0.007	0.010	0.016
25.0	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.004	0.004	0.007	0.013
30.0	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003	0.005	0.011
35.0	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.004	0.009
40.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.003	0.008

注：l—基础长度（m）；b—基础宽度（m）；z—计算点离基础底面垂直距离（m）。

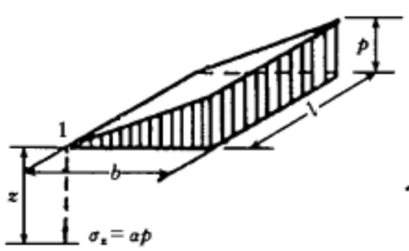
表 K.0.1-2　　矩形面积上均布荷载作用下角点的平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

z/b \ l/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
0.0	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.2	0.2496	0.2497	0.2497	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498
0.4	0.2474	0.2479	0.2481	0.2483	0.2483	0.2484	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485
0.6	0.2423	0.2437	0.2444	0.2448	0.2451	0.2452	0.2454	0.2455	0.2455	0.2455	0.2455	0.2455	0.2456
0.8	0.2346	0.2372	0.2387	0.2395	0.2400	0.2403	0.2407	0.2408	0.2409	0.2409	0.2410	0.2410	0.2410
1.0	0.2252	0.2291	0.2313	0.2326	0.2335	0.2340	0.2346	0.2349	0.2351	0.2352	0.2352	0.2353	0.2353
1.2	0.2149	0.2199	0.2229	0.2248	0.2260	0.2268	0.2278	0.2282	0.2285	0.2286	0.2287	0.2288	0.2289
1.4	0.2043	0.2102	0.2140	0.2164	0.2180	0.2191	0.2204	0.2211	0.2215	0.2217	0.2218	0.2220	0.2221
1.6	0.1939	0.2006	0.2049	0.2079	0.2099	0.2113	0.2130	0.2138	0.2143	0.2146	0.2148	0.2150	0.2152
1.8	0.1840	0.1912	0.1960	0.1994	0.2018	0.2034	0.2055	0.2066	0.2073	0.2077	0.2079	0.2082	0.2084
2.0	0.1746	0.1822	0.1875	0.1912	0.1938	0.1958	0.1982	0.1996	0.2004	0.2009	0.2012	0.2015	0.2018
2.2	0.1659	0.1737	0.1793	0.1833	0.1862	0.1883	0.1911	0.1927	0.1937	0.1943	0.1947	0.1952	0.1955
2.4	0.1578	0.1657	0.1715	0.1757	0.1789	0.1812	0.1843	0.1862	0.1873	0.1880	0.1885	0.1890	0.1895
2.6	0.1503	0.1583	0.1642	0.1686	0.1719	0.1745	0.1779	0.1799	0.1812	0.1820	0.1825	0.1832	0.1838
2.8	0.1433	0.1514	0.1574	0.1619	0.1654	0.1680	0.1717	0.1739	0.1753	0.1763	0.1769	0.1777	0.1784
3.0	0.1369	0.1449	0.1510	0.1556	0.1592	0.1619	0.1658	0.1682	0.1698	0.1708	0.1715	0.1725	0.1733
3.2	0.1310	0.1390	0.1450	0.1497	0.1533	0.1562	0.1602	0.1628	0.1645	0.1657	0.1664	0.1675	0.1685
3.4	0.1256	0.1334	0.1394	0.1441	0.1478	0.1508	0.1550	0.1577	0.1595	0.1607	0.1616	0.1628	0.1639
3.6	0.1205	0.1282	0.1342	0.1389	0.1427	0.1456	0.1500	0.1528	0.1548	0.1561	0.1570	0.1583	0.1595
3.8	0.1158	0.1234	0.1293	0.1340	0.1378	0.1408	0.1452	0.1482	0.1502	0.1516	0.1526	0.1541	0.1554
4.0	0.1114	0.1189	0.1248	0.1294	0.1332	0.1362	0.1408	0.1438	0.1459	0.1474	0.1485	0.1500	0.1516
4.2	0.1073	0.1147	0.1205	0.1251	0.1289	0.1319	0.1365	0.1396	0.1418	0.1434	0.1445	0.1462	0.1479
4.4	0.1035	0.1107	0.1164	0.1210	0.1248	0.1279	0.1325	0.1357	0.1379	0.1396	0.1407	0.1425	0.1444
4.6	0.1000	0.1070	0.1127	0.1172	0.1209	0.1240	0.1287	0.1319	0.1342	0.1359	0.1371	0.1390	0.1410
4.8	0.0967	0.1036	0.1091	0.1136	0.1173	0.1204	0.1250	0.1283	0.1307	0.1324	0.1337	0.1357	0.1379
5.0	0.0935	0.1003	0.1057	0.1102	0.1139	0.1169	0.1216	0.1249	0.1273	0.1291	0.1304	0.1325	0.1348
5.2	0.0906	0.0972	0.1026	0.1070	0.1106	0.1136	0.1183	0.1217	0.1241	0.1259	0.1273	0.1295	0.1320
5.4	0.0878	0.0943	0.0996	0.1039	0.1075	0.1105	0.1152	0.1186	0.1211	0.1229	0.1243	0.1265	0.1292
5.6	0.0852	0.0916	0.0968	0.1010	0.1046	0.1076	0.1122	0.1156	0.1181	0.1200	0.1215	0.1238	0.1266
5.8	0.0828	0.0890	0.0941	0.0983	0.1018	0.1047	0.1094	0.1128	0.1153	0.1172	0.1187	0.1211	0.1240
6.0	0.0805	0.0866	0.0916	0.0957	0.0991	0.1021	0.1067	0.1101	0.1126	0.1146	0.1161	0.1185	0.1216
6.2	0.0783	0.0842	0.0891	0.0932	0.0966	0.0995	0.1041	0.1075	0.1101	0.1120	0.1136	0.1161	0.1193
6.4	0.0762	0.0820	0.0869	0.0909	0.0942	0.0971	0.1016	0.1050	0.1076	0.1096	0.1111	0.1137	0.1171
6.6	0.0742	0.0799	0.0847	0.0886	0.0919	0.0948	0.0993	0.1027	0.1053	0.1073	0.1088	0.1114	0.1149
6.8	0.0723	0.0779	0.0826	0.0865	0.0898	0.0926	0.0970	0.1004	0.1030	0.1050	0.1066	0.1092	0.1129
7.0	0.0705	0.0761	0.0806	0.0844	0.0877	0.0904	0.0949	0.0982	0.1008	0.1028	0.1044	0.1071	0.1109
7.2	0.0688	0.0742	0.0787	0.0825	0.0857	0.0884	0.0928	0.0962	0.0987	0.1008	0.1023	0.1051	0.1090
7.4	0.0672	0.0725	0.0769	0.0806	0.0838	0.0865	0.0908	0.0942	0.0967	0.0988	0.1004	0.1031	0.1071
7.6	0.0656	0.0709	0.0752	0.0789	0.0820	0.0846	0.0889	0.0922	0.0948	0.0968	0.0984	0.1012	0.1054
7.8	0.0642	0.0693	0.0736	0.0771	0.0802	0.0828	0.0871	0.0904	0.0929	0.0950	0.0966	0.0994	0.1036

续表

z/b \ l/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
8.0	0.0627	0.0678	0.0720	0.0755	0.0785	0.0811	0.0853	0.0886	0.0912	0.0932	0.0948	0.0976	0.1020
8.2	0.0614	0.0663	0.0705	0.0739	0.0769	0.0795	0.0837	0.0869	0.0894	0.0914	0.0931	0.0959	0.1004
8.4	0.0601	0.0649	0.0690	0.0724	0.0754	0.0779	0.0820	0.0852	0.0878	0.0893	0.0914	0.0943	0.0938
8.6	0.0588	0.0636	0.0676	0.0710	0.0739	0.0764	0.0805	0.0836	0.0862	0.0882	0.0898	0.0927	0.0973
8.8	0.0576	0.0623	0.0663	0.0696	0.0724	0.0749	0.0790	0.0821	0.0846	0.0866	0.0882	0.0912	0.0959
9.2	0.0554	0.0599	0.0637	0.0670	0.0697	0.0721	0.0761	0.0792	0.0817	0.0837	0.0853	0.0882	0.0931
9.6	0.0533	0.0577	0.0614	0.0645	0.0672	0.0696	0.0734	0.0765	0.0789	0.0809	0.0825	0.0855	0.0905
10.0	0.0514	0.0556	0.0592	0.0622	0.0649	0.0672	0.0710	0.0739	0.0763	0.0783	0.0799	0.0829	0.0880
10.4	0.0496	0.0537	0.0572	0.0601	0.0627	0.0649	0.0686	0.0716	0.0739	0.0759	0.0775	0.0804	0.0857
10.8	0.0479	0.0519	0.0553	0.0581	0.0606	0.0628	0.0664	0.0693	0.0717	0.0736	0.0751	0.0781	0.0834
11.2	0.0463	0.0502	0.0535	0.0563	0.0587	0.0609	0.0644	0.0672	0.0695	0.0714	0.0730	0.0759	0.0813
11.6	0.0448	0.0486	0.0518	0.0545	0.0569	0.0590	0.0625	0.0652	0.0675	0.0694	0.0709	0.0738	0.0793
12.0	0.0435	0.0471	0.0502	0.0529	0.0552	0.0573	0.0606	0.0634	0.0656	0.0674	0.0690	0.0719	0.0774
12.8	0.0409	0.0444	0.0474	0.0499	0.0521	0.0541	0.0573	0.0599	0.0621	0.0639	0.0654	0.0682	0.0739
13.6	0.0387	0.0420	0.0448	0.0472	0.0493	0.0512	0.0543	0.0568	0.0589	0.0607	0.0621	0.0649	0.0707
14.4	0.0367	0.0398	0.0425	0.0448	0.0468	0.0486	0.0516	0.0540	0.0561	0.0577	0.0592	0.0619	0.0677
15.2	0.0349	0.0379	0.0404	0.0426	0.0446	0.0463	0.0492	0.0515	0.0535	0.0551	0.0565	0.0592	0.0650
16.0	0.0332	0.0361	0.0385	0.0407	0.0425	0.0442	0.0469	0.0492	0.0511	0.0527	0.0540	0.0567	0.0625
18.0	0.0297	0.0323	0.0345	0.0364	0.0381	0.0396	0.0422	0.0442	0.0460	0.0475	0.0487	0.0512	0.0570
20.0	0.0269	0.0292	0.0312	0.0330	0.0345	0.0359	0.0383	0.0402	0.0418	0.0432	0.0444	0.0468	0.0524

矩形面积上三角形分布荷载作用下的附加应力系数 α 与平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$



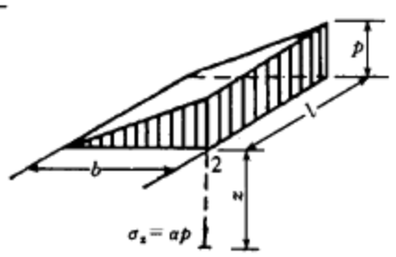


表 K.0.2

z/b \ l/b	0.2				0.4				0.6				l/b
点	1		2		1		2		1		2		点
系数	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	系数
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0223	0.0112	0.1821	0.2161	0.0280	0.0140	0.2115	0.2308	0.0296	0.0148	0.2165	0.2333	0.2
0.4	0.0269	0.0179	0.1094	0.1810	0.0420	0.0245	0.1604	0.2084	0.0487	0.0270	0.1781	0.2153	0.4
0.6	0.0259	0.0207	0.0700	0.1505	0.0448	0.0308	0.1165	0.1851	0.0560	0.0355	0.1405	0.1966	0.6
0.8	0.0232	0.0217	0.0480	0.1277	0.0421	0.0340	0.0853	0.1640	0.0553	0.0405	0.1093	0.1787	0.8
1.0	0.0201	0.0217	0.0346	0.1104	0.0375	0.0351	0.0638	0.1461	0.0508	0.0430	0.0852	0.1624	1.0
1.2	0.0171	0.0212	0.0260	0.0970	0.0324	0.0351	0.0491	0.1312	0.0450	0.0439	0.0673	0.1480	1.2
1.4	0.0145	0.0204	0.0202	0.0865	0.0278	0.0344	0.0386	0.1187	0.0392	0.0436	0.0540	0.1356	1.4
1.6	0.0123	0.0195	0.0160	0.0779	0.0238	0.0333	0.0310	0.1082	0.0339	0.0427	0.0440	0.1247	1.6
1.8	0.0105	0.0186	0.0130	0.0709	0.0204	0.0321	0.0254	0.0993	0.0294	0.0415	0.0363	0.1153	1.8
2.0	0.0090	0.0178	0.0108	0.0650	0.0176	0.0308	0.0211	0.0917	0.0255	0.0401	0.0304	0.1071	2.0
2.5	0.0063	0.0157	0.0072	0.0538	0.0125	0.0276	0.0140	0.0769	0.0183	0.0365	0.0205	0.0908	2.5
3.0	0.0046	0.0140	0.0051	0.0458	0.0092	0.0248	0.0100	0.0661	0.0135	0.0330	0.0148	0.0786	3.0
5.0	0.0018	0.0097	0.0019	0.0289	0.0036	0.0175	0.0038	0.0424	0.0054	0.0236	0.0056	0.0476	5.0
7.0	0.0009	0.0073	0.0010	0.0211	0.0019	0.0133	0.0019	0.0311	0.0028	0.0180	0.0029	0.0352	7.0
10.0	0.0005	0.0053	0.0004	0.0150	0.0009	0.0097	0.0010	0.0222	0.0014	0.0133	0.0014	0.0253	10.0

续表

l/b	0.8				1.0				1.2				l/b
点	1		2		1		2		1		2		点
z/b 系数	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	系数 z/b
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0301	0.0151	0.2178	0.2339	0.0304	0.0152	0.2182	0.2341	0.0305	0.0153	0.2184	0.2342	0.2
0.4	0.0517	0.0280	0.1844	0.2175	0.0531	0.0285	0.1870	0.2184	0.0539	0.0288	0.1881	0.2187	0.4
0.6	0.0621	0.0376	0.1520	0.2011	0.0654	0.0388	0.1575	0.2030	0.0673	0.0394	0.1602	0.2039	0.6
0.8	0.0637	0.0440	0.1232	0.1852	0.0688	0.0459	0.1311	0.1883	0.0720	0.0470	0.1355	0.1899	0.8
1.0	0.0602	0.0476	0.0996	0.1704	0.0666	0.0502	0.1086	0.1746	0.0708	0.0518	0.1143	0.1769	1.0
1.2	0.0546	0.0492	0.0807	0.1571	0.0615	0.0525	0.0901	0.1621	0.0664	0.0546	0.0962	0.1649	1.2
1.4	0.0483	0.0495	0.0661	0.1451	0.0554	0.0534	0.0751	0.1507	0.0606	0.0559	0.0817	0.1541	1.4
1.6	0.0424	0.0490	0.0547	0.1345	0.0492	0.0533	0.0628	0.1405	0.0545	0.0561	0.0696	0.1443	1.6
1.8	0.0371	0.0480	0.0457	0.1252	0.0435	0.0525	0.0534	0.1313	0.0487	0.0556	0.0596	0.1354	1.8
2.0	0.0324	0.0467	0.0387	0.1169	0.0384	0.0513	0.0456	0.1232	0.0434	0.0547	0.0513	0.1274	2.0
2.5	0.0236	0.0429	0.0265	0.1000	0.0284	0.0478	0.0318	0.1063	0.0326	0.0513	0.0365	0.1107	2.5
3.0	0.0176	0.0392	0.0192	0.0871	0.0214	0.0439	0.0233	0.0931	0.0249	0.0476	0.0270	0.0976	3.0
5.0	0.0071	0.0285	0.0074	0.0576	0.0088	0.0324	0.0091	0.0624	0.0104	0.0356	0.0108	0.0661	5.0
7.0	0.0038	0.0219	0.0038	0.0427	0.0047	0.0251	0.0047	0.0465	0.0056	0.0277	0.0056	0.0496	7.0
10.0	0.0019	0.0162	0.0019	0.0308	0.0023	0.0186	0.0024	0.0336	0.0028	0.0207	0.0028	0.0359	10.0

l/b	1.4				1.6				1.8				l/b
点	1		2		1		2		1		2		点
z/b 系数	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	系数 z/b
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0305	0.0153	0.2185	0.2343	0.0306	0.0153	0.2185	0.2343	0.0306	0.0153	0.2185	0.2343	0.2
0.4	0.0543	0.0289	0.1886	0.2189	0.0545	0.0290	0.1889	0.2190	0.0546	0.0290	0.1891	0.2190	0.4
0.6	0.0684	0.0397	0.1616	0.2043	0.0690	0.0399	0.1625	0.2046	0.0694	0.0400	0.1630	0.2047	0.6
0.8	0.0739	0.0476	0.1381	0.1907	0.0751	0.0480	0.1396	0.1912	0.0759	0.0482	0.1405	0.1915	0.8
1.0	0.0735	0.0528	0.1176	0.1781	0.0753	0.0534	0.1202	0.1789	0.0766	0.0538	0.1215	0.1794	1.0
1.2	0.0698	0.0560	0.1007	0.1666	0.0721	0.0568	0.1037	0.1678	0.0738	0.0574	0.1055	0.1684	1.2
1.4	0.0644	0.0575	0.0864	0.1562	0.0672	0.0586	0.0897	0.1576	0.0692	0.0594	0.0921	0.1585	1.4
1.6	0.0586	0.0580	0.0743	0.1467	0.0616	0.0594	0.0780	0.1484	0.0639	0.0603	0.0806	0.1494	1.6
1.8	0.0528	0.0578	0.0644	0.1381	0.0560	0.0593	0.0681	0.1400	0.0585	0.0604	0.0709	0.1413	1.8
2.0	0.0474	0.0570	0.0560	0.1303	0.0507	0.0587	0.0596	0.1324	0.0533	0.0599	0.0625	0.1338	2.0
2.5	0.0362	0.0540	0.0405	0.1139	0.0393	0.0560	0.0440	0.1163	0.0419	0.0575	0.0469	0.1180	2.5
3.0	0.0280	0.0503	0.0303	0.1008	0.0307	0.0525	0.0333	0.1033	0.0331	0.0541	0.0359	0.1052	3.0
5.0	0.0120	0.0382	0.0123	0.0690	0.0135	0.0403	0.0139	0.0714	0.0148	0.0421	0.0154	0.0734	5.0
7.0	0.0064	0.0299	0.0066	0.0520	0.0073	0.0318	0.0074	0.0541	0.0081	0.0333	0.0083	0.0558	7.0
10.0	0.0033	0.0224	0.0032	0.0379	0.0037	0.0239	0.0037	0.0395	0.0041	0.0252	0.0042	0.0409	10.0

续表

l/b / 点 / 系数 / z/b	2.0				3.0				4.0				l/b / 点 / 系数 / z/b
	1		2		1		2		1		2		
	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0306	0.0153	0.2185	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.2
0.4	0.0547	0.0290	0.1892	0.2191	0.0548	0.0290	0.1894	0.2192	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.4
0.6	0.0696	0.0401	0.1633	0.2048	0.0701	0.0402	0.1638	0.2050	0.0702	0.0402	0.1639	0.2050	0.6
0.8	0.0764	0.0483	0.1412	0.1917	0.0773	0.0486	0.1423	0.1920	0.0776	0.0487	0.1424	0.1920	0.8
1.0	0.0774	0.0540	0.1225	0.1797	0.0790	0.0545	0.1244	0.1803	0.0794	0.0546	0.1248	0.1803	1.0
1.2	0.0749	0.0577	0.1069	0.1689	0.0774	0.0584	0.1096	0.1697	0.0779	0.0586	0.1103	0.1699	1.2
1.4	0.0707	0.0599	0.0937	0.1591	0.0739	0.0609	0.0973	0.1603	0.0748	0.0612	0.0982	0.1605	1.4
1.6	0.0656	0.0609	0.0826	0.1502	0.0697	0.0623	0.0870	0.1517	0.0708	0.0626	0.0882	0.1521	1.6
1.8	0.0604	0.0611	0.0730	0.1422	0.0652	0.0628	0.0782	0.1441	0.0666	0.0633	0.0797	0.1445	1.8
2.0	0.0553	0.0608	0.0649	0.1348	0.0607	0.0629	0.0707	0.1371	0.0624	0.0634	0.0726	0.1377	2.0
2.5	0.0440	0.0586	0.0491	0.1193	0.0504	0.0614	0.0559	0.1223	0.0529	0.0623	0.0585	0.1233	2.5
3.0	0.0352	0.0554	0.0380	0.1067	0.0419	0.0589	0.0451	0.1104	0.0449	0.0600	0.0482	0.1116	3.0
5.0	0.0161	0.0435	0.0167	0.0749	0.0214	0.0480	0.0221	0.0797	0.0248	0.0500	0.0256	0.0817	5.0
7.0	0.0089	0.0347	0.0091	0.0572	0.0124	0.0391	0.0126	0.0619	0.0152	0.0414	0.0154	0.0642	7.0
10.0	0.0046	0.0263	0.0046	0.0403	0.0066	0.0302	0.0066	0.0462	0.0084	0.0325	0.0083	0.0485	10.0

l/b / 点 / 系数 / z/b	6.0				8.0				10.0				l/b / 点 / 系数 / z/b
	1		2		1		2		1		2		
	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.2
0.4	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.4
0.6	0.0702	0.0402	0.1640	0.2050	0.0702	0.0402	0.1640	0.2050	0.0702	0.0402	0.1640	0.2050	0.6
0.8	0.0776	0.0487	0.1426	0.1921	0.0776	0.0487	0.1426	0.1921	0.0776	0.0487	0.1426	0.1921	0.8
1.0	0.0795	0.0546	0.1250	0.1804	0.0796	0.0546	0.1250	0.1804	0.0796	0.0546	0.1250	0.1804	1.0
1.2	0.0782	0.0587	0.1105	0.1700	0.0783	0.0587	0.1105	0.1700	0.0783	0.0587	0.1105	0.1700	1.2
1.4	0.0752	0.0613	0.0986	0.1606	0.0752	0.0613	0.0987	0.1606	0.0753	0.0613	0.0987	0.1606	1.4
1.6	0.0714	0.0628	0.0887	0.1523	0.0715	0.0628	0.0888	0.1523	0.0715	0.0628	0.0889	0.1523	1.6
1.8	0.0673	0.0635	0.0805	0.1447	0.0675	0.0635	0.0806	0.1448	0.0675	0.0635	0.0808	0.1448	1.8
2.0	0.0634	0.0637	0.0734	0.1380	0.0636	0.0638	0.0736	0.1380	0.0636	0.0638	0.0738	0.1380	2.0
2.5	0.0543	0.0627	0.0601	0.1237	0.0547	0.0628	0.0604	0.1238	0.0548	0.0628	0.0605	0.1239	2.5
3.0	0.0469	0.0607	0.0504	0.1123	0.0474	0.0609	0.0509	0.1124	0.0476	0.0609	0.0511	0.1125	3.0
5.0	0.0283	0.0515	0.0290	0.0833	0.0296	0.0519	0.0303	0.0837	0.0301	0.0521	0.0309	0.0839	5.0
7.0	0.0186	0.0435	0.0190	0.0663	0.0204	0.0442	0.0207	0.0671	0.0212	0.0445	0.0216	0.0674	7.0
10.0	0.0111	0.0349	0.0111	0.0509	0.0128	0.0359	0.0130	0.0520	0.0139	0.0364	0.0141	0.0526	10.0

（三）“建筑桩基技术规范”（JGJ 94—94）

表 5.2.8-1　　桩的极限侧阻力标准值 q_{sik}（kPa）

土的名称	土的状态	混凝土预制桩	水下钻（冲）孔桩	沉管灌注桩	干作业钻孔桩
填土		20～28	18～26	15～22	18～26
淤泥		11～17	10～16	9～13	10～16
淤泥质土		20～28	18～26	15～22	18～26
粘性土	$I_L>1$	21～36	20～34	16～28	20～34
	$0.75<I_L\leqslant 1$	36～50	34～48	28～40	34～48
	$0.50<I_L\leqslant 0.75$	50～66	48～64	40～52	48～62
	$0.25<I_L\leqslant 0.5$	66～82	64～78	52～63	62～76
	$0<I_L\leqslant 0.25$	82～91	78～88	63～72	76～86
	$I_L\leqslant 0$	91～101	88～98	72～80	86～96
红粘土	$0.7<\alpha_w\leqslant 1$	13～32	12～30	10～25	12～30
	$0.5<\alpha_w\leqslant 0.7$	32～74	30～70	25～68	30～70
粉土	$e>0.9$	22～44	22～40	16～32	20～40
	$0.75\leqslant e\leqslant 0.9$	42～64	40～60	32～50	40～60
	$e<0.75$	64～85	60～80	50～67	60～80
粉细砂	稍密	22～42	22～40	16～32	20～40
	中密	42～63	40～60	32～50	40～60
	密实	63～85	60～80	50～67	60～80
中砂	中密	54～74	50～72	42～58	50～70
	密实	74～95	72～90	58～75	70～90
粗砂	中密	74～95	74～95	58～75	70～90
	密实	95～116	95～116	75～92	90～110
砂砂	中密、密实	116～138	116～135	92～110	100～130

注：①对于尚未完成自重固结的填土和以生活垃圾为主的杂填土，不计算其侧阻力；

②α_w 为含水量，$\alpha_w=w/w_L$；

③对于预制桩，根据土层埋深 h，将 q_{sik} 乘以下表修正系数。

土层埋深 h（m）	$\leqslant 5$	10	20	$\geqslant 30$
修正系数	0.8	1.0	1.1	1.2

表 5.2.8-2　　桩的极限端阻力标准值 q_{pk}（kPa）

土名称	桩型 / 土的状态	预制桩入土深度（m）				水下钻（冲）孔桩入土深度（m）			
		$h\leqslant 9$	$9<h\leqslant 16$	$16<h\leqslant 30$	$h>30$	5	10	15	$h>30$
粘性土	$0.75<I_L\leqslant 1$	210～840	630～1300	1100～1700	1300～1900	100～150	150～250	250～300	300～450
	$0.50<I_L\leqslant 0.75$	840～1700	1500～2100	1900～2500	2300～3200	200～300	350～450	450～550	550～750
	$0.25<I_L\leqslant 0.50$	1500～2300	2300～3000	2700～3600	3600～4400	400～500	700～800	800～900	900～1000
	$0<I_L\leqslant 0.25$	2500～3800	3800～5100	5100～5900	5900～6800	750～850	1000～1200	1200～1400	1400～1600
粉土	$0.75<e\leqslant 0.9$	840～1700	1300～2100	1900～2700	2500～3400	250～350	300～500	450～650	650～850
	$e\leqslant 0.75$	1500～2300	2100～3000	2700～3600	3600～4400	550～800	650～900	750～1000	850～1000
粉砂	稍密	800～1600	1500～2100	1900～2500	2100～3000	200～400	350～500	450～600	600～700
	中密、密实	1400～2200	2100～3000	3000～3800	3800～4600	400～500	700～800	800～900	900～1100

续表

土名称	桩型 / 土的状态	预制桩入土深度（m）				水下钻（冲）孔桩入土深度（m）			
		$h \leqslant 9$	$9 < h \leqslant 16$	$16 < h \leqslant 30$	$h > 30$	5	10	15	$h > 30$
细　砂	中密、密实	2500 ~ 3800	3600 ~ 4800	4400 ~ 5700	5300 ~ 6500	550 ~ 650	900 ~ 1000	1000 ~ 1200	1200 ~ 1500
中　砂		3600 ~ 5100	5100 ~ 6300	6300 ~ 7200	7000 ~ 8000	850 ~ 950	1300 ~ 1400	1600 ~ 1700	1700 ~ 1900
粗　砂		5700 ~ 7400	7400 ~ 8400	8400 ~ 9500	9500 ~ 10300	1400 ~ 1500	2000 ~ 2200	2300 ~ 2400	2300 ~ 2500
砾　砂	中密、密实	6300 ~ 10500				1500 ~ 2500			
角砾、圆砾		7400 ~ 11600				1800 ~ 2800			
碎石、卵石		8400 ~ 12700				2000 ~ 3000			

土名称	桩型 / 土的状态	沉管灌注桩入土深度（m）				干作业钻孔桩入土深度（m）		
		5	10	15	>15	5	10	15
粘性土	$0.75 < I_L \leqslant 1$	400 ~ 600	600 ~ 750	750 ~ 1000	1000 ~ 1400	200 ~ 400	400 ~ 700	700 ~ 950
	$0.50 < I_L \leqslant 0.75$	670 ~ 1100	1200 ~ 1500	1500 ~ 1800	1800 ~ 2000	420 ~ 630	740 ~ 950	950 ~ 1200
	$0.25 < I_L \leqslant 0.50$	1300 ~ 2200	2300 ~ 2700	2700 ~ 3000	3000 ~ 3500	850 ~ 1100	1500 ~ 1700	1700 ~ 1900
	$0 < I_L \leqslant 0.25$	2500 ~ 2900	3500 ~ 3900	4000 ~ 4500	4200 ~ 5000	1600 ~ 1800	2200 ~ 2400	2600 ~ 2800
粉　土	$0.75 < e \leqslant 0.9$	1200 ~ 1600	1600 ~ 1800	1800 ~ 2100	2100 ~ 2600	600 ~ 1000	1000 ~ 1400	1400 ~ 1600
	$e < 0.75$	1800 ~ 2200	2200 ~ 2500	2500 ~ 3000	3000 ~ 3500	1200 ~ 1700	1400 ~ 1900	1600 ~ 2100
粉　砂	稍　密	800 ~ 1300	1300 ~ 1800	1800 ~ 2000	2000 ~ 2400	500 ~ 900	1000 ~ 1400	1500 ~ 1700
	中密、密实	1300 ~ 1700	1800 ~ 2400	2400 ~ 2800	2800 ~ 3600	850 ~ 1000	1500 ~ 1700	1700 ~ 1900
细　砂	中密、密实	1800 ~ 2200	3000 ~ 3400	3500 ~ 3900	4000 ~ 4900	1200 ~ 1400	1900 ~ 2100	2200 ~ 2400
中　砂		2800 ~ 3200	4400 ~ 5000	5200 ~ 5500	5500 ~ 7000	1800 ~ 2000	2800 ~ 3000	3300 ~ 3500
粗　砂		4500 ~ 5000	6700 ~ 7200	7700 ~ 8200	8400 ~ 9000	2900 ~ 3200	4200 ~ 4600	4900 ~ 5200
砾　砂	中密、密实	5000 ~ 8400				3200 ~ 5300		
角砾、圆砾		5900 ~ 9200						
碎石、卵石		6700 ~ 10000						

注：①砂土和碎石类土中桩的极限端阻力取值，要综合考虑土的密实度，桩端进入持力层的深度比 h_b/d，土愈密实，h_b/d 愈大，取值愈高。

②表中沉管灌注桩系指带预制桩尖沉管灌注桩。

表 5.2.9-1　　干作业桩（清底干净，D = 800mm）极限端阻力标准值 q_{pk}（kPa）

土名称		状态		
粘性土		$0.25 < I_L \leqslant 0.75$	$0 < I_L \leqslant 0.25$	$I_L \leqslant 0$
		800 ~ 1800	1800 ~ 2400	2400 ~ 3000
粉　土		$0.75 < e \leqslant 0.9$	$e \leqslant 0.75$	
		1000 ~ 1500	1500 ~ 2000	
砂土、碎石类土		稍　密	中　密	密　实
	粉　砂	500 ~ 700	800 ~ 1100	1200 ~ 2000
	细　砂	700 ~ 1100	1200 ~ 1800	2000 ~ 2500
	中　砂	1000 ~ 2000	2200 ~ 3200	3500 ~ 5000
	粗　砂	1200 ~ 2200	2500 ~ 3500	4000 ~ 5500
	砾　砂	1400 ~ 2400	2600 ~ 4000	5000 ~ 7000
	圆砾、角砾	1600 ~ 3000	3200 ~ 5000	6000 ~ 9000
	卵石、碎石	2000 ~ 3000	3300 ~ 5000	7000 ~ 11000

表 5.2.3-1　侧阻、端阻群桩效应系数 η_s、η_p 及侧阻端阻综合群桩效应系数 η_{sp}

效应系数	土名称	粘性土				粉土、砂土			
	B_c/l \ s_a/d	3	4	5	6	3	4	5	6
η_s	≤0.20	0.80	0.90	0.96	1.00	1.20	1.10	1.05	1.00
	0.40	0.80	0.90	0.96	1.00	1.20	1.10	1.05	1.00
	0.60	0.79	0.90	0.96	1.00	1.09	1.10	1.05	1.00
	0.80	0.73	0.85	0.94	1.00	0.93	0.97	1.03	1.00
	≥1.00	0.67	0.78	0.86	0.93	0.78	0.82	0.89	0.95
η_p	≤0.20	1.64	1.35	1.18	1.06	1.26	1.18	1.11	1.06
	0.40	1.68	1.40	1.23	1.11	1.32	1.25	1.20	1.15
	0.60	1.72	1.44	1.27	1.16	1.37	1.31	1.26	1.22
	0.80	1.75	1.48	1.31	1.20	1.41	1.36	1.32	1.28
	≥1.00	1.79	1.52	1.35	1.24	1.44	1.40	1.36	1.33
η_{sp}	≤0.20	0.93	0.97	0.99	1.01	1.21	1.11	1.06	1.01
	0.40	0.93	0.97	1.00	1.02	1.22	1.12	1.07	1.02
	0.60	0.93	0.98	1.01	1.02	1.13	1.13	1.08	1.03
	0.80	0.89	0.95	0.99	1.03	1.01	1.03	1.07	1.04
	≥1.00	0.84	0.89	0.94	0.97	0.88	0.91	0.96	1.00

注：①B_c、l 分别为承台宽度和桩的人土长度，s_a 为桩中心距，当不规则布桩时按本规范第 5.3.9 条确定；

②当 $s_a/d>6$ 时，取 $\eta_s=\eta_p=\eta_{sp}=1$；两向桩距 s_a 不等时，s_a/d 取均值；

③当桩侧为成层土时，η_s 可按主要土层或分别按各土层类别取值；

④对于孔隙比 $e>0.8$ 的非饱和粘性土和松散粉土、砂类土中的挤土群桩，表列系数可提高 5%，对于密实粉土、砂类土中的群桩，表列系数宜降低 5%。

表 5.2.3-2　　承台内、外区土阻力群桩效应系数

B_c/l \ s_a/d	η_c				η_c^a			
	3	4	5	6	3	4	5	6
≤0.2	0.11	0.14	0.18	0.21				
0.4	0.15	0.20	0.25	0.30				
0.6	0.19	0.25	0.31	0.37	0.63	0.75	0.88	1.00
0.8	0.21	0.29	0.36	0.43				
≥1.0	0.24	0.32	0.40	0.48				

表 5.2.11　　嵌岩段侧阻和端阻修正系数

嵌岩深径比 h_r/d	0.0	0.5	1	2	3	4	≥5
侧阻修正系数 ζ_s	0.000	0.025	0.055	0.070	0.065	0.062	0.050
端阻修系数 ζ_p	0.500	0.500	0.400	0.300	0.200	0.100	0.000

注：①当嵌岩段为中等风化岩时，表中数值乘以 0.9 折减；

②岩石单轴抗压强度的标准值可按附录 C 中 C.0.11 条规定取值。

表 5.2.12　　土层液化折减系数 ψ_L

序　号	$\lambda_N=\frac{N_{63.5}}{N_{cr}}$	自地面算起的液化土层深度 d_L（m）	ψ_L
1	$\lambda_N\leqslant 0.6$	$d_L\leqslant 10$ $d_L>10$	0 1/3
2	$0.6<\lambda_N\leqslant 0.8$	$d_L\leqslant 10$ $d_L>10$	1/3 2/3
3	$0.8<\lambda_N\leqslant 1.0$	$d_L\leqslant 10$ $d_L>10$	2/3 1.0

注：①$N_{63.5}$为饱和土标准贯入击数实测值；N_{cr}为液化判别标准贯入击数临界值；

②对于挤土桩，当桩距小于 $4d$，且桩的排数不少于 5 排、总桩数不少于 25 根时，土层液化折减系数可取 2/3～1。

当承台底非液化土层厚度小于 1m 时，土层液化折减系数按表 5.2.12 中 λ_N 降低一档取值。

表 5.4.2　　桩顶（身）最大弯矩系数 ν_m 和桩顶水平位移系数 ν_x

桩顶约束情况	桩的换算埋深（ah）	ν_m	ν_x
铰接、自由	4.0	0.768	2.441
	3.5	0.750	2.502
	3.0	0.703	2.727
	2.8	0.675	2.905
	2.6	0.639	3.163
	2.4	0.601	3.526
固　接	4.0	0.926	0.940
	3.5	0.934	0.970
	3.0	0.967	1.028
	2.8	0.990	1.055
	2.6	1.018	1.079
	2.4	1.045	1.095

注：①铰接（自由）的 ν_m 系桩身的最大弯矩系数，固接 ν_m 系桩顶的最大弯矩系数；

②当 $ah>4$ 时取 $ah=4.0$。

表 5.2.16-1　　负摩阻力系数 ζ_n

土　类	ζ_n	土　类	ζ_n
饱和软土	0.15～0.25	砂　土	0.35～0.50
粘性土、粉土	0.25～0.40	自重湿陷性黄土	0.20～0.35

注：①在同一类土中，对于打入桩或沉管灌注桩，取表中较大值，对于钻（冲）挖孔灌注桩，取表中较小值；

②填土按其组成取表中同类土的较大值；

③当 q_{si}^n 计算值大于正摩阻力时，取正摩阻力值。

表 5.2.16-2　　中性点深度 l_n

持力层性质	粘性土、粉土	中密以上砂	砾石、卵石	基　岩
中性点深度比 l_n/l_0	0.5～0.6	0.7～0.8	0.9	1.0

注：①l_n、l_0——分别为中性点深度和桩周沉降变形土层下限深度；

②桩穿越自重湿陷性黄土层时，l_n 按表列值增大 10%（持力层为基岩除外）。

表 5.2.18-1　　扩底桩破坏表面周长 u_i

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

表 5.2.18-2　　抗拔系数 λ_i

土　类	λ　值	土　类	λ　值
砂　土	0.50～0.70	粘性土、粉土	0.70～0.80

注：桩长 l 与桩径 d 之比小于 20 时，λ_i 取小值。

（四）“建筑抗震设计规范”（GB 50011—2001）

表 4.1.3　　土的类型划分和剪切波速范围

土的类型	岩土名称和性状	土层剪切波速范围（m/s）
坚硬土或岩石	稳定岩石，密实的碎石土	$v_s > 500$
中硬土	中密、稍密的碎石土，密实、中密的砾、粗、中砂，$f_{ak} > 200$ 的粘性土和粉土，坚硬黄土	$500 \geqslant v_s > 250$
中软土	稍密的砾、粗、中砂，除松散外的细、粉砂，$f_{ak} \leqslant 200$ 的粘性土和粉土，$f_{ak} > 130$ 的填土，可塑黄土	$250 \geqslant v_s > 140$
软弱土	淤泥和淤泥质土，松散的砂，新近沉积的粘性土和粉土，$f_{ak} \leqslant 130$ 的填土，流塑黄土	$v_s \leqslant 140$

注：f_{ak} 为由载荷试验等方法得到的地基承载力特征值（kPa）；v_s 为岩土剪切波速。

表 4.2.3　　地基土抗震承载力调整系数

岩土名称和性状	ζ_a
岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂，$f_{ak} \geqslant 300$ 的粘性土和粉土	1.5
中密、稍密的碎石土，中密和稍密的砾、粗、中砂，密实和中密的细、粉砂，$150 \leqslant f_{ak} < 300$ 的粘性土和粉土，坚硬黄土	1.3
稍密的细、粉砂，$100 \leqslant f_{ak} < 150$ 的粘性土和粉土，可塑黄土	1.1
淤泥，淤泥质土，松散的砂，杂填土，新近堆积黄土及流塑黄土	1.0

表 4.4.3　　土层液化影响折减系数

实际标贯锤击数/临界标贯锤击数	深度 d_s（m）	折减系数
$\leqslant 0.6$	$d_s \leqslant 10$	0
	$10 < d_s \leqslant 20$	1/3
$> 0.6 \sim 0.8$	$d_s \leqslant 10$	1/3
	$10 < d_s \leqslant 20$	2/3
$> 0.8 \sim 1.0$	$d_s \leqslant 10$	2/3
	$10 < d_s \leqslant 20$	1

表 5.1.4-1　　水平地震影响系数最大值

地震影响	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	0.04	0.08（0.12）	0.16（0.24）	0.32
罕遇地震	—	0.50（0.72）	0.90（1.20）	1.40

注：括号中数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

表 5.1.4-2　　特征周期值（s）

设计地震分组	场地类别			
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
第一组	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.30	0.40	0.55	0.75
第三组	0.35	0.45	0.65	0.90

附录2

全国注册岩土工程师执业资格专业考试大纲

第1部分　岩 土 工 程 勘 察

1.1 勘察工作的布置

熟悉根据场地条件、各类工程特点和设计要求，合理布置勘察工作。

1.2 岩土的分类和鉴定

掌握工程岩体和土的分类和鉴定，熟悉岩土各种指标的意义和应用。

1.3 工程地质测绘和调查

掌握工程地质测绘和调查的技术要求和工作方法；掌握各类工程地质图件的编制。

1.4 勘探与取样

了解工程地质钻探的工艺和操作技术；熟悉岩土工程勘察对钻探、井探、槽探、洞探的要求；熟悉土样分级，各级土样的用途和取样技术；熟悉各种取土器的规格、性能和适用范围；熟悉取岩石试样和水试样的技术要求；了解主要物探方法的基本原理、适用范围和成果的应用。

1.5 室内试验

熟悉岩石试验和土工试验的原理、方法和指标间的关系；熟悉根据场地地基条件和工程特点，提出岩土试验和水分析的要求；熟悉岩土试验和水分析成果的应用。

1.6 原位测试

掌握载荷试验、静力触探、圆锥动力触探、标准贯入试验、现场剪切试验、十字板剪切试验、旁压试验、扁铲侧胀试验、波速测试、岩体应力测试等的原理、方法和技术要求；熟悉以上原位测试方法的适用范围和成果的应用。

1.7 地下水

熟悉地下水的类型和运动规律；熟悉岩土渗流特性及其对工程的影响；掌握抽水试验、注水试验、压水试验的方法及其成果的应用；掌握地下水和土对建筑材料和金属腐蚀性的评价方法。

1.8 特殊性岩土的勘察

熟悉软土、湿陷性土、膨胀性岩土、红粘土、填土、盐渍岩土、多年冻土、混合土、风化岩土和残积土等特殊性岩土的基本特征、勘察要求、试验方法和分析评价。

1.9 岩土工程评价

掌握岩土工程特性指标的统计和选用；熟悉各类工程场地稳定性的分析评价；熟悉地基承载力、变形和稳定性的分析评价；掌握勘察资料的整理和勘察报告的编写。

1.10 现场检验与监测

了解各类工程现场检验和监测的内容、方法；掌握检验和监测的工作布置和成果分析应用。

第2部分　浅　基　础

2.1　地基基础设计的荷载与设计原则

了解各类工程设计对荷载的规定及其在地基基础设计中的选用原则；熟悉地基基础设计的各种极限状态及其适用条件；掌握各种极限状态的设计方法。

2.2　浅基础方案选用与比较

了解各种类型浅基础的传力特性、构造特点和适用条件；掌握浅基础方案选用和方案比较的方法。

2.3　地基的评价与计算

熟悉不同类型上部结构、地质条件以及特殊性岩土对地基基础设计的要求；熟悉在地基基础设计中土的各种物理力学指标的换算与应用；熟悉地基破坏的类型及影响地基承载能力的各种因素的作用；熟悉确定地基承载力的各类方法；掌握地基承载力深宽修正与软弱下卧层强度验算的方法；了解各种建筑物对变形控制的要求；掌握地基应力计算和沉降计算方法；了解地基稳定性验算的要求。

2.4　基础设计

了解各种类型浅基础的设计要求和设计步骤;熟悉基础埋置深度与基础底面积的确定原则;掌握基础底面压力分布的计算方法,了解在地基基础设计中控制基础底面压力分布的作用与意义;熟悉各种类型浅基础的构造要求、设计计算内容;掌握浅基础内力计算和钢筋配置的方法。

2.5　动力基础设计

了解各种动力基础的设计要求；了解天然地基动力参数的取用。

2.6　减小不均匀沉降对建筑物损害的措施

了解建筑物的变形特征以及不均匀沉降对建筑物的各种危害；了解产生不均匀沉降的原因，防止和控制不均匀沉降对建筑物损害的建筑措施和结构措施。

2.7　地基基础与上部结构共同作用的概念

了解地基、基础和上部结构共同作用的概念及进行共同作用分析的意义。

第3部分　深　基　础

3.1　桩的类型、选型与布置

掌握桩的类型及各类桩的适用条件；掌握桩的设计选型应考虑的因素，能够根据具体条件进行合理选型；熟悉布桩应考虑的主要因素。

3.2　单桩竖向承载力

了解单桩在竖向荷载作用下的荷载传递机理和破坏机理；掌握单桩竖向极限承载力的概念及如何根据静载试验结果确定单桩竖向极限承载力；熟悉单桩竖向极限承载力的常规计算式；熟悉单桩竖向承载力的静载试验法；了解静力触探法、物理指标经验法的要点；掌握嵌岩桩单桩竖向极限承载力的计算；掌握大直径桩单桩竖向极限承载力考虑尺寸效应的计算；掌握桩身承载力（桩身强度）验算要点。

3.3　群桩的竖向承载力

了解竖向荷载下的群桩效应及基桩、复合基桩的概念；掌握荷载效应基本组合及地震作用效应基本组合条件下的复合基桩或基桩的竖向承载力极限状态设计表达式；掌握复合基桩和基桩竖向承载力计算；了解不考虑承台效应的条件；了解桩基软弱下卧层的验算。

3.4 特殊条件下桩基的设计及其竖向承载力

了解负摩阻力发生机理与条件；了解中性点的物理意义；掌握负摩阻力和下拉荷载的计算方法；了解消减负摩阻力和避免发生负摩阻力的技术措施；了解桩基出现拔力的条件及受拔桩基承载力验算；掌握单桩及整体破坏群桩中基桩的抗拔承载力的计算方法。

3.5 桩基沉降计算

掌握桩基沉降变形的四个控制指标及不同建筑物的容许值；熟悉等效作用分层总和法的基本假定、计算式、荷载与土参数取值及具体运算方法。

3.6 桩基水平承载力和水平位移

熟悉单桩水平静载试验方法及根据静载试验结果如何确定临界荷载和极限荷载；掌握按强度和位移控制的单桩水平承载力设计值计算方法；掌握考虑群桩效应的群桩基础中复合基桩水平承载力设计值计算方法。

3.7 承台设计计算

能够根据布桩情况合理确定承台形式并了解各类承台的有关构造及配筋要求；熟悉承台的受弯计算、受冲切计算及受剪计算。

3.8 桩基施工

熟悉灌注桩、预制混凝土桩和钢桩的主要施工方法和适用条件、工艺要点及质量标准；了解各类灌注桩容易发生的质量问题及其发生原因与预防措施。

3.9 基桩检测与验收

掌握各种基桩承载力及桩身完整性检测方法的基本原理与适用条件；了解基桩验收应提供的基本资料。

3.10 沉井基础

掌握沉井基础的应用条件及沉井施工下沉的原理与方法；熟悉沉井施工的主要工序及沉井施工中常见的问题与处理方法。

第4部分 地 基 处 理

4.1 地基处理方法

熟悉常用地基处理方法的加固原理、适用范围、施工工艺和质量检验方法。

4.2 地基处理方案

熟悉各类软弱地基和不良地基的加固原理，根据工程条件，合理选用地基处理方法。

4.3 地基处理设计

掌握各类工程地基处理设计内容及工作程序，进行地基处理设计；熟悉复合地基加固原理；掌握复合地基承载力和沉降计算方法。

4.4 防渗处理

了解地基的防渗处理技术及其工程应用。

4.5 既有工程地基加固与基础托换技术

熟悉既有工程地基加固原理和加固程序；掌握常用加固技术及应用范围；根据工程条件，提出合理的加固方案，进行加固设计；熟悉既有工程基础托换的常用方法和适用范围。

第5部分　土工结构、边坡与支挡结构、基坑与地下工程

5.1 土工结构

熟悉路堤、堤防和土石坝的设计原则及计算方法；熟悉土工结构的防护与加固措施；了解土工结构填料的选用及填筑标准；熟悉土工结构施工质量控制及监测；熟悉特殊土质及特殊条件下土工结构的特殊要求及设计方法。

5.2 边坡

了解边坡稳定影响因素与边坡破坏的类型和特征；掌握边坡的稳定分析方法；熟悉人工边坡坡度的确定方法。

5.3 边坡防护结构

了解边坡防护的常用技术；熟悉喷锚支护、桩锚结构、钢筋混凝土格构等的设计方法和施工要点；熟悉重力式挡墙的结构形式及设计方法、施工要点；掌握地面排水工程的设计方法。

5.4 基坑开挖与支护

了解基坑工程设计、施工特点及选型原则；掌握常用支护结构的设计、计算方法；熟悉基坑工程的检测、监测方法；了解防止和减少基坑施工对环境影响的技术措施。

5.5 地下工程

了解洞室围岩稳定的影响因素及基本理论；了解太沙基理论的分析方法；熟悉围岩分类及支护类型的设计方法；熟悉新奥法施工的原理和技术要点；了解矿山法（爆破法）、掘进机法、盾构法的特点及适用条件；熟悉土体应力、地应力、应变测试和弹性波测试方法及应用。

5.6 地下水控制

熟悉各类降排水措施的适用条件、布置方式，掌握其设计计算方法；熟悉各种防渗和排水技术及其适用条件；掌握各种地下水控制的施工方法；了解地下水控制对环境的影响与防治措施。

第6部分　特殊地质条件下的岩土工程

6.1 岩溶与土洞

了解岩溶与土洞的发育条件和规律；了解岩溶的类型与形态；了解岩溶与土洞的塌陷机理；掌握岩溶地区不同勘察阶段的勘察评价方法；掌握岩溶与土洞的处理方法。

6.2 滑坡与崩塌

了解滑坡与崩塌的形成条件，危险性分类与评估方法；掌握滑坡与崩塌的勘察与稳定性的验算方法；掌握治理滑坡与崩塌的设计方法。

6.3 泥石流

了解泥石流的形成条件和分类方法；了解泥石流的流量和流速的计算方法；掌握泥石流的勘察方法和防治泥石流的工程设计。

6.4 采空区

了解采空区的危害；了解采空区地表移动规律及特征；了解采空区地表移动和变形的预

测；掌握采空区的勘察评价原则和处理措施。

6.5 地面沉降与地裂缝

了解地面沉降、地裂缝的危害及形成原因；了解地面沉降的估算和预测方法；掌握地面沉降地区和地裂缝的勘察评价方法；了解防止地面沉降的主要措施。

6.6 湿陷性土

熟悉湿陷性土的试验及评价方法；掌握对各类建筑物应采取的设计措施和地基处理的原则、方法；了解建筑施工和维护的原则。

6.7 膨胀土

熟悉膨胀土的特性指标、试验及评价方法；掌握膨胀土地基设计、计算原则及地基处理方法。

6.8 冻土

熟悉冻土的分类、特性指标、试验及勘察评价方法；了解冻土地区的岩土工程设计原则与处理方法。

第7部分 地 震 工 程

7.1 抗震设防的基本知识

了解国家标准《中国地震动参数图》中“两图一表”的基本内容，以及该标准与各类工程抗震规范之间的关系；了解建筑抗震设防的三个水准要求；掌握《建筑抗震设计规范》中抗震设防烈度、设计地震分组、设计地震动参数、设计基本地震加速度和设计特征周期的概念；熟悉土动力参数的试验方法及这些参数的主要影响因素；了解影响地震地面运动的因素；熟悉场地与地基的地震效应。

7.2 地震作用与地震反应谱

了解设计地震反应谱的基本概念；掌握建筑物、桥梁工程及水工建筑物抗震规范中地震设计加速度反应谱的主要参数的确定方法及其对勘察的要求。

7.3 抗震设计中的场地问题

熟悉进行建筑场地选择时各类地段的划分标准及评价准则；掌握建筑场地类别划分的方法；了解建筑场地类别划分对建筑设计的影响。

7.4 土的液化和震陷

了解土的液化原理及危害；掌握建筑物、桥梁工程和水工建筑物有关规范中的液化判别方法；掌握地基液化指标的计算和地基液化等级的评价方法；掌握地基抗液化措施及选择依据；了解建筑地基主要受力层范围内存在软弱粘性土层和湿陷性黄土时，应采取的抗震措施。

7.5 地基基础的抗震验算

熟悉可不进行建筑地基基础抗震承载力验算的建筑条件；掌握天然地基抗震承载力计算方法；熟悉可不进行建筑桩基抗震承载力验算的土质、荷载和建筑条件；熟悉《建筑抗震设计规范》中，对非液化土中低承台桩基和存在液化土层时低承台桩基进行抗震验算的方法。

7.6 土石坝抗震设计

熟悉土石坝地基中液化土层的判别方法及可选用的抗震措施；熟悉土石坝的抗震措施；掌握用拟静力法对土石坝进行抗震稳定性计算的方法；掌握土石坝的抗震计算中，瑞典圆弧法与

简化毕肖普法的应用条件和计算方法。

第8部分　工程经济与管理

8.1　现行建设工程项目总投资构成及其包含的内容

了解现行建设工程项目总投资的构成，进入固定资产投资各项费用和流动资产投资所包含的内容。

8.2　工程建设的基本程序与岩土工程各方面技术经济分析

了解工程建设的基本程序，工程建设项目可行性研究的概念、作用、工作程序；了解岩土工程勘察、设计技术经济分析的原则，岩土工程设计方案技术经济评价的原则、一般程序，岩土工程治理（施工）技术经济分析的意义、主要内容和一般程序。

8.3　岩土工程概预算及收费计算原则

了解岩土工程设计概算的作用、编制依据、步骤与方法，岩土工程施工图预算的作用、编制依据与方法，岩土工程治理（施工）预算费用的编制，岩土工程施工预算与施工图预算的差异和对比分析；掌握岩土工程勘察、设计、监测、检测、监理的收费计算原则。

8.4　岩土工程招标与投标

了解现行岩土工程招标投标的主要方法，招标投标程序；掌握投标报价的依据和基本原则，编制标书的方法、步骤及注意事项。

8.5　岩土工程合同

了解《中华人民共和国合同法》中的建设工程合同部分的主要内容；了解与岩土工程有关的合同种类；了解岩土工程勘察、工程物探、岩土工程设计、治理、监测（检测）合同的主要内容；了解岩土工程监理参照《建设工程委托监理合同（示范文本）》的相关内容。

8.6　岩土工程监理

了解岩土工程监理的基本概念及业务范围，基本特点和依据；了解岩土工程监理的对象、主要工作目标、工作方法和基本原则。

8.7　有关工程勘察设计咨询业的主要行政法规

了解《中华人民共和国建筑法》、《建设工程质量管理条例》、《实施工程建设强制性标准监督规定》、《工程建设标准强制性条文》等法规体系的主要内容；熟悉《建设工程勘察设计管理条例》、《工程勘察资质分级标准》、《建设工程勘察质量管理办法》。

8.8　2000版ISO9000族标准

了解中国国家标准编号及其与2000版ISO9000族标准的对应关系，实施ISO9000族标准的意义，对应用八项质量管理原则的理解，ISO9000族标准与全面质量管理的对比。

8.9　建设工程项目管理

了解建设项目法人的职责，建设项目法人应具有的业务技能，总承包的组织系统，工程项目实施阶段项目管理的基本内容，项目经理部的基本构成，项目经理应具备的条件，项目经理的职责和授权，项目动态管理信息系统和计算机应用。

8.10　注册土木工程师（岩土）的权利与义务

了解注册土木工程师（岩土）的权利和义务；了解全国勘察设计行业从业公约和全国勘察设计行业职业道德准则。

附录 3

全国注册岩土工程师执业资格
专业考试参考书目

一、规范、规程类

1.《岩土工程勘察规范》(GB 50021—2001)
2.《建筑工程地质钻探技术标准》(JGJ 87—92)
3.《原状土取样技术标准》(JGJ 89—92)
4.《工程岩体分级标准》(GB 50218—94)
5.《工程岩体试验方法标准》(GB/T 50266—99)
6.《土工试验方法标准》(GB/T 50123—1999)
7.《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)
8.《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)
9.《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—94)
10.《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)
11.《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2002)
12.《湿陷性黄土地区建筑规范》(GBJ 25—90)
13.《膨胀土地区建筑技术规范》(GBJ 112—87)
14.《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—99)
15.《公路工程抗震设计规范》(JTJ 004—89)
16.《公路路基设计规范》(JTJ 013—95)
17.《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ 024—85)
18.《公路工程地质勘察规范》(JTJ 064—98)
19.《铁路工程地质勘察规范》(TB 10012—2001)
20.《铁路路基设计规范》(TB 1001—99)
21.《铁路路基支挡结构设计规范》(TB 10025—2001)
22.《铁路工程不良地质勘察规程》(TB 10027—2001)
23.《铁路工程特殊岩土勘察规程》(TB 10038—2001)
24.《铁路特殊路基设计规范》(TB 10035—2002)
25.《港口工程地质勘察规范》(JTJ 240—97)
26.《港口工程地基规范》(JTJ 250—98)
27.《碾压式土石坝设计规范》(SL 274—2001)
28.《水利水电工程地质勘察规范》(GB 50287—99)
29.《水工建筑物抗震设计规范》(DL 5073—2000)
30.《中国地震动参数区划图》(GB 18306—2001)
31.《建筑边坡工程技术规范》(GB 50330—2002)

二、建筑法规类

1.《中华人民共和国建筑法》

2.《中华人民共和国合同法》

3. 国务院《建设工程质量管理条例》

4. 国务院《建设工程勘察设计管理条例》

5. 国家计委:《工程建设项目招标范围和规模标准规定》

6. 国家计委、建设部:《工程勘察收费标准（2002 年修订本）》

7. 建设部、国家工商行政管理局:《建设工程勘察合同文本》

8. 建设部:《关于进一步加强工程招标投标管理的规定》

9. 建设部:《实施工程建设强制性标准监督规定》

10. 建设部《勘察设计职工职业道德准则》

三、设计手册类

1. 林在贯、高大钊、顾宝和、石振华主编:《岩土工程手册》。中国建筑工业出版社，1994 年。

2. 常士骠、张苏民主编:《工程地质手册》（第三版）。中国建筑工业出版社，1994 年。

3. 地基处理手册编委会:《地基处理手册》（第二版）。中国建筑工业出版社，2000 年。

4. 桩基工程手册编写委员会:《桩基工程手册》。中国建筑工业出版社，1995 年。

5. 林宗元主编:《岩土工程勘察设计手册》。辽宁科学技术出版社，1996 年。

6. 林宗元主编:《岩土工程监理手册》。辽宁科学技术出版社，1996。

7.《公路设计手册》（路基）。人民交通出版社，1987 年。

8. 铁路第一勘察设计院主编:《铁路工程设计技术手册》(路基)。中国铁道出版社,1995 年。

10. 铁路第一勘察设计院主编:《铁路工程地质手册》。中国铁道出版社，1999 年。

四、一般参考用书

1. 高大钊主编:《土力学与基础工程》。中国建筑工业出版社，1998 年。

2. 顾晓鲁等主编:《地基与基础》。中国建筑工业出版社，2003 年。

3. 重庆建筑工程学院、同济大学等主编:《岩体力学》。中国建筑工业出版社，1998 年。

4. 刘惠珊、张在明编著:《地震区的场地与地基基础》。中国建筑工业出版社，1994 年。

5. 龚晓南编:《地基处理新技术》。陕西科学技术出版社，1997 年。

6. 周亮臣编:《盐渍土地区建筑暂行规定》。

7. 高大钊主编:《地基基础设计与施工丛书》（第二版）。机械工业出版社，2002 年。

8. 钱家欢、殷宗泽主编:《土工原理与计算》（第二版）。中国水利电力出版社，1996 年。

9. 杨季美主编:《工程技术经济学》。西南交通大学出版社，1993 年。

10. 隆威、黄树华主编:《岩土工程预决算指南》。中南工业大学出版社，1996 年。

11. 郑连庆主编:《建筑工程经济与管理》。华南理工大学出版社，1997 年。

12. 李欣主编:《2000 版 ISO9000 标准质量管理体系内部审核员培训教材》。中国计量出版社，2002 年。

13. 段永侯等主编:《中国地质灾害》。中国建筑工业出版社，1993 年。

说明：以上一般参考用书，可以用国内重点院校按规定教学大纲和规范编写的同类教材代用。

附录4

全国注册岩土工程师执业资格考试专业考试科目、分值、时间分配及题型特点

1. 考试科目：

1.1 岩土工程勘察

1.2 浅基础

1.3 深基础

1.4 地基处理

1.5 土工建筑物、边坡、基坑与地下工程

1.5 特殊条件下的岩土工程

1.7 地震工程

1.8 工程经济与管理

以上各科目均为必答题。

2. 考试时间分配及试题分值：

全国勘察设计注册土木工程师（岩土）专业考试分为2天，第一天为专业知识考试，第二天为专业案例考试，考试时间每天上、下午各3小时。第一天为知识概念性考题，上、下午各70题，前40题为单选题，每题分值为1分，后30题为多选题，每题分值为2分，试卷满分200分；第二天为案例分析题，上、下午各35题，实行35题选25题做答的方式，多选无效。如考生作答超过25道题，按题目序号从小到大的顺序对作答的前25道题计分及复评试卷，其他作答题目无效。每题分值为2分，满分100分。

3. 题型特点：

考题由概念题、综合概念题、简单计算题、连锁计算题及综合分析题组成，连锁题中各小题的计算结果一般不株连。

参 考 文 献

[1] 东南大学等4校编.《土力学》. 中国建筑工业出版社，2001年6月

[2] 袁聚云，李镜培，楼晓明等编著.《基础工程设计原理》. 同济大学出版社，2001年1月

[3] 龚思礼等编著.《建筑抗震设计手册》. 中国建筑工业出版社，2003年1月

[4] 中国建筑科学研究院结构所主编.《混凝土结构设计规范》（GB50010—2002）. 中国建筑工业出版社，2002年4月

[5] 国家发展计划委员会，建设部.《工程勘察设计收费标准》（2002年修订本）. 中国物价出版社，2002年1月

[6] 中国建筑科学研究院地基所主编.《建筑基桩检测技术规范》（JGJ 106—2003）

[7] 刘兴录编著.《桩基工程与动测技术200问》. 中国建筑工业出版社，2000年5月

[8] 黄强等编.《注册岩土工程师专业考试复习教程》. 中国建筑工业出版社，2002年7月

[9]《桩基工程手册》编委会.《桩基工程手册》. 中国建筑工业出版社，1995年9月

[10] 中国工程建设标准协会标准《超声法检测混凝土缺陷技术规程》（CECS 21：2000）

[General Information]
书名=注册岩土工程师执业资格考试300问
作者=
页数=342
出版社=
出版日期=
SS号=11293739
DX号=
URL=http://book.szdnet.org.cn/bookDetail.jsp?dxNumber=&d=204018350E153ABB9B73FEBC82B56715

封面
书名
版权
前言
目录
目录
1岩土工程勘察
1．1岩土工程勘察是如何进行分级的？
1．2岩土是如何分类的？
1．3岩土工程勘察分哪几个阶段进行？各阶段主要内容是什么？
1．4高层建筑勘探点的数量、间距和深度如何确定？
1．5桩基工程勘探点的间距和深度如何确定？
1．6岩土工程勘察取土试样和原位测试数量有什么要求？
1．7岩土工程勘察中的工程地质测绘和调查应在哪个勘察阶段进行？地质点应如何定位？
1．8场地的主要地貌有哪几种？形成原因是什么？建筑地基应注意哪些问题？
1．9常用的岩土工程勘探方法有哪些？适用范围是什么？哪些勘探方法可取到不扰动土样？
1．10原状土试样质量是如何分级的？不同级别土样可进行哪些试验内容？
1．11　岩土和土有哪些物理力学指标？其含意是什么？主要的力学指标使用原则和试验要求是什么？
1．12岩土工程常用的原位测试手段有哪些？能提供哪些参数？其适用
条件是什么？
1．13岩土工程常用的水文地质参数有哪些？是如何测定的？
1．14地下水的类型和赋存状态是什么？
1．15地下水对混凝土腐蚀性分级标准是什么？
1．16地下水升降对岩土工程特性和建筑物有哪些影响？
1．17什么是填土，其工程特性和评价指标是什么？
1．18什么是湿陷性黄土？其工程特性和评价指标是什么？
1．19什么是膨胀土？其工程特性和评价指标是什么？
1．20什么是软土？其工程特性和评价指标是什么？
1．21什么是风化岩和残积土？其工程特性是什么？
1．22什么是均值、标准差和变异系数？岩土参数标准值是如何确定的？
1．23如何计算土的粘聚力和内摩擦角标准值（例题）？
1．24如何计算土的物理参数（例题4道）？
1．25如何计算土层的压缩系数和压缩模量（例题）？
1．26如何判定花岗岩风化程度（例题）？
1．27如何计算压实填土的最大干密度和最优含水量（例题）？
1．28如何求土样的主应力和剪应力（例题3道）？
1．29如何进行场地勘察方案设计（例题）？
1．30如何计算黄土的湿陷量（例题）？
1．31如何计算土的抗剪强度标准值（例题）？

１．３２如何根据抽水试验确定土层的渗透系数（例题２道）？
１．３３如何配制土的含水量（例题）？
１．３４如何进行渗流量和渗透系数计算（例题１０道）？
１．３５如何确定土的名称（例题５道）？
１．３６如何判断土样级配好坏（例题）？
１．３７如何用十字板剪切试验确定土的抗剪强度（例题）？
１．３８如何判断正常固结土、超固结土和欠固结土（例题３道）？
１．３９如何计算取土器的面积比（例题）？
１．４０如何由十字板剪切试验结果求土的灵敏度（例题）？
１．４１　　如何根据平板静载试验结果确定地基土承载力特征值（例题）？
１．４２如何根据多孔抽水试验，求土层渗透系数（例题）？
１．４３如何根据岩石点载荷试验结果确定岩石强度（例题）？
１．４４如何计算土的压缩指数Ｃｃ（例题）？
１．４５如何求黄土的湿陷起始压力（例题）？
１．４６如何计算降水的涌水量（例题）？
１．４７如何进行水工建筑围岩工程评价（例题）？
２浅基础
２．１什么是地基和基础？
２．２什么是特征值？
２．３什么是地基承载力特征值、容许承载力和极限承载力？
２．４建筑物的设计等级（安全等级）是根据什么划分的？
２．５地基基础设计时，哪些建筑物应按地基变形计算？哪些建筑物可不作
变形计算？
２．６地基设计时，其受力层指的是什么？
２．７地基计算时，传至基础底面上的荷载何种情况按标准组合、准永久
组合和基本组合？何种情况不计入风荷载和地震作用？土自重的
分项系数应取多少？
２．８基础埋置深度根据什么确定？应满足什么条件？
２．９地基承载力与基础宽度及埋置深度有无关系？如何进行深、宽修正？
修正系数与土的类别是什么关系？
２．１０土的抗剪强度由哪两个土性参数组成？如何用土的抗剪强度参数确
定地基承载力？
２．１１轴心荷载和偏心荷载作用下如何进行地基承载力验算？
２．１２什么叫基础底面的附加压力？它和基础埋深有什么关系？
２．１３如何进行软弱下卧层地基承载力验算？
２．１４当地下水位处于基础底面以上时，对浅基础设计有什么影响？设计时
对地下水要考虑哪些方面问题？
２．１５如何进行天然地基沉降计算？
２．１６考虑应力历史或沉降与时间关系时，怎样计算地基沉降？对土

工
试验有什么要求？
２．１７哪些因素会导致建筑物的不均匀沉降？设计时可采取哪些措施减少不均匀沉降？
２．１８用什么方法验算地基稳定性？规定的稳定安全系数应不小于多少？
从稳定性考虑，对位于土坡顶上的建筑有什么专门的要求？
２．１９浅基础有哪些型式？
２．２０建筑物沉降观测要点是什么？
２．２１动力基础设计基本要求是什么？
２．２２天然地基土的动力参数有哪些？
２．２３地基基础与上部结构共同作用的概念是什么？
２．２４如何用分层总和法单向压缩基本公式计算基础沉降（例题）？
２．２５如何用ＧＢ　５０００７—２００２规范的计算地基变形公式计算基础最终沉降（例题）？
２．２６如何计算土层自重应力（例题）？
２．２７如何求基础底面压力值（例题）？
２．２８如何求地基附加应力（例题３道）？
２．２９如何进行基础尺寸设计（例题４道）？
２．３０如何用土的抗剪强度指标计算地基承载力（例题３道）？
２．３１如何进行软弱下卧层地基承载力验算（例题３道）？
２．３２如何计算基础中点的最终沉降量（例题）？
２．３３　　当水位上升后对地基承载力有何影响（例题）？
２．３４如何进行条形基础宽度计算、软弱下卧层承载力验算和沉降计算（例题）？
２．３５如何进行条形基础设计（例题）？
２．３６如何用“港口工程地基规范”（ＪＴＪ２５０—９８）计算地基承载力
（例题）？
２．３７如何计算独立基础的沉降（例题）？
２．３８如何计算沉降计算深度范围内的压缩模量当量（例题）？
２．３９如何求基础的偏心距（例题）？
２．４０如何确定挡土墙基底压力分布形式（例题）？
２．４１如何设计承重砖墙混凝土基础（例题）？
２．４２如何验算正方形独立基础受冲切承载力（例题）？
２．４３如何进行正方形独立基础底板配筋的弯矩计算（例题）？
２．４４如何验算矩形独立基础受冲切承载力（例题）？
２．４５如何进行矩形独立基础配筋计算（例题）？
２．４６如何验算基础变阶处受冲切承载力（例题）？
２．４７　　当ｌ＜ａ′＋２ｈ０时，如何验算基础受冲切承载力（例题）？
２．４８如何进行基础底板的弯矩计算（例题）？
２．４９如何进行条形基础底板的配筋计算（例题）？
２．５０如何设计无筋扩展基础（例题）？
２．５１如何设计有吊车的厂房柱基础（例题）？
２．５２如何进行有相邻基础影响的沉降计算（例题）？

２．５３如何进行钢筋混凝土板式基础设计（例题）？
２．５４如何计算土层中的总应力、孔隙水压力和有效应力（例题５道）？
２．５５如何进行承载力的统计分析（例题３道）？
２．５６如何进行灰土基础设计（例题）？
２．５７如何设计条形基础（例题）？
２．５８如何设计毛石和毛石混凝土基础（例题）？
２．５９如何设计钢筋混凝土条形基础？
２．６０如何计算绝对标高（例题）？
２．６１如何计算基底附加压力（例题）？
２．６２如何验算软弱下卧层的地基承载力（例题）？
２．６３如何根据土的抗剪强度指标确定地基承载力（例题）？
２．６４如何计算重力式码头基础地基承载力（例题）？
２．６５如何计算基础沉降（例题）？
２．６６如何进行地基承载力深宽修正（例题）？
２．６７如何计算沉箱基底有效受压宽度和长度（例题）？
２．６８如何计算公路桥台基础偏心距（例题）？
２．６９如何验算地基承载力（例题）？
３深基础
３．１桩是怎么分类的？
３．２什么是单桩、桩基、单桩竖向极限承载力标准值、单桩竖向承载力
特征值和单桩竖向承载力设计值？
３．３如何确定布桩的中心距？
３．４如何选择桩端持力层及桩端入持力层深度？
３．５桩基承载能力极限状态的计算及按正常使用极限状态验算桩基沉降时，
应采用哪些荷载效应组合？
３．６什么情况下应考虑桩侧负摩阻力？如何考虑？
３．７单桩竖向极限承载力标准值与设计值什么关系？各种抗力分项系数
如何取值？
３．８岩溶桩承载力如何确定？
３．９桩基最终沉降量计算方法是什么？
３．１０作用在桩基上的水平荷载有哪些？如何确定单桩的水平承载力
设计值？
３．１１　　验算地震作用桩基的水平承载力时，如何确定单桩的水平承载力
设计值？
３．１２钻孔灌注桩的施工质量检查内容有哪些？
３．１３沉井基础适用哪些土层？主要施工工序有哪些？
３．１４大直径桩承载力为什么要折减？怎么折减？
３．１５钢管桩的承载力是如何确定的？
３．１６什么是群桩效应？
３．１７钢筋混凝土预制桩施工过程中容易发生哪些质量问题？

３．１８沉管灌注桩容易发生哪些质量问题？
３．１９泥浆护壁灌注桩容易发生哪些质量问题？
３．２０人工挖孔灌注桩容易发生哪些质量问题？
３．２１什么是单桩承载力？
３．２２我国现行规范规定，桩静载荷试验方法是什么？
３．２３我国有关规范对桩静荷载试验的加荷分级、沉降相对稳定标准和
极限承载力确定方法是什么？
３．２４桩周存在液化土层时，如何计算单桩竖向承载力？
３．２５桩周存在液化土层时，如何计算单桩水平承载力？
３．２６如何确定桩的抗拔承载力？
３．２７桩在竖向荷载作用下的荷载传递机理是什么？
３．２８桩应如何进行设计选型？
３．２９布桩应考虑哪些主要因素？
３．３０什么是高、低应变法动力试桩？
３．３１　高应变动力试桩和静荷载试桩的根本区别是什么？
３．３２应力波反射法测桩的基本原理是什么？
３．３３高应变法测桩基本原理是什么？
３．３４　目前高应变法测桩还有哪些方法？量测哪些参数？得到哪
些成果？
３．３５声波透射法的基本原理是什么？
３．３６什么是桩身质量检验的钻芯法
３．３７如何进行单桩承载力计算（例题）？
３．３８如何进行预制桩复合基桩承载力验算（例题）？
３．３９如何进行灌注桩复合基桩承载力验算（例题）？
３．４０如何进行群桩基础软弱下卧层承载力验算（例题）？
３．４１如何进行灌注桩单桩水平承载力计算（例题）？
３．４２如何进行预制桩单桩水平承载力计算（例题）？
３．４３如何进行群桩基础水平承载力计算（例题）？
３．４４如何进行嵌岩桩承载力计算（例题）？
３．４５如何进行桩水平承载力地基土水平抗力系数的比例系数值的计算（例题）？
３．４６如何进行大直径桩竖向承载力计算（例题）？
３．４７如何计算扩底桩单桩抗拔承载力（例题）？
３．４８如何进行钢管桩承载力计算（例题）？
３．４９存在液化土层时、如何计算单桩竖向承载力（例题）？
３．５０存在液化土层时，如何计算单桩水平承载力（例题）？
３．５１　如何计算灌注桩负摩阻力引起的下拉荷载（例题）？
３．５２如何进行桩基沉降计算（例题）？
３．５３　已知桩身轴力图为梯形分布，如何计算侧阻力分布（例题）？
３．５４已知桩身轴力为三角形分布，如何求侧阻分布（例题）？
３．５５如何设计承台尺寸和桩长（例题）？
３．５６如何进行灌注桩基础计算（例题）？
３．５７如何进行桩承台冲切承载力验算（例题）？

３．５８如何进行群桩基础基桩最大竖向力设计值计算（例题）？
３．５９如何进行桩端带隔板的钢管桩承载力计算（例题）？
３．６０如何按“建筑桩基技术规范”（ＪＧＪ９４—９４）计算桩基础的沉降
（例题）？
３．６１　如何计算预制桩负摩阻力的下拉荷载（例题）？
３．６２如何按“建筑桩基技术规范”（ＪＧＪ９４—９４）计算基桩抗拔极限
承载力（例题）？
３．６３如何计算非端承桩复合基桩竖向承载力设计值（例题）？
３．６４如何计算挡土桩的水平阻滑力（例题）？
３．６５　如何按“建筑桩基技术规范”（ＪＧＪ９４—９４）计算复合基桩的水平
承载力设计值（例题）？
３．６６如何进行桩承台的受弯、受冲切和受剪承载力计算（例题）？
３．６７如何进行承台角桩冲切承载力计算（例题）？
３．６８如何进行群桩基础抗拔承载力计算（例题）？
３．６９如何进行承台设计（例题）？
３．７０如何进行桩承台配筋计算（例题）？
３．７１　如何按照“建筑地基基础设计规范”（ＧＢ　５０００７—
进行桩基础设计（例题）？
３．７２如何按“建筑地基基础设计规范”（ＧＢ　５０００７—２００２）进行
三桩三角形承台计算（例题）？
３．７３如何进行承台局部受压承载力计算（例题）？
３．７４如何根据静力触探资料确定单桩竖向极限承载力标准值（例题３道）？
３．７５　如何用《公路桥涵地基与基础设计规范》（ＪＴＪ０２４—８５）进行桩基础承载力验算（例题）？
３．７６如何计算桩负摩阻力（例题）？
３．７７如何计算钢管桩承载力（例题）？
３．７８如何计算扩底桩扩底直径（例题）？
３．７９如何计算桩基压曲稳定系数（例题）？
３．８０如何计算高承台桩基水平位移（例题）？
３．８１　如何计算填土对桩产生负摩擦力的下挖拉载（例题）？
３．８２如何计算桩承台受剪承载力（例题）？
３．８３如何计算桩基础沉降（例题）？
３．８４如何根据静力触探资料计算单桩承载力（例题）？
３．８５如何计算单桩水平承载力（例题）？
３．８６如何验算群桩基础和基桩抗拔承载力（例题）？
３．８７如何计算黄土湿陷产生的负摩阻力（例题）？
４地基处理
４．１选择地基处理方案时，应考虑哪些主要因素？
４．２　已选定的地基处理方法，如何验证其设计参数和处理效果的

可靠性和适宜性？
4．3经处理后的地基承载力特征值，应如何进行修正？
4．4挖填垫层法中垫层厚度如何确定？垫层厚度多厚为适宜？
4．5换填垫层法中，每一垫层的施工质量如何检验？
4．6对垫层承载力除现场载荷试验确定外，应如何取值？
4．7预压法适用范围和应用条件是什么？
4．8加载预压法用于各种不同目的地基处理中，其竖向排水砂井的设置深度是如何确定的？
4．9真空预压设计内容、对膜下真空度和压缩层固结度的要求是多少？
4．10强夯法的有效加固深度根据地基土性质确定后，如何选定相应的单击夯击能？
4．11　强夯法两遍夯击之间应有一定的时间间隔，应如何确定不同地基土的间隔时间？
4．12强夯置换法的墩体可采用哪些材料？如何进行质量检验？
4．13振冲法分哪几类及适用土的类型？桩体采用何种材料？
4．14可液化地基处理常用哪几种方法？其处理范围多大？
4．15消除黄土地基湿陷性有哪几种处理方法？
4．16土或灰土挤密桩法适用于处理哪些类型地基？经处理后的地基承载力特征值如何确定？
4．17砂石桩法适用于哪些类型地基处理？其桩间距和桩长如何确定？
4．18水泥土搅拌法的功能是什么？固化剂掺入量宜多少？
4．19夯实水泥土桩的成孔方法有哪些？其密实度如何控制？
4．20石灰桩法适应于哪些土层？掺合料的比例如何？
4．21柱锤冲扩桩法的桩体用什么材料？处理深度为多少？
4．22水泥粉煤灰碎石桩法（简称ＣＦＧ桩）的适用范围是哪些？在初步设计时如何估算复合地基承载力特征值？
4．23　ＣＦＧ桩有哪些成孔方法？混合料的坍落度应如何控制？
4．24　ＣＦＧ桩褥垫层应采用多厚？它有何作用？
4．25如何验算换填地基承载力（例题）？
4．26如何估算ＣＦＧ桩复合地基承载力（例题）？
4．27如何进行ＣＦＧ桩复合地基的沉降计算（例题）？
4．28如何进行搅拌桩复合地基承载力验算（例题）？
4．29如何进行复合地基软弱下卧层承载力验算（例题）？
4．30如何计算搅拌桩复合地基的沉降（例题）？
4．31　如何估算搅拌桩复合地基承载力特征值（例题）？
4．32如何计算高压喷射注浆桩复合地基的桩间距（例题）？
4．33如何进行独立基础的地基处理（例题）？
4．34如何设计地基处理方案（例题）？
4．35如何进行地基土的固结度计算（例题）？

４．３６如何设计水泥土搅拌法复合地基（例题）？
４．３７如何计算灰土挤密桩桩数（例题）？
４．３８如何计算预压排水固结的预压时间（例题）？
４．３９如何计算沉箱式条形基础重力式码头的砂垫层压力设计值（例题）？
４．４０如何计算真空预压固结沉降量（例题）？
４．４１　采用砂井加固软土地基，如何计算固结时间（例题）？
４．４２如何计算ＣＦＧ桩复合地基的桩间距（例题）？
４．４３如何计算ＣＦＧ桩单桩承载力特征值（例题）？
４．４４如何计算水泥搅拌桩的面积量换率（例题）？
４．４５如何根据静载荷试验确定复合地基承载力（例题）？
４．４６如何计算砂井预压土的固结度（例题）？
４．４７如何估算强夯有效加固深度（例题）？
5 土工结构、边坡与支挡结构、基坑与地下工程
５．１压实填土的质量主要控制哪些指标？
５．２压实填土的最优含水量与最大干密度宜用什么方法确定？
５．３用压实填土的垫层作为地基时，对填料有什么要求？
５．４影响边坡稳定性的主要因素有哪些？对各种不同的边坡（粘性土、碎石土、黄土、填土和岩石）在分析其稳定性时，应各自注意哪些因素？
５．５边坡稳定性评价有哪些常用方法？对于非岩质边坡，哪些土性指标起决定性作用？
５．６为什么挡土墙应设置泄水孔和墙后填土宜选择透水性好的填料？
５．７对于重力式挡土墙，应从哪些方面验算其稳定性？验算时除了土性指标和几何参数外，还需要哪两项重要的摩擦系数（角）？
５．８深基坑开挖与支护对于勘察工作有哪些要求？需要特别注意哪些问题？
５．９基坑支护有哪些类型和方式？各自的适用条件是什么？
５．１０基坑支护结构设计应考虑哪种极限状态？包括哪些具体内容？
５．１１　主动土压力、静止土压力和被动土压力各自产生的条件是什么？
５．１２与基坑支护结构设计有关的土性参数有哪些？其中哪些最为重要？
５．１３作用于支护结构的土压力，怎样采用土抗剪强度指标？如何按朗肯理论公式进行计算？
５．１４有超载时如何计算主动土压力？
５．１５如何进行分层土的主动土压力计算？
５．１６墙后填土有地下水时，如何计算土压力？
５．１７工程降水应考虑哪些因素？井点降水的类型和适用条件是什么？

５．１８深基坑工程监测包括哪些内容？其对环境评价应考虑哪些问题？
５．１９影响人工地下洞室围岩稳定性的主要因素有哪些？应如何选址？
５．２０评价岩体洞室稳定性方法是什么？
５．２１什么是新奥法施工？
５．２２什么是盾构法施工？
５．２３如何计算挡土墙主动土压力（例题）？
５．２４挡土墙墙背填料为三层土，如何计算主动土压力（例题）？
５．２５如何计算有地下水时挡土墙的主动土压力（例题）？
５．２６如何计算有超载时的主动土压力（例题）？
５．２７如何计算墙背填土面倾斜时的主动土压力（例题）？
５．２８如何计算地下连续墙基坑支护的最大弯矩（例题）？
５．２９如何计算搅拌桩挡土墙的抗倾覆和抗滑移稳定系数（例题）？
５．３０如何进行搅拌桩挡土墙的宽度和正截面承载力验算（例题）？
５．３１如何进行挡土墙计算（例题）？
５．３２如何进行滑坡推力计算（例题２道）？
５．３３如何进行击实试验结果综合分析（例题）？
５．３４　　如何计算静止、主动和被动土压力（例题２道）？
５．３５如何进行挡土墙尺寸设计（例题）？
５．３６如何按（ＧＢ５０００７—２００２）规范验算挡土墙的稳定性（例题）？
５．３７如何选用铁路路堤护坡方案（例题）？
５．３８如何设计路堤宽度（例题）？
５．３９如何计算洞库顶板高度（例题）？
５．４０如何估算路堤的极限高度（例题）？
５．４１如何计算支护结构的水平荷载（例题）？
５．４２如何计算岩体等效内摩擦角（例题）？
５．４３如何计算基坑的主动土压力（例题）？
５．４４如何计算支护结构的抗倾覆稳定性（例题）？
５．４５如何验算挡土墙的倾覆稳定性（例题）？
５．４６如何计算铁路路堤挡土墙的破裂角（例题）？
５．４７如何计算基坑抗隆起的稳定性（例题）？
５．４８如何计算挡土墙地基容许承载力（例题）？
５．４９如何计算锚杆挡墙肋柱基底压应力（例题）？
５．５０如何计算铁路路堤挡土墙主动土压力（例题）？
６特殊条件下的岩土工程
６．１岩溶发育条件有哪些？
６．２土洞是怎样形成的？对工程的主要危害有哪些？
６．３不同勘察阶段对岩溶地区勘察要求是什么？
６．４如何评价岩溶顶板的安全厚度？
６．５岩溶和土洞有哪些处理方法？
６．６什么是滑坡和崩塌？
６．７滑坡是如何分类？其特征是什么？

６．８地下水对滑坡有什么影响？
６．９治理滑坡有哪些方法？
６．１０发生泥石流的条件是什么？
６．１１怎样评价泥石流地区工程建设的适宜性？
６．１２采空区岩土工程勘察方法和手段是什么？
６．１３采空区与地表移动盆地有什么关系？
６．１４采空区作为建筑场地的适宜性评价标准是什么？
６．１５在采空区场地的建筑应采取哪些主要措施？
６．１６引起地面沉降的主要原因是什么？
６．１７防止地面沉降有哪些措施？
６．１８湿陷性黄土地基应采取哪些设计和工程措施？
６．１９膨胀土有哪些特性指标？其地基设计原则是什么？
６．２０冻土的分类和其地基设计原则是什么？
６．２１如何进行地面沉降估算（例题３道）？
６．２２如何判断岩质边坡视倾角（例题）？
６．２３如何计算膨胀土地基的分级变形量（例题）？
６．２４如何计算冻土融沉系数（例题）？
６．２５如何确定湿陷性黄土地基处理深度（例题）？
６．２６如何计算路基离暗河的安全距离（例题）？
６．２７如何进行铁路隧道经常涌水量的计算（例题）？
６．２８如何估算泥石流流量（例题）？
６．２９如何计算滑坡的稳定系数（例题）？
６．３０如何计算止水帷幕的合理深度（例题）？
7 地震工程
７．１建筑抗震设防的三个水准是什么？
７．２如何进行抗震场地土的类型和场地类别划分？
７．３天然地基的建筑如何进行液化深度初判？
７．４在地基液化初判时，对于粉土的粘粒含量是如何考虑的？
７．５如何进一步进行液化判别？
７．６如何对强震区的建筑场地以宏观调查方法评价土的液化？
７．７哪些建筑可不进行天然地基基础的抗震承载力验算？
７．８天然地基基础抗震验算时，如何考虑地基土抗震承载力的调整？
７．９地震力作用时，天然地基竖向承载力应满足什么条件？
７．１０各类建筑的抗液化措施有哪些？
７．１１　　什么是基本烈度、抗震设防烈度、设计地震动参数、设计基本
地震加速度和设计特征周期？
７．１２影响地震地面运动的主要因素有哪些？
７．１３场地与地基的地震效应主要有哪些？
７．１４土的主要动力参数有哪些？采用什么试验方法取得？
７．１５什么是“中国地震动参数区划图”（ＧＢ１８３０６—２００１）中的“两图一表”？什么是设计地震分组？
７．１６如何划分土的液化等级（例题）？
７．１７如何进行液化地基处理计算（例题）？
７．１８如何确定两幢建筑地震影响系数的比值（例题）？
７．１９如何进行地震液化土的判别（例题）？

７．２０如何计算地震剪应力比（例题）？
７．２１　　如何根据“公路工程抗震设计规范”（ＪＴＪ００４—８９）对液化土层
桩侧阻力的折减（例题）？
７．２２如何计算液化指数（例题）？
７．２３如何用“水工建筑物抗震设计规范”（Ｄ１５０７３—２０００）计算岸墙地震
主动土压力（例题）？
７．２４如何判定场地类别（例题）？
７．２５如何进行天然地基基础抗地震承载力验算（例题）？
７．２６如何用砂石桩法进行抗液化地基处理（例题）？
７．２７如何进行桩基竖向承载力抗震计算（例题）？
７．２８如何根据“建筑抗震设计规范”（ＧＢ５００１１—２００１）验算桩基竖向
抗震承载力（例题）？
７．２９如何根据“建筑抗震设计规范”（ＧＢ５００１１—２００１）验算桩基础的水平
抗震承载力（例题）？
７．３０如何计算地震影响系数（例题）？
７．３１如何计算场地特征周期（例题）？
７．３２如何计算地基土液化指数（例题）？
７．３３如何判断地震场地类别（例题）？
７．３４如何计算地震水平影响系数（例题）？
７．３５如何计算地基抗震承载力（例题）？
７．３６如何计算地震液化指数（例题）？
8 工程经济与管理
８．１　　哪个部门负责签订经济合同？对合同有争议时怎么办？
８．２勘察设计合同运作中，经双方商讨作出的合理补充规定具有什么效力？
８．３勘察单位的合同义务是按照规定进行勘察工作，按什么要求提出
成果报告？
８．４各阶段的设计文件报批工作由谁负责？
８．５业主与承包商之间是什么关系？
８．６　ＩＳＯ　９０００质量管理和质量保证标准系列怎样组成？其中指导性标准、
质量保证模式标准和质量管理模式标准是什么？
８．７　ＩＳＯ　９０００系列标准开展质量体系认证的目的是什么？
８．８工程建设程序应坚持什么原则？
８．９勘察设计单位违反规定，对工程质量造成重大损失时，要受到什么样的处罚？
８．１０对工程的重要结构部分和隐蔽工程有什么质量制度？
８．１１在健全工程管理制度、整顿建设市场中必须执行哪些法规？
８．１２工程勘察注册执业人员和其他专业技术人员可以同时受聘

几个单位，
并从事工程勘察活动？
8．13编制建设工程勘察设计文件应以哪些规定为依据？
8．14工程勘察单位的有关人员对所经手的工程勘察质量负责的期限
是多少？
8．15对经济合同验证的机关是哪个？
8．16在国家实行注册岩土工程师执业制度以后，对甲、乙、丙级工程
勘察资质单位，要求的注册岩土工程师最少人数是多少？
8．17什么是岩土工程监理？
8．18工程建设监理的依据是什么？
8．19工程建设监理的主要目标是什么？
8．20工程监理实施的基本原则是什么？
8．21监理的基本方法是什么？
8．22什么是建设工程合同？
8．23什么是工程勘察设计合同？
8．24勘察、设计合同应包括哪些主要内容？
8．25根据“建设工程委托监理合同”示范文本规定，建设工程委托监理
合同适用的法律是什么？
8．26根据“建设工程委托监理合同”示范文本要求，监理人的责任
是什么？
8．27岩土工程招标主要方法有哪些？
8．28岩土工程（设计）招、投标程序是什么？
8．29什么是建筑工程（岩土工程）预算？
8．30岩土工程预算编制的依据有哪些？
8．31岩土工程预算编制有哪些步骤？
8．32勘察、设计行业职工职业道德准则是什么？
8．33注册岩土工程师的权利和义务是什么？
8．34注册岩土工程师执业范围有哪些？
8．35建设项目经理的职责是什么？
8．36项目经理应具备什么条件？
8．37工程项目管理的基本内容是什么？
8．38项目经理部是怎么构成的？
8．39项目动态管理信息应设置哪三个信息网络？
8．40如何计算工程勘察收费（例题）？
9综合选择填空题（共400道）
9．1选择填空练习（单选或多选题）
9．2参考答案
附录1有关规范参数表
附录2全国注册岩土工程师执业资格专业考试大纲
附录3全国注册岩土工程师执业资格专业考试参考书目
附录4全国注册岩土工程师执业资格考试专业考试科目、
分值、时间分配及题型特点

参考文献