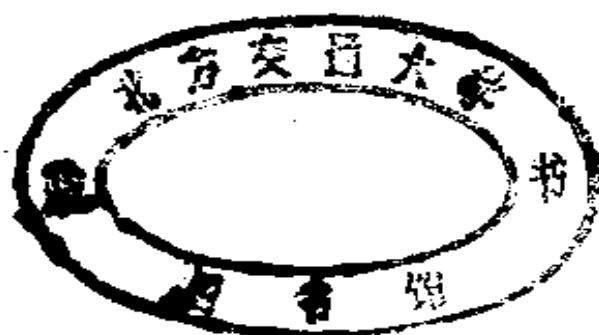
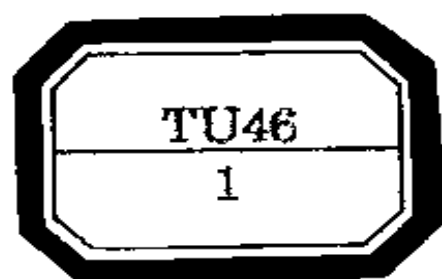


地下水位与环境岩土工程

周 健
屠洪权 编著
缪俊发



同济大学出版社

内容提要

本书是一部全面系统介绍因环境变化引起的地下水位变化对岩土工程影响的专著,内容丰富,取材新颖,较多部分含有编著者的最新研究成果和创见,反映了环境岩土工程领域的最新发展。

本书共分六章,主要内容有:地下水位与环境岩土工程的关系;地下水位上升对浅基础的影响;地下水位上升对地基土的液化影响;地下水位上升对震陷的影响;地下水位下降与地面沉降;地下水位变化对特殊土工程性质的影响等。

鉴于目前尚无这方面的专著,本书可供地质、土建、水利和环境工程等部门勘察、设计、施工科研技术人员和高等院校有关专业师生参考,也可作为本科生、研究生的补充教材。

责任编辑 郑元标
封面设计 陈益平

地下水位与环境岩土工程
周健、屠洪毅、缪俊发 编著
同济大学出版社出版

(上海四平路 1239 号)

新华书店上海发行所发行

上海市印刷七厂印刷

开本:850 × 1168 1/32 印张 7.375 字数:210 千字

1995 年 12 月第 1 版 1995 年 12 月第 1 次印刷

印数:1~2000 定价:12.00 元

ISBN7-5608-1550-2/TU-160

前 言

近来,由于温室效应,海平面和沿海地区地下水位不断上升。另一方面,随着城市建设的发展,深层地下水位不断下降。因自然环境和人为因素引起的地下水位变化将对岩土工程问题产生较大影响,如地下水位上升将引起地基承载力的下降,增加液化和震陷危害程度,而且对膨胀土及湿陷性黄土的工程性质产生较大的影响。另外,地下水位的下降引起的地面沉降,已成为全球性的专门问题。到目前为止,还没有看到有关这方面的比较系统的书籍。为了促进环境岩土工程的发展和适应环境岩土工程实际的需要,作者学习和总结了国内外有关这方面的理论研究和工程实践,结合工程实际,对地下水位及环境岩土工程进行了一些理论研究。本书首次较全面系统地介绍了以上这些内容,并反映了编著者的最新研究成果和创见。

本书共分六章:第一章:地下水位与环境岩土工程的关系;第二章:地下水位上升对浅基础地基承载力的影响;第三章:地下水位上升对地基土的液化影响;第四章:地下水位上升对震陷的影响;第五章:地下水与地面沉降;第六章:地下水位变化对特殊土工程性质的影响。

本书可供地质、土建、水利和环境工程等部门勘察、设计、施工、科研技术人员和高等院校有关专业师生参考,也可作为本科生、研究生的补充教材。

本书第五章由缪俊发编著,其余各章由周健和屠洪权编著。

本书承蒙同济大学魏道堃教授于百忙之中认真审阅原稿,并提出了不少意见和建议,作者在此表示衷心的感谢。作者同时还要

感谢研究生缪宇宁在本书编写及排版过程中认真细致的劳动。最后，作者还应感谢在本书编写过程中给予鼓励和帮助的所有同志。书中引用了一些高校、科研、工程等单位的工程实例及研究成果，由于时间仓促，未能一一注明出处，在此一并表示感谢。

由于作者水平有限，书中难免有错误和不当之处，敬请读者批评指正。

编著者

1994 年中秋

目 录

第一章 地下水位与环境岩土工程的关系.....	1
1.1 环境对地下水位的影响.....	1
1.1.1 温室效应引起的地下水位变化.....	1
1.1.2 人为开采引起的地下水位的降低.....	2
1.2 地下水位变化引起的岩土工程中的问题.....	3
1.2.1 地下水位上升情况.....	3
1.2.2 地下水位下降情况.....	5
第二章 地下水位上升对浅基础地基承载力的影响.....	9
2.1 浅基础地基承载力理论.....	9
2.1.1 普朗特尔极限平衡理论.....	9
2.1.2 太沙基极限荷载公式.....	14
2.1.3 地基规范公式.....	17
2.2 地下水位上升影响的最大深度 Z_{\max}	21
2.2.1 问题的提出.....	21
2.2.2 影响公式的推导及计算分析.....	23
2.2.3 P_u'/P_u 随 Z_{\max} 的增大而减小的理论证明.....	28
2.2.4 最大影响深度 Z_{\max} 的确定.....	28
2.2.5 举例分析.....	33
2.3 地下水位上升对砂性土地基承载力的影响.....	38
2.3.1 运用泰勒补充公式进行定量分析.....	39
2.3.2 运用太沙基理论及地基规范公式进行分析.....	43
2.3.3 影响规律.....	44
2.3.4 工程实例分析.....	58
2.4 地下水位上升对粘性土地基承载力的影响.....	61
2.4.1 运用泰勒补充公式进行分析.....	61
2.4.2 运用太沙基理论或地基规范公式进行分析.....	64
2.4.3 影响规律.....	71
2.4.4 工程实例分析.....	83
2.5 小结.....	86

第三章 地下水位上升对地基土液化的影响	91
3.1 概述	91
3.2 砂土液化的机理	92
3.3 影响砂土液化的主要因素	94
3.3.1 内因方面	95
3.3.2 外因方面	98
3.4 砂土液化的判别方法	101
3.4.1 动剪应力对比法	101
3.4.2 规范判别法	106
3.4.3 剪切波速判别法	113
3.5 地下水位上升对砂土液化的影响	115
3.5.1 地下水位上升引起的砂土液化势变化分析	115
3.5.2 地下水位上升引起砂土液化的变化规律	122
3.6 实例分析	133
3.6.1 用Seed-Idriss法	133
3.6.2 用规范判别式分析	134
3.7 地下水位上升对粉土液化的影响	136
第四章 地下水位上升对震陷的影响	142
4.1 震陷产生的原因	142
4.2 震陷的计算分析法	143
4.2.1 软化模式	143
4.2.2 残余变形模式	144
4.2.3 震陷计算的简化法	155
4.3 地下水位上升对液化震陷影响的分析	165
第五章 地下水与地面沉降	172
5.1 地面沉降及其影响因素	172
5.1.1 地面沉降的天然影响因素	172
5.1.2 人类经济活动导致地面沉降的有关因素	172
5.2 地面沉降研究现状	173
5.2.1 地面沉降机理分析	173
5.2.2 地面沉降理论与模型的发展	174
5.2.3 抽水压密引起地面沉降的研究方法	177

5.3 抽水压密导致地面沉降的计算模型.....	178
5.3.1 Gambolati-Freeze模型.....	178
5.3.2 Corapcioglu-brutsaert模型.....	179
5.3.3 Miao-Wu模型.....	181
5.4 人工回灌与地面回弹.....	186
5.4.1 回灌对地面沉降的影响.....	186
5.4.2 地面回弹模型的建立与求解.....	187
5.4.3 人工回灌双层含水层组导致地面回弹的计算模型.....	187
5.5 地面沉降计算实例.....	191
5.5.1 场地水文地质条件.....	191
5.5.2 群井排水工程实施.....	192
5.5.3 群井降水模式分析.....	193
5.5.4 模拟计算.....	194
5.6 控制地面沉降的措施.....	196
5.6.1 统一制定经济发展规划.....	197
5.6.2 制定各种政策,合理控制开采地下水.....	197
5.6.3 人工补给地下水.....	197
5.6.4 各种治理措施.....	198
5.6.5 岩溶塌陷导致地面沉降的防治措施.....	198
第六章 地下水位变化对特殊土工程性质的影响.....	201
6.1 地下水位变化对黄土湿陷的影响.....	201
6.1.1 湿陷性黄土概述.....	201
6.1.2 地下水位上升在湿陷性黄土地区引起的岩土 工程问题.....	202
6.1.3 地下水位变化对湿陷性黄土变形性质的影响.....	205
6.1.4 地下水位上升对湿陷性黄土承载力的影响.....	213
6.1.5 根据经验方法确定土含水量变化对湿陷性 黄土承载力.....	215
6.1.6 根据极限平衡原理确定地下水位上升对湿陷性 黄土承载力的影响.....	218
6.1.7 饱和黄土的基本性质和容许承载力.....	221
6.1.8 地下水位反复变化对湿陷性黄土性质的影响.....	222
6.2 地下水位变化对膨胀土的影响.....	223

第一章 地下水位与环境岩土工程的关系

1.1 环境对地下水位的影响

1.1.1 温室效应引起的地下水位变化

近年来,大气温室效应及其对全社会各个领域的影响,越来越引起人们的注意。长期以来,人类不加节制,大规模地伐木燃煤,燃烧石油及石油产品,释放出大量的二氧化碳,工农业生产也排放出大量甲烷等派生气体,地球的生态平衡在无意识中遭到破坏,致使气温不断上升。联合国环境总署于1990年就曾指出,前50年,全球气温升高了 2°C 。在下个世纪内,每10年气温上升变化的平均幅度为 0.35°C 。由此推论到下个世纪末,大气气温累计将升高 6°C 左右。因此引起全球性变暖,一方面引致降雨特征发生变化,另一方面使得海洋中的冰雪覆盖减少,这就是所谓的温室效应。

正是这种引起世人日益关注的温室效应,致使全球趋于暖化,进而将引发一系列的物理现象并引伸出众多的工程问题。由于全球暖化引起的连锁反应,可用表1-1予以概括。

温室效应使得全球暖化,这在加长降雨历时、增大降雨强度的同时,加速了海洋中冰雪的消融,促使海平面上升。据联合国预测,到2030年,海平面将上升20cm,到2100年,海平面将升高65cm。我国中科院地学部专家对我国三大三角洲和天津地区进行考察后所作的评估是,预期到2050年,全球变暖将使珠江三角洲海平面上升幅度为40~60cm。上海及天津地区上升的幅度会更高。

海平面的上升,加上地面径流的增加,将导致地下水位的上升。处于这种情况下有必要对各类工程的影响程度作一分析和评估,

这对于从事该方面的研究或设计，无疑是有益的。

表 1-1 全球暖化引起的连锁反应

全 球 暖 化	产生的自然影响		伴随的物理现象	引起的具体问题
	海 面 上 升	地下水位 上升	孔隙应力发展 有效应力降低 吸水 浮力增加	液化及震陷加剧 承载力降低 浸水下沉 自重应力减少
		河川水位 上升	水头增大 波浪冲击	堤防标准降低 浸透破坏
		水深加大	潮汐变化 波浪冲击	变形下沉 滑动
	大气循环 变化		台风加大 降雨增加	风暴洪涝灾害加重 地滑山崩泥石流
	地表温度上升		冻土消融 风化加剧 沙漠化	承载力下降 风化残积灾害增加

1. 1. 2 人为开采引起的地下水位的降低

随着世界人口的不断增长和工农业生产的不断发展，今天人类不得不面对全球性缺水这样一个严重的环境问题。长期以来，人类在发展过程中，在改造自然的同时，没有注意对环境的保护，大量淡水资源被污染，使得原先就很有限的水资源越发不能满足人们的需要。在许多地区，地下水被大量不合理地开采。地下水的开采地区、开采层次、开采时间过于集中，集中过量地抽取地下水，使地下水的开采量大于补给量，导致地下水位不断下降，漏斗范围亦相应地不断扩大。由于开采设计上的错误或工业、厂矿布局不合理和水源地过分集中，也常导致地下水位的过大和持续下降。据上海的观测，由于地下水位下降引起的最大沉降量已达 2.63m。

除了人为开采外，另外许多因素也能引起地下水位的降低。如对河流进行人工改道；上游修建水库、筑坝截流或上游地区新建或扩建水源地，截夺了下游地下水的补给量；矿床疏干；排水疏干、改良土壤等都能使地下水位下降。另外，工程活动如降水工程、施工排水等也能造成局部地下水位下降。

1.2 地下水位变化引起的岩土工程中的问题

1.2.1 地下水位上升情况

1. 浅基础地基承载力降低

根据极限荷载理论,我们对不同类型的砂性土和粘性土地基,以不同的基础型式,分析不同地下水位情况下的地基承载力,得出的结果是,无论是砂性土还是粘性土地基,其承载能力都具有随地下水位上升而下降的必然性。由于粘性土具有粘聚力的内在作用,故相应承载力的下降率较小些,最大下降率在 50 % 左右,而砂性土的最大下降率可达 70 %。

2. 砂土地震液化加剧

地下水与砂土液化密切相关,没有水,也就没有所谓砂土的液化。经研究发现,随着地下水位上升,砂土抗地震液化能力随之减弱。在上覆土层厚度为 3m 的情况下,地下水位从埋深 6m 处上升至地表时,砂土抗液化的能力降低可达 74 % 左右。地下水位埋深在 2m 处左右为砂土的敏感影响区。这种浅层降低影响,基本上是随着土体含水量的提高而加大,随着上覆土层的浅化而加剧。

3. 建筑物震陷加剧

首先,对饱和疏松的细粉砂地基土而言,在地震作用下,因砂土液化,使得建在其上的建筑物产生附加沉降,即发生所谓的液化震陷。分析得到,地下水位上升的影响作用为:①对产生液化震陷的地震动荷因素和震陷结果起放大作用。当地下水位由分析单元层中点处开始上升至地表时,将地震作用足足放大了一倍。当地下水位从埋深 3m 处上升至地表时,6m 厚的砂土层所产生的液化震陷值增大倍数的范围为 2.9 ~ 5。②砂土越疏松或初始剪应力越小,地下水位上升对液化震陷影响越大。

其次,对于大量的软弱粘性土而言,地下水位上升既促使其饱

和，又扩大其饱和范围。这种饱和粘性土的土粒空隙中充满了不可压缩的水体，本身的静强度就较低，故在地震作用下，在短瞬间即产生塑性剪切破坏，同时产生大幅度的剪切变形。该结果可达到砂土液化震陷值的 4 ~ 5 倍之多，甚至超过 10 倍。

海南某地一建在细砂地基上的堤防工程，砂层厚 4.5m，地下水埋深 2m，考虑地下水位上升 0.5m 或 1m 时，地基承载力则从 320kPa 降至 310kPa 或 270kPa，降低率为 6.3 % 或 19 %。而砂土的液化程度，则从轻微液化变为近乎中等液化或已为中等液化。液化震陷量的增加率达 6.9 % 或 14.1 %。在地基设计中，必须考虑由地下水位上升引起的这些削弱方面。

4. 土壤沼泽化、盐渍化

当地下潜水位上升至接近地表时，由于毛细作用的结果，而使地表土层过湿呈沼泽化或者由于强烈的蒸发浓缩作用，使盐分在上部岩土层中积聚形成盐渍土，这不仅改变了岩土原来的物理性质，而且改变了潜水的化学成分。矿化度增高，增强了岩土及地下水对建筑物的腐蚀性。

5. 岩土体产生变形、滑移、崩塌失稳等不良地质现象

在河谷阶地、斜坡及岸边地带，地下潜水位或河水位上升时，岩土体浸润范围增大，浸润程度加剧，岩土被水饱和、软化，降低了抗剪强度；地表水位下降时，向坡外渗流，可能产生潜蚀作用及流砂、管涌等现象，破坏了岩土体的结构和强度；地下水的升降变化还可能增大动水压力。以上种种因素，促使岩土体产生变形、崩塌、滑移等。因此，在河谷、岸边、斜坡地带修建建筑物时，应特别重视地下水位的上升、下降变化对斜坡稳定性的影响。

6. 地下水位的冻胀作用的影响

在寒冷地区，地下潜水位升高，地基土中含水量亦增多。由于冻结作用，岩土中水分往往迁移并集中分布，形成冰夹层或冰椎等，使地基土产生冻胀、地面隆起、桩台隆胀等。冻结状态的岩土体具有较高强度和较低压缩性，但温度升高岩土解冻后，其抗压和抗剪强度大大降低。对于含水量很大的岩土体，融化后的粘聚力约为冻

胀时的 1/10, 压缩性增高, 可使地基产生融沉, 易导致建筑物失稳开裂。

7. 对建筑物的影响

当地下水位在基础底面以下压缩层范围内发生变化时, 就将直接影响建筑物的稳定性。若水位在压缩层范围内上升, 水浸湿、软化地基土, 使其强度降低、压缩性增大, 建筑物就可能产生较大的沉降变形。地下水位上升还可能使建筑物基础上浮, 使建筑物失稳。

8. 对湿陷性黄土、崩解性岩土、盐渍岩土的影响

当地下水位上升后, 水与岩土相互作用, 湿陷性黄土、崩解性岩土、盐渍岩土产生湿陷、崩解、软化, 其岩土结构破坏, 强度降低, 压缩性增大, 导致岩土体产生不均匀沉降, 引起其上部建筑物的倾斜、失稳、开裂和地面或地下管道被拉断等现象, 尤其对结构不稳定的湿陷性黄土更为严重。

9. 膨胀性岩土产生胀缩变形

在膨胀性岩土地区, 浅层地下水多为上层滞水或裂隙水, 无统一的水位, 且水位季节性变化显著。地下水位季节性升、降变化或岩土体中水分的增减变化, 可促使膨胀性岩土产生不均匀的胀缩变形。当地下水位变化频繁或变化幅度大时, 不仅岩土的膨胀收缩变形往复, 而且胀缩幅度也大。地下水位的上升还能使坚硬岩土软化、水解、膨胀、抗剪强度与力学强度降低, 产生滑坡(沿裂隙面)、地裂、坍塌等不良地质现象。导致自身强度的降低和消失, 引起建筑物的破坏。因此对膨胀性岩土的地基评价应特别注意对场区水文地质条件的分析, 预测在自然及人类活动下水文地质条件的变化趋势。

1.2.2 地下水位下降情况

地下水位下降往往会引起地表塌陷、地面沉降、海水入侵、地裂缝的产生和复活以及地下水源枯竭、水质恶化等一系列不良地质问题。并将对建筑物产生不良的影响。

1. 地表塌陷

塌陷是地下水动力条件改变的产物。水位降深与塌陷有密切的关系。水位降深小，地表塌陷坑的数量少，规模小；当降深保持在基岩面以上且较稳定时，不易产生塌陷；降深增大，水动力条件急剧改变，水对土体的潜蚀能力增强，地表塌陷坑的数量增多，规模增大。

2. 地面沉降

由于不断地抽汲地下水，导致地下水位巨幅下降引起了区域性地面沉降。国内外地面沉降的实例表明抽汲液体引起液压下降使地层压密是导致地面沉降的普遍和主要的原因。国内有些地区，由于大量抽汲地下水，已先后出现了严重的地面沉降。如 1921 ~ 1965 年间，上海地区的最大沉降量已达 2.63m；70 年代初到 80 年代初的 10 年时间内，太原市最大地面沉降已达 1.232m，地下水位不断降低而引发的地面沉降越来越成为一个亟待解决的环境岩土工程问题。

3. 海(咸)水入侵

近海地区的潜水或承压水层往往与海水相连，在天然状态下，陆地的地下淡水向海洋排泄，含水层保持较高的水头，淡水与海水保持某种动平衡，因而陆地淡水含水层能阻止海水的入侵。如果大量开采陆地地下淡水，引起大面积地下水位下降，可导致海水向地下水开采层入侵，使淡水水质变坏，并加强水的腐蚀性。

4. 地裂缝的复活与产生

近年来，我国不仅在西安、关中盆地发现地裂缝，而且在山西、河南、江苏、山东等地也发现地裂缝。据分析，地下水位大面积、大幅度下降是发生地裂缝的重要诱因之一。

5. 地下水源枯竭，水质恶化

盲目开采地下水，当开采量大于补给量时，地下水资源就会逐渐减少，以至枯竭，造成泉水断流，井水枯干，地下水中有毒离子含量增多，矿化度增高。

6. 对建筑物的影响

当地下水位升降变化只在地基基础底面以下某一范围内发生变化

时，对地基基础的影响不大，地下水位的下降仅稍增加基础的自重。当地下水位在基础底面以下压缩层范围内发生变化时，若水位在压缩层范围内下降时，岩土自重应力增加，可能引起地基基础的附加沉降。如果土质不均匀或地下水位突然下降，也可能使建筑物发生变形破坏。

参 考 文 献

1. IPCC. Climate Change —The IPCC Response Strategies. Island Press, 1990, F.1 ~ 10
2. 《经济参考报》 1993.4.14
3. 洪毓康主编. 土质学与土力学. 第二版. 北京: 人民交通出版社, 1990
4. 《工程地质手册》编委会. 工程地质手册. 第三版. 北京: 中国建筑工业出版社, 1992
5. 周健, 屠洪权. 全球暖化引起的若干工程问题. 上海环境科学, 1994 年第 11 期

第二章 地下水位上升对浅基础地基承载力的影响

地下水对浅基础地基承载力的影响通常有两种可能,一是沉浸在水下的土将失去由毛细管应力或弱结合力所形成的表观凝聚力,使承载力降低;二是由于水的浮力作用,将使土的有效重量减小而降低土的承载力。前一影响因素在实际应用上尚有困难,因此目前一般都假定水位上下的强度指标相同,而仅仅考虑由于水的浮力作用对承载力所产生的影响。

在考虑地下水位对地基承载力产生影响作详尽分析前,有必要将现行有关的地基承载力的确定方式作一介绍。

2.1 浅基础地基承载力理论

2.1.1 普朗特尔极限平衡理论

对于平面问题,土中任一点微分单元的应力分量为 σ_x , σ_y , $\tau_{xz} = \tau_{zx}$, 如图 2-1 所示。微分单元的重力为 $\gamma dx dz$, 故微分单元的静力平衡方程为:

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial z} = 0 \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = \gamma \end{cases} \quad (2-1)$$

若地基中某点位于塑性区范围内,则该点就处于极限平衡状态。我们知道,土中某点达到极限平衡时,其最大、最小主应力 σ_1 及 σ_3 间满足下列条件:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) + 2c \cdot \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (2-2)$$

或

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) - 2c \cdot \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad (2-3)$$

式中 c 及 ϕ 分别为土的粘聚力及内摩擦角。

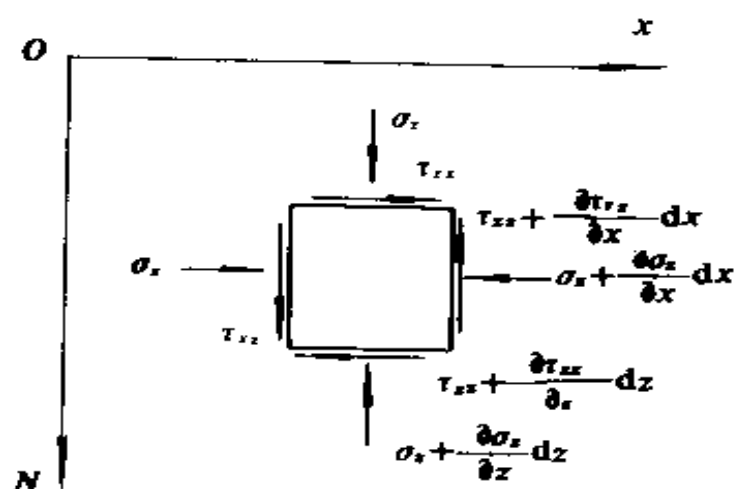


图 2-1 土中一点的应力

同时土中塑性区内任一点的应力分量也可以用两个变量 σ 及 φ 来确定, 如图 2-2 所示。

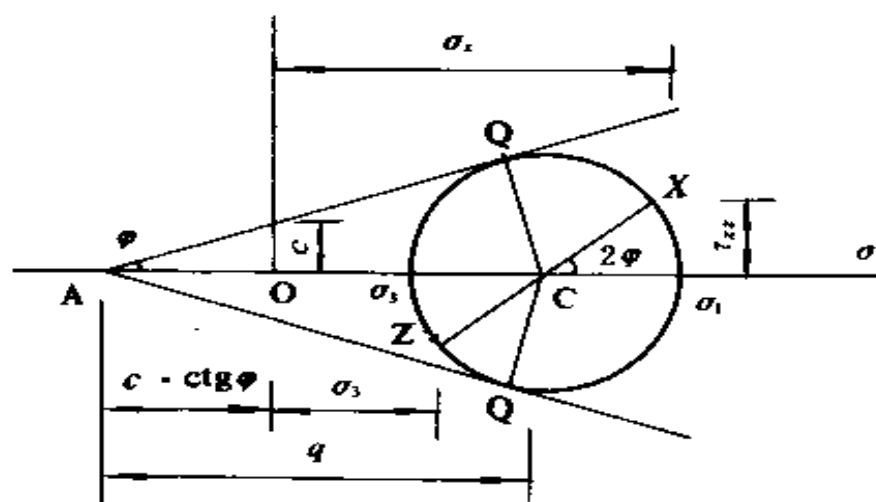


图 2-2 土中一点破坏时用 σ 及 α 表示的应力分量

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + c \cdot \operatorname{ctg} \phi \quad (2-4)$$

ϕ 角是最大主应力 σ_1 的作用方向与 x 轴的夹角。利用图2-2可求得 σ_x 及 σ_y 及 τ_{xy} 分别为:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \sigma(1 + \sin \phi \cos \varphi - c \cdot \operatorname{ctg} \phi) \\ \sigma_y &= \sigma(1 - \sin \phi \cos \varphi - c \cdot \operatorname{ctg} \phi) \\ \tau_{xy} &= \sigma \sin \phi \sin 2\varphi \end{aligned} \quad (2-5)$$

将式(2-5)代入式(2-1)得到的两个偏微分方程组, 根据实际边界条件可解得 σ 及 φ 值。由于边界条件复杂难定, 故要将上述偏微分方程直接解得到, 前尚有一定的难度。只有在比较简单的边界条件下, 才能求得其解析解。

1. 普朗特解

普朗特解按上述极限平衡理论, 当不考虑土的重力时(即令式(2-1)中 $\gamma = 0$), 置于地表面的条形基础, 假定基础底面光滑无摩擦力时的极限荷载公式为:

$$P_u = c[e^{\pi \operatorname{ctg} \phi} \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}) - 1] \operatorname{ctg} \phi = c \cdot N_c \quad (2-6)$$

式中 $N_c = [e^{\pi \operatorname{ctg} \phi} \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}) - 1] \operatorname{ctg} \phi$ 是关于地基土内摩擦角的函数, 对于不同的地基土, 则有相应的 ϕ 值, 进而可得到相对应的 N_c 值。亦称 N_c 为普朗特承载力系数。

普朗特解得到的地基滑动面分三个塑流区 I, II, III 和塑流边界 GECDF, 其形状如图2-3所示。

因假定基底无摩擦力, 故基底平面是最大主应力面, 两组滑动面与基底面间成 $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ 角, 也即 I 区是朗金主动状态区; 随着基础下沉, I 区土楔向两侧挤压, 因此 III 区为朗金被动状态区, 滑动面也是由两组平面组成, 由于地基表面为最小主应力面, 故滑动面与地基表面成 $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ 角; II 区为 I ~ III 区的过渡区。第 II 区的滑动面是一组辐射线, 另一组是对数螺旋曲线, 即图2-3中的 CD 和 CE, 其

方程式为:

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (2-7)$$

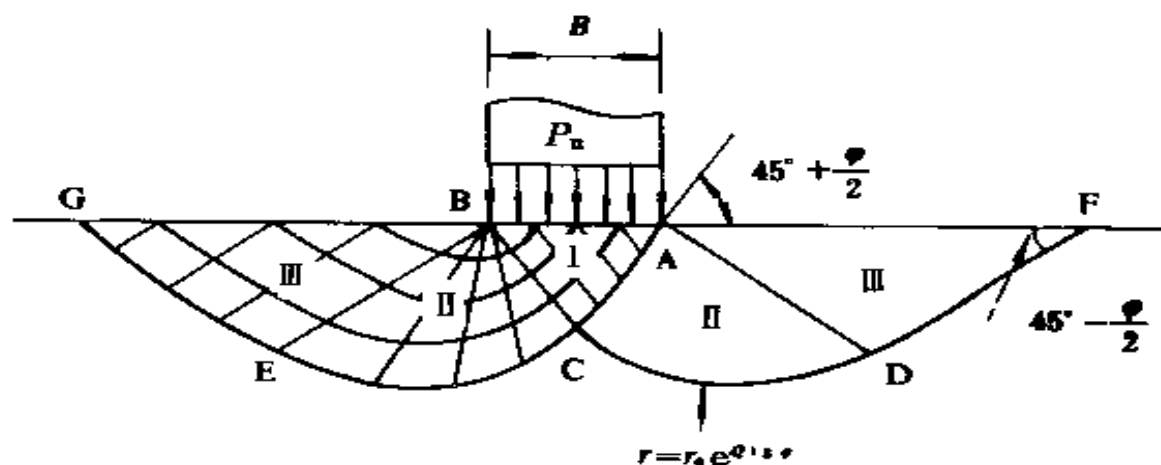


图 2-3 普朗特尔公式的滑动面形状

式(2-6)即普朗特尔公式,其假定土的容重 $\gamma = 0$,很显然与实际情况存在一定的差异。若考虑土的重力时,普朗特尔导得的滑动面II区中的CD,CE就不再是对数螺旋曲线了,其滑动面形状很复杂。目前尚无法按极限平衡理论求得其解析解。

2. 普朗特尔-雷斯诺极限荷载公式

上述的普朗特尔公式是假定基础设置于地表面的,但实际工程中,其基础一般均有一定的埋置深度,在浅基础情况下,为简化起见,可忽略基础埋置深度内土的抗剪强度,即将这部分土作为超载 $q = \gamma D$ 均布作用在GF面上,见图2-4。雷斯诺在普朗特尔假定的基础上,导出了考虑超载 $q = \gamma D$ 的极限荷载公式:

$$\begin{aligned} P_u &= c[e^{\pi \tan \phi} \tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}) - 1] \cot \phi + q e^{\pi \tan \phi} \tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}) \\ &= c \cdot N_c + q \cdot N_q \end{aligned} \quad (2-8)$$

式中承载力系数 $N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$ 也是关于土内摩擦角 ϕ 的函数。

3. 泰勒对普朗特尔-雷斯诺公式的补充

普朗特尔-雷斯诺极限荷载公式较普朗特尔公式进了一步,它

考虑了基础埋深这一工程实际因素。然而它们是假定土的容重 $\gamma = 0$ 时按极限平衡理论解得的极限荷载公式。

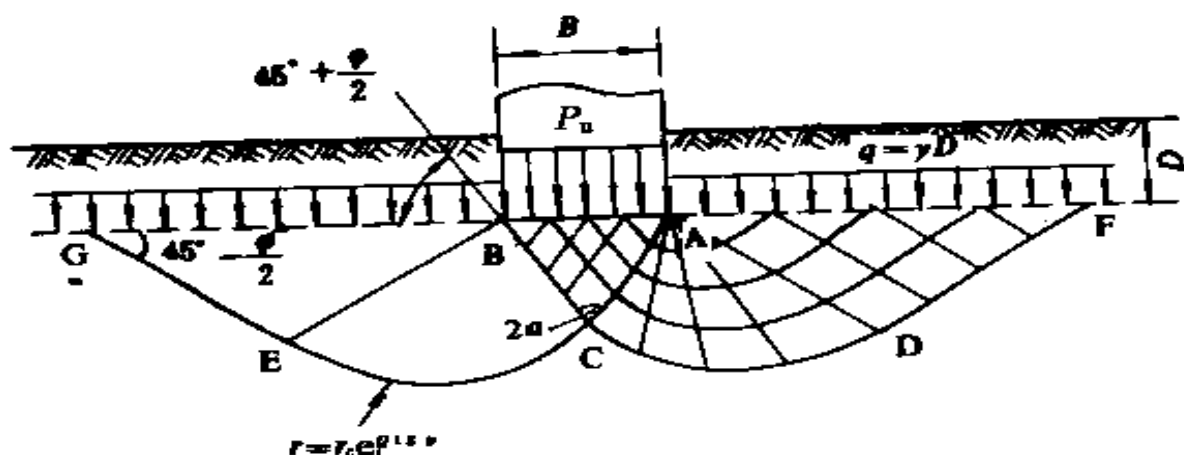


图 2-4 基础有埋置深度时的雷斯诺解

泰勒在前人所得的研究成果的基础上，考虑了土体的重力。其思路具体为：在考虑土体重力时，假定其滑动面与普朗特公式所得的相同，则图 2-4 中的滑动土体 ABGECDF 的重力，将使滑动面 GECDF 上土的抗剪强度增加，泰勒假定其增加值可用一个换算粘聚力 $c' = \gamma t \tan \phi$ 来表示，其中 t 为滑动土体的换算高度，假定 $t = \frac{B}{2} \tan \alpha = \frac{B}{2} \tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$ ，这样，用 $(c + c')$ 代替式(2-8)中的 c ，即得考虑滑动土体重力时的普朗特极限荷载计算公式：

$$\begin{aligned} P_u &= qN_q + cN_c + c'N_c \\ &= qN_q + cN_c + \gamma \frac{B}{2} \tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}) [e^{\pi \tan \phi} \tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}) - 1] \\ &= \frac{1}{2} \gamma B N_r + qN_q + cN_c \end{aligned} \quad (2-9)$$

式中承载力系数 $N_r = [e^{\pi \tan \phi} \tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}) - 1] \tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$ ，它也是关于土的内摩擦角 ϕ 的函数。

至此，我们可以得到泰勒补充公式的承载力系数为：

$$\begin{cases} N_q = e^{\pi \tan \phi} \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \\ N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi \\ N_r = (N_q - 1) \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \end{cases} \quad (2-10)$$

通称式(2-10)为普朗特尔承载力系数, 它们都是关于土摩擦角 ϕ 的函数, 可根据实际地基土的 ϕ 值按式(2-10)计算承载力系数; 也可根据一些教科书上列有的现成表格, 由 ϕ 值直接查得各承载力系数。

2.1.2 太沙基极限荷载公式

太沙基假定的塑流区和塑流边界如图 2-5 所示, 其形状与普朗特尔解得的地基滑动面图 2-3 大体一致, 其主要差别在于:

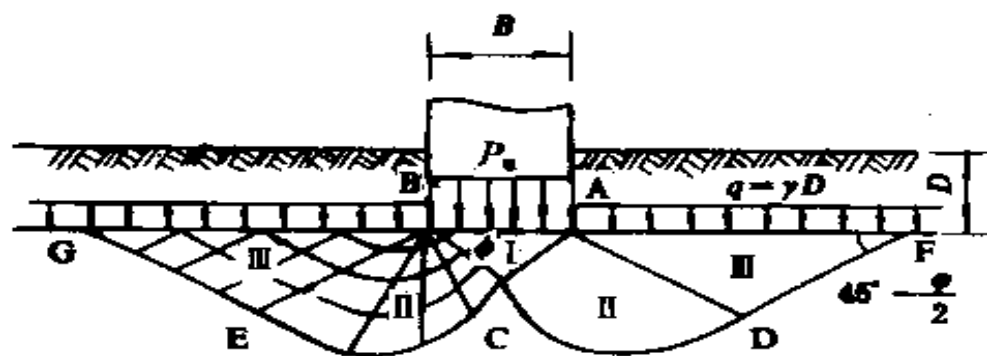


图 2-5 太沙基公式的滑动面形状

(1) 太沙基假定基底面完全粗糙, 在基底下土楔 ABC 即 I 区, 具有很大的摩擦力, 故该区内土体不像普朗特尔解那样处于朗金主动状态, 而是处于弹性平衡状态, 这部分土体将随基础一起移动, 该区域称为弹性区, 该土体称为弹性楔体。太沙基假定该弹性土楔体的斜面和水平线的倾角为 ϕ 角。

(2) II 区假定与普朗特尔解一样, 滑动面一组是通过 A, B 点的辐射线, 另一组是对数螺旋曲线(曲线方程即为式(2-7)), 对数螺旋

曲线的起始点 C 与铅垂线相切且与滑线 AC 成 $\frac{\pi}{2} + \phi$ 角。

(3) 为简化计算且又偏于安全, 忽略考虑基底以上基础两侧土体的抗剪强度影响, 而用相应的均布超载 $q = \gamma D$ 来代替。

(4) 地基土均质且计其重量。若作用在基底的极限荷载为 P_u 时, 假设此时发生整体剪切破坏, 那么, 基底下的弹性楔体 ABC 将贯入土中, 两侧挤压土体 ACDF 及 BCEG 达到被动破坏。因此, 在 AC 及 BC 面上将作用被动力 P_a, P_b 与作用面的法线方向成 δ 角, 已知摩擦角 $\delta = \phi$, 故 P_b 是竖直向的, 见图 2-6。

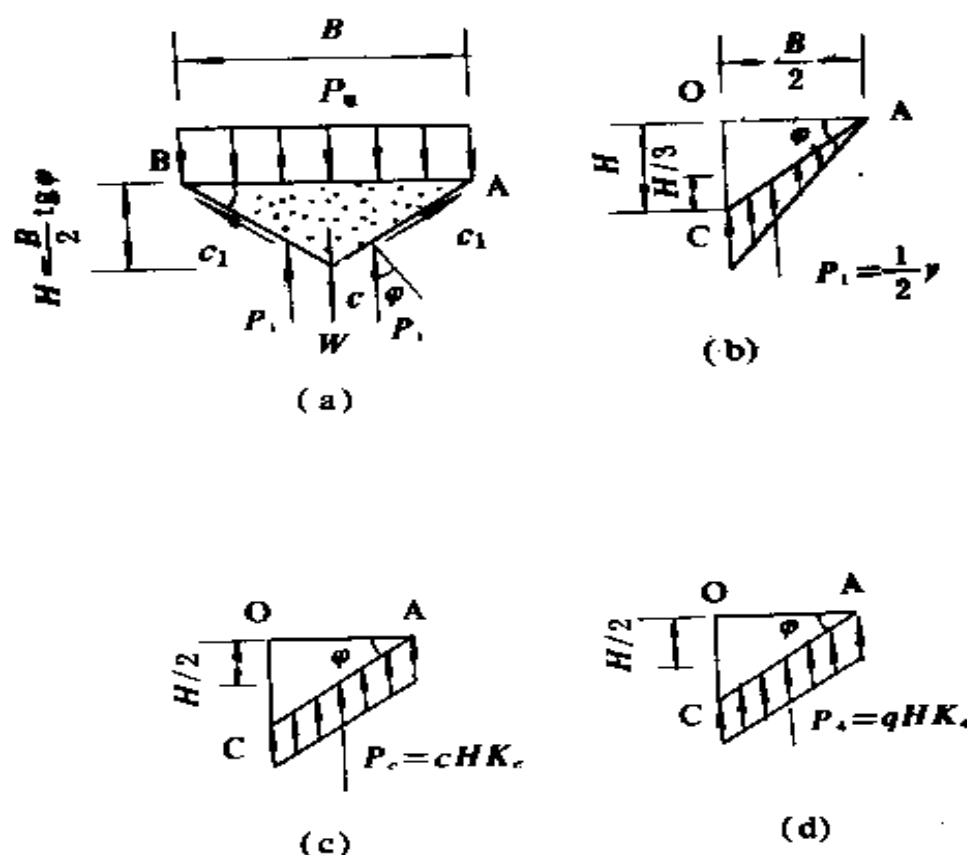


图 2-6 太沙基公式的推导

取脱离体 ABC, 考虑单位长基础, 根据平衡条件:

$$P_u B = 2c_1 \sin \phi + 2P_p - W \quad (2-11)$$

式中 c_1 —AC 及 BC 面上土粘聚力的合力, $c_1 = c \cdot \overline{AC} = \frac{\overline{CB}}{2 \cos \phi}$

W —上楔体 ABC 的重力, $W = \frac{1}{2} \gamma HB = \frac{1}{4} \gamma B^2 \operatorname{tg} \phi$

由此, 式(2-11)可写成:

$$P_u = c \cdot \operatorname{tg} \phi + 2 \frac{P_p}{B} - \frac{1}{4} \gamma B \operatorname{tg} \phi \quad (2-12)$$

被动力 P_p 是由土的容重 γ 、粘聚力 c 及超载 q 三种因素引起的总值, 要精确确定是很困难的, 太沙基将其简化成:

(1) 由上体重力引起的被动力

$$P_{pr} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_r = \frac{1}{8} \gamma B^2 \operatorname{tg}^2 \phi K_r \quad (2-13)$$

(2) 由粘聚力 c 引起的被动力

$$P_{pc} = cHK_c = \frac{1}{2} cB \operatorname{tg} \phi K_c \quad (2-14)$$

(3) 由超载引起的被动力

$$P_{pq} = qHK_q = \frac{1}{2} qB \operatorname{tg} \phi K_q \quad (2-15)$$

式中 K_r, K_c, K_q 分别为由土容重 γ , 粘聚力 c 及超载 q 引起的被动土压力系数。

上述 3 个被动力的分布详见图 2-6。

将式(2-13), (2-14)及(2-15)代入式(2-12), 即得太沙基的极限荷载公式:

$$\begin{aligned} P_u &= c \cdot \operatorname{tg} \phi + \frac{2}{B} \left[\frac{1}{8} \gamma B^2 \operatorname{tg}^2 \phi K_r + \frac{1}{2} cB \operatorname{tg} \phi K_c + \frac{1}{2} qB \operatorname{tg} \phi K_q \right] - \frac{1}{4} \gamma B \operatorname{tg} \phi \\ &= \frac{1}{2} \gamma B \left[\frac{1}{2} \operatorname{tg} \phi (K_r \operatorname{tg} \phi - 1) \right] + q \operatorname{tg} \phi K_q + c \cdot \operatorname{tg} \phi (K_c + 1) \\ &= \frac{1}{2} \gamma B N_r + q N_q + c N_c \end{aligned} \quad (2-16)$$

式中 N_r, N_q, N_c 为太沙基承载力系数, 它仅仅是关于内摩擦角 ϕ 的函数, 由下式来确定:

$$\begin{cases} N_r = \frac{1}{2} \operatorname{tg} \phi (K_r \operatorname{tg} \phi - 1) \\ N_q = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2} - \phi\right) \operatorname{tg} \phi}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \\ N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi \end{cases} \quad (2-17)$$

表 2-1 为太沙基承载力系数表。

表 2-1 太沙基公式承载力系数表

ϕ	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
N_r	0.00	0.51	1.20	1.80	4.00	11.0	21.8	45.4	125	326
N_q	1.00	1.64	2.69	4.45	7.42	12.7	22.5	41.4	81.3	173.
N_c	5.71	7.32	9.58	12.90	17.60	25.1	37.2	57.7	95.7	172.

式(2-16)仅适用于条形基础下地基土发生整体剪切破坏的情况,对于圆形或方形基础,或地基是局部剪切破坏的不同情况,太沙基都提出了相应的经验公式,可参阅有关的教科书,在此不再赘述。

2.1.3 地基规范公式

现行地基规范公式,源于临界荷载,即所谓地基土中塑性开展区达到基础宽度的四分之一深度时相应的荷载,以 $P_{1/4}$ 表示。

1. 塑性区界限方程

在条形均布荷载 P 的作用下,地基中任一点 M 的最大和最小主应力 σ_1 和 σ_3 可由下式来确定:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{P}{\pi} (2\alpha \pm \sin 2\alpha) \quad (2-18)$$

式中 2α 即为 MN 与 ML 之夹角,如图 2-7(a)所示。

若考虑土体重力的影响,则 M 点由土体重力产生的竖向应力为 $\sigma_z = \gamma z$, 水平向应力在假定土的侧压力系数 $K_0=1$ 时, $\sigma_x = K_0 \gamma z = \gamma z$ 。此时,按图 2-7(a)所示情况, M 点的 σ_1 和 σ_3 之比即为:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{P}{\pi}(2\alpha \pm \sin 2\alpha) + \gamma z \quad (2-19)$$

若再考虑条形基础埋深为 D 时, 如图 2-7(b)所示情况, 即可将其分成两部分如图 2-7(c)所示。此时, 基底附加应力 $P_0 = P - \gamma D$ 和基底处土的自重应力 $\gamma(z+D)$ 在地基 M 点所产生的大小主应力为:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{P}{\pi}(2\alpha \pm \sin 2\alpha) + \gamma(z+D) \quad (2-20)$$

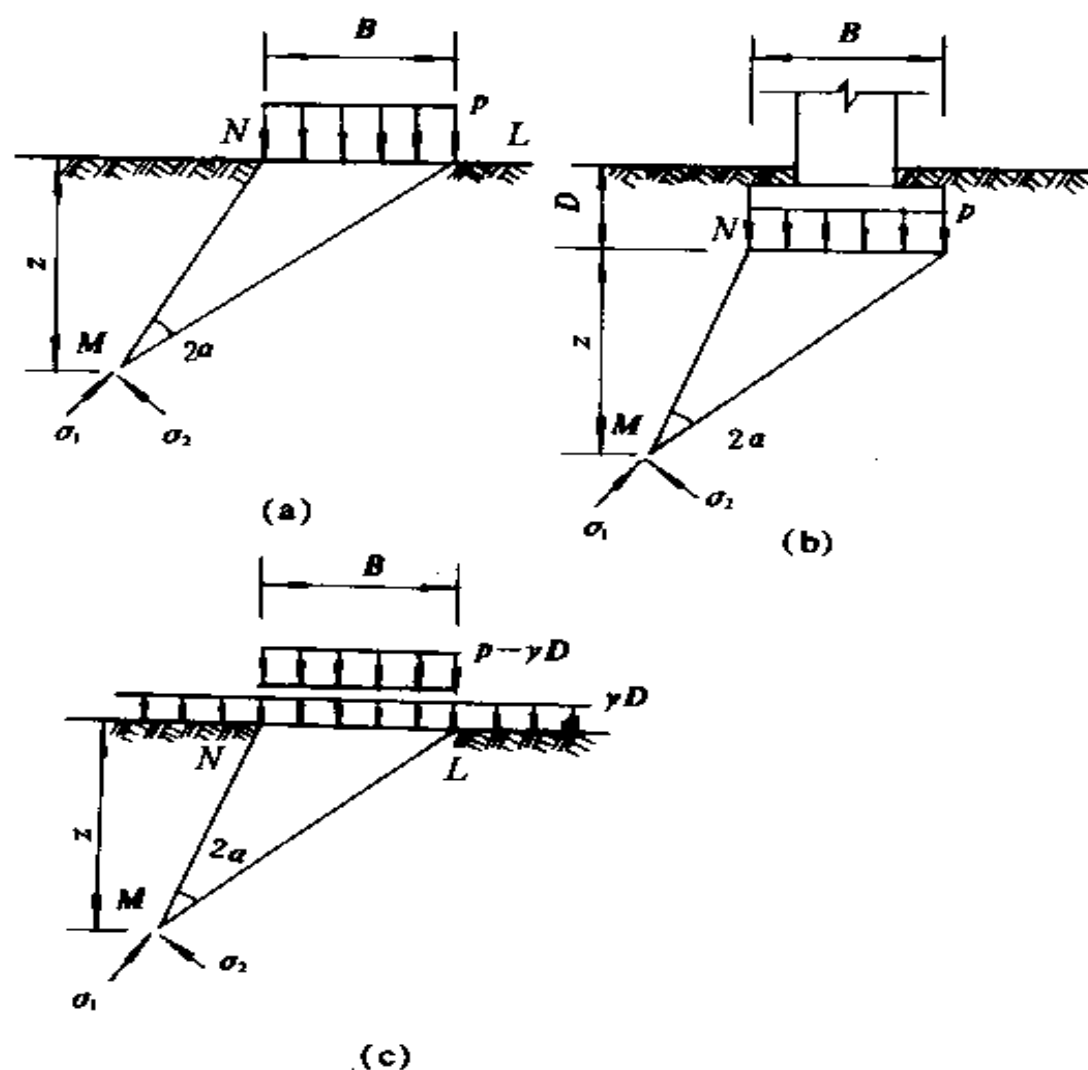


图 2-7 塑性区边界方程的推导

M 点位于塑性边界上, 已进入塑性平衡状态。当 M 点的大小主应力 σ_1 和 σ_3 达到极限平衡时, 应满足下述条件:

$$\sin \phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot \operatorname{ctg} \phi}$$

将式(2-20)代入上式得

$$z = \frac{(P - \gamma D)}{\pi} \left(\frac{\sin 2\alpha}{\sin \phi} - \frac{c \cdot \operatorname{ctg} \phi}{\gamma} - D \right) \quad (2-21)$$

由式(2-21), 我们即可求得地基土中处于极限平衡状态各点的坐标位置, 即塑性区域。称式(2-21)为塑性区的界限方程式:

$$z = f(\alpha)$$

对式(2-21)两端对 α 求一阶导数, 再令其为零, 即

$$\frac{dz}{d\alpha} = \frac{2P - \gamma D}{\pi} \left(\frac{\cos 2\alpha}{\sin \phi} - 2 \right) = 0 \quad (2-22)$$

由此解得

$$\cos 2\alpha = \sin \phi$$

亦即

$$2\alpha = \frac{\pi}{2} - \phi \quad (2-23)$$

由微分学中求极值的方法, 我们知道, 将式(2-23)代入式(2-21), 便得到地基塑性区展开最大深度 z_{\max} 为:

$$z_{\max} = \frac{(P - \gamma D)}{\pi} \operatorname{ctg} \left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) - \frac{c \cdot \operatorname{ctg} \phi}{\gamma} - D \quad (2-24)$$

由式(2-24)进而可推得地基塑性区开展最大深度为 z_{\max} 时的基底均布荷载 P 为:

$$P = \frac{\pi \gamma z_{\max}}{\operatorname{ctg} \phi + \phi - \frac{\pi}{2}} + \frac{\operatorname{ctg} \phi + \phi + \frac{\pi}{2}}{\operatorname{ctg} \phi + \phi - \frac{\pi}{2}} \gamma D + \frac{\pi \operatorname{ctg} \phi}{\operatorname{ctg} \phi + \phi - \frac{\pi}{2}} c \quad (2-25)$$

很显然, 由式(2-25), 取不同的 z_{\max} 值即可得到相应的 P 。

令 $z_{\max} = 0$ 代入式(2-25), 则所得到的基底压力 P 即为临塑荷载 P_{α} :

$$P_{\alpha} = \frac{\operatorname{ctg} \phi + \phi + \frac{\pi}{2}}{\operatorname{ctg} \phi + \phi - \frac{\pi}{2}} \gamma D + \frac{\pi \operatorname{ctg} \phi}{\operatorname{ctg} \phi + \phi - \frac{\pi}{2}} c \quad (2-26)$$

实践证明,地基中容许有不大的塑性区,并不影响建筑物的安全。故取临塑荷载 P_{e} 作为地基容许承载力偏于保守。现行规范容许地基塑性开展深度 $z_{\text{max}}=B/4$ 的相应荷载 $P_{1/4}$ 作地基容许承载力, $P_{1/4}$ 即称为临界荷载。

$$P_{1/4} = \frac{0.25\pi}{\text{ctg}\phi + \phi - \frac{\pi}{2}} \gamma B + \frac{\text{ctg}\phi + \phi + \frac{\pi}{2}}{\text{ctg}\phi + \phi - \frac{\pi}{2}} \gamma D + \frac{\pi \text{ctg}\phi}{\text{ctg}\phi + \phi - \frac{\pi}{2}} c \quad (2-27)$$

令:

$$\begin{cases} N_B = \frac{0.25\pi}{\text{ctg}\phi + \phi - \frac{\pi}{2}} \\ N_D = \frac{\text{ctg}\phi + \phi + \frac{\pi}{2}}{\text{ctg}\phi + \phi - \frac{\pi}{2}} \\ N_C = \frac{\pi \text{ctg}\phi}{\text{ctg}\phi + \phi - \frac{\pi}{2}} \end{cases} \quad (2-28)$$

则式(2-27)即为:

$$P_{1/4} = \gamma B N_B + \gamma D N_D + c N_C \quad (2-29)$$

式中 N_B, N_D, N_C 为承载力系数, 它只与土的内摩擦角 ϕ 有关。

对 N_B , 当 $\phi > 22^\circ$ 时, 用式(2-28)计算偏小, 故 $P_{1/4}$ 的结果过于保守。在理论分析与实践经验相结合的基础上, 对 N_B 的计算取值进行了适当调整, 即当 $\phi < 24^\circ$ 时, 按式(2-28)中的计算确定, 当 $\phi > 24^\circ$ 时, 按表 2-2 取值:

表 2-2 承载力系数表 ($\phi > 24^\circ$)

内摩擦角 ϕ	24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
N_B	0.80	1.10	1.40	1.90	2.50	3.20	4.20	5.50	7.20

2.2 地下水位上升影响的最大深度 Z_{\max}

2.2.1 问题的提出

所谓地下水位上升影响的最大深度，即对地基承载力产生影响的地下水位距基底面的界限深度，亦即图 2-8 所示的 Z_{\max} (下述简称最大影响深度)。当地下水位位于 Z_{\max} 以下时，则可不考虑其对地基承载力的影响；若位于 Z_{\max} 之中时，则需考虑这种影响。

在确定浅基础的地基承载力时，考虑地下水的影响是在水位上下土的强度指标不变的假定下，由于水的浮力作用对承载力所产生的影响的那部分。具体是以取处于地下水中的地基土体的重度 γ 为有效重度 γ' 的方式来实现的。

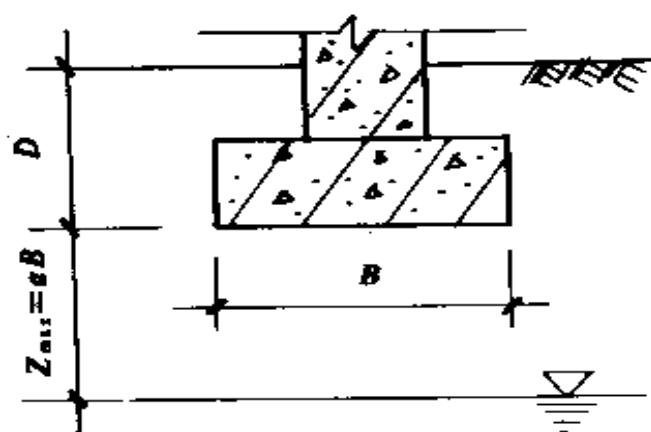


图 2-8 Z_{\max} 取值

诚然，地下水对浅基础承载力的影响，通常有两种可能，

一是沉没在水下的土，将失去由毛细管应力或弱结合力所形成的表观粘聚力，使承载力降低；二是正如前面所述的由于水的浮力作用，将使土的有效重量减小而降低了土的承载能力。前一影响因素在实用上尚有难度，因此，目前一般都忽略这种因素，即假定水位上下土的强度指标相同，而仅仅考虑由于水的浮力作用的后者影响因素。

地下水位的影晌，有四种情况，分述如下：

(1) 如图 2-9(a)所示，当地下水位处于所要确定的基底最大影响深度 Z_{\max} 以下时，则不考虑地下水位对地基土的重度影响。

(2) 如图 2-9(b)所示，当地下水位介于基底与 Z_{\max} 之间时，基底下的土体重度取在最大影响深度 Z_{\max} 内，水中土体采用有效重度的

加权平均重度 γ_m ，由下式来确定：

$$\gamma_m = \frac{\gamma Z + \gamma'(Z_{\max} - Z)}{Z_{\max}} \quad (2-30)$$

式中 Z 为地下水位距基底面的变化值，其余符号意义同前。

(3) 如图 2-9(c)所示，地下水位位于基底平面时，基底面以下土取有效重度 γ' ；地下水位位于基底平面以上的土体(即在基础埋置深度 D 的范围内)，采用土的天然重度 γ 。

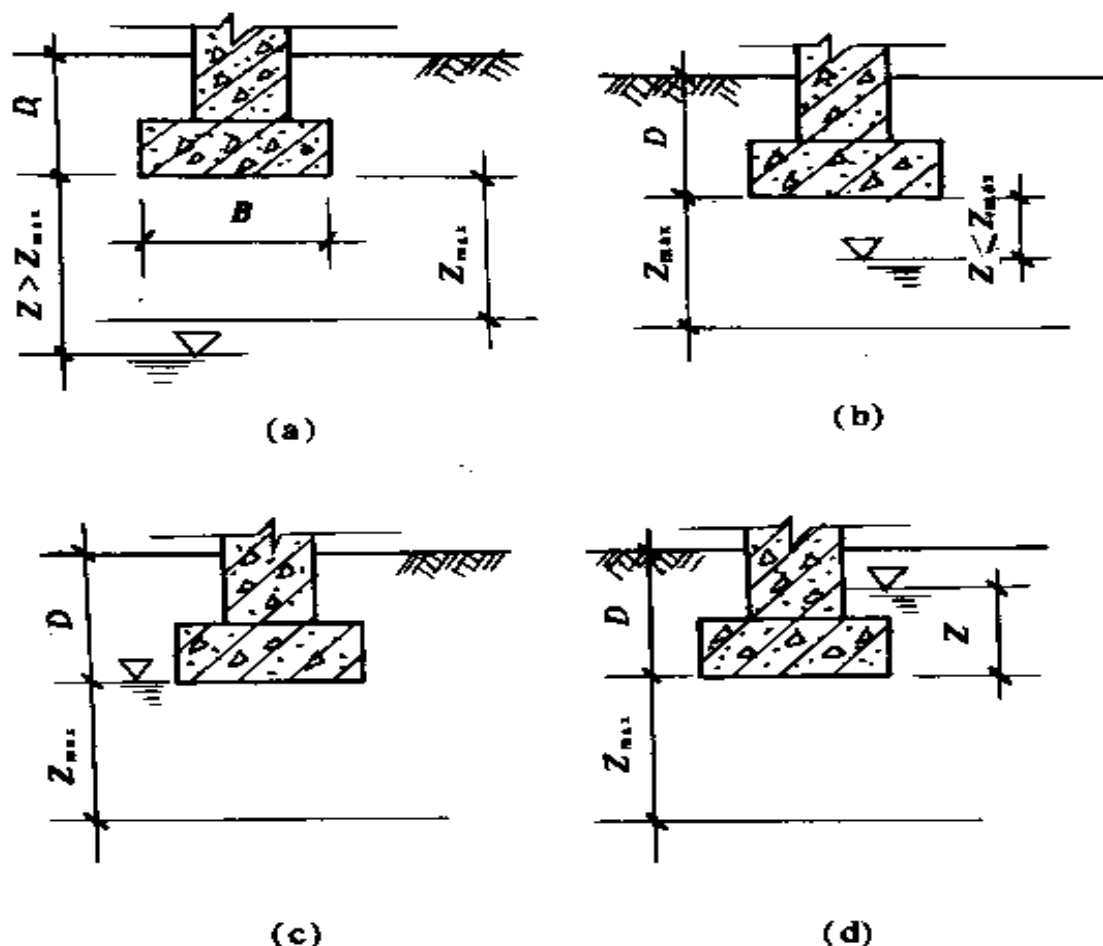


图 2-9 地下水位影响

(4) 如图 2-9(d)所示，地下水位处于基础埋深 D 内时，土体的重度，水下部分采用有效重度 γ' ，水上部分采用天然重度 γ 。

在地基与基础的设计实践，按上述四种情况去考虑地下水位变化对浅基础地基承载力的影响时，首先遇到的问题是，最大影响深度 Z_{\max} 究竟取何值？有的学者提出^[1]，取一倍于基础宽度作为最大影

响深度(即 $Z_{\max}=B$); 更多的学者对于他们所推导或推荐的地基承载力理论公式, 包括我国现行的建筑地基基础设计规范^[2]所推荐的计算公式在内, 都没有十分明确地下水位对其的影响范围, 有的也只是笼统地提及地下水位以下的土体重度取有效重度。我们认为, 现有的确定浅基础地基承载力的各种公式, 由于其理论假定不尽一致, 故对于不同的理论, 按上述四种地下水位变化情况来考虑对浅基础地基承载力的影响时, 则有一个与之相对应的地下水位的最大影响深度。

2.2.2 影响公式的推导及计算分析

1. 影响公式

根据前述用来确定浅基础地基承载力的泰勒补充公式(2-9), 以及太沙基公式(2-16), 对于图 2-9(b)所示情况, 即当地下水位上升至距基底面为 Z 时, 都可得到极限承载力为:

$$P'_u = \frac{1}{2} \gamma_m B N_r + \gamma D N_q + c N_c \quad (2-31)$$

当地下水位在最大影响深度 Z_{\max} 以下时, 即为图 2-9(a)所示情况, 此时, 即不考虑地下水对承载力的影响, 相应的极限承载力为:

$$P_u = \frac{1}{2} \gamma B N_r + \gamma D N_q + c N_c \quad (2-32)$$

则由于地下水位上升(上升值为 $Z_{\max}-Z$)而引起的极限承载力的影响率为:

$$\frac{P'_u}{P_u} = \frac{\frac{1}{2} \gamma_m B N_r + \gamma D N_q + c N_c}{\frac{1}{2} \gamma B N_r + \gamma D N_q + c N_c} \quad (2-33)$$

将式(2-30)代入式(2-33), 得:

$$\frac{P'_u}{P_u} = \frac{\frac{1}{2} \left[\frac{\gamma Z + \gamma' (Z_{\max} - Z)}{Z_{\max}} \right] B N_r + \gamma D N_q + c N_c}{\frac{1}{2} \gamma B N_r + \gamma D N_q + c N_c}$$

$$= \frac{\frac{B}{Z_{\max}} \left[(1 - \frac{\gamma'}{\gamma}) \frac{z}{B} + \frac{\gamma'}{\gamma} \cdot \frac{Z_{\max}}{B} \right] N_r + \frac{2D}{B} N_q + \frac{c}{\gamma B} N_c}{N_r + \frac{2D}{B} N_q + \frac{c}{\gamma B} N_c} \quad (2-34)$$

令 $\beta = \gamma'/\gamma$ 及 $z_{\max} = \alpha\beta$, 代入式(2-34), 则得:

$$\frac{P'_u}{P_u} = \frac{\frac{1}{\alpha} \left[(1 - \beta) \frac{Z}{B} + \alpha\beta \right] N_r + \frac{2D}{B} N_q + \frac{c}{\gamma B} N_c}{N_r + \frac{2D}{B} N_q + \frac{c}{\gamma B} N_c} \quad (2-35)$$

再令

$$f(\alpha, \beta, \frac{Z}{B}) = \frac{1}{\alpha} \left[(1 - \beta) \frac{Z}{B} + \alpha\beta \right] \quad (2-36)$$

则

$$\frac{P'_u}{P_u} = \frac{f N_r + \frac{2D}{B} N_q + \frac{c}{\gamma B} N_c}{N_r + \frac{2D}{B} N_q + \frac{c}{\gamma B} N_c} \quad (2-37)$$

由式(2-37)显然可见, 若 $f < 1$, 必有 $P'_u/P_u < 1$; 若 $f > 1$, 必有 $P'_u/P_u > 1$ 。亦即 P'_u/P_u 值是随着 f 值作同向变化。而 $f(\alpha, \beta, Z/B)$ 又是关于 Z_{\max} 的函数 ($\alpha = Z_{\max}/B$), 因此, 我们只需研究在 $\alpha, \beta, Z/B$ 不同组合下 $f(\alpha, \beta, Z/B)$ 的变化规律, 进而找出最大影响深度的范围。我们称式(2-36)为地下水位上升对极限荷载影响的间接公式, 简称为影响公式。

2. f 的计算分析

(1) β 的取值范围

由上的三相比比例指标换算公式, 可得:

$$\begin{aligned} \gamma' &= \frac{W_s - V_s \gamma_w}{V} = \frac{W_s - V_s \gamma_w}{W_s} \cdot \frac{W_s}{V} = \frac{W_s - V_s \gamma_w}{\frac{W_s}{V_s}} \cdot \gamma_d = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \cdot \frac{\gamma}{1+w} \\ &= \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \cdot \frac{1}{1+w} \cdot \gamma \end{aligned} \quad (2-38)$$

由式(2-38)即可得:

$$\frac{\gamma'}{\gamma} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s(1+w)} \quad (2-39)$$

式(2-38)和(2-39)中

V ——土的总体积;

V_s ——土颗粒体积;

W_s ——土颗粒重量;

γ_w ——水的重度;

γ' ——土的有效重度;

γ ——土的重度;

γ_d ——土的干重度;

γ_s ——土颗粒重度;

w ——土的天然含水量。

对于砂性土, 一般有 $\gamma_s = 26.1 \text{ kN/m}^3$, 对于粘性土, γ_s 可取平均值 26.5 kN/m^3 . 而 $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$, 由式(2-39), 可得:

$$\beta = \frac{0.6241 \sim 0.6298}{1+w} \quad (2-40)$$

考虑含水量的变化范围 $100\% \sim 5\%$, 由式(2-40)可得到砂性土或粘性土 β 取值范围, 大致可划分为四档, 即 0.3, 0.4, 0.5 和 0.6。

(2) f 的计算分析

由影响公式(2-36), 分别以

$$\beta = 0.3, 0.4, 0.5, 0.6;$$

$$\alpha = 1/4, 1/2, 0.707, 1.238, 1.585, 2.000;$$

$$z/B = 0.00, 0.25, 0.50, 0.75, 1.00$$

的不同组合, 求得 f 值列于表 2-3, 并绘图如图 2-10。

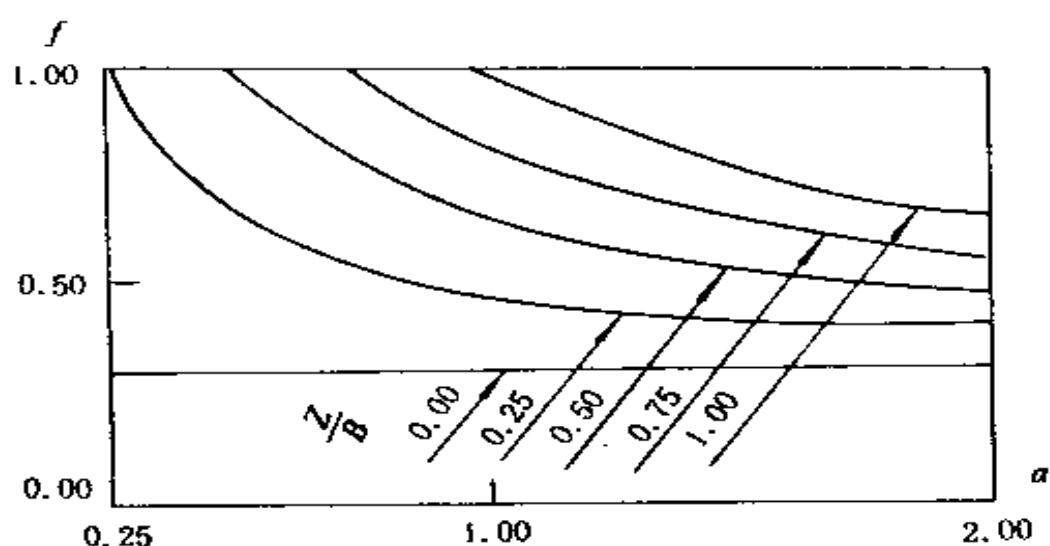
由 f 的计算成果表 2-3 及图 2-10 所示的 $f - \alpha$ 关系曲线, 可见, 除 $Z/B=0$ 外, β 与 Z/B 的组合无论取何值, 都有 α 越大, f 值越小, 进而得到越小的 P_u'/P_u 值。这便揭示出地基承载力潜有随 α 的增大(亦即随 Z_{\max} 的增大)而呈减小趋势。为进一步说明这趋势的存在, 我们将从理论上来加以证明。

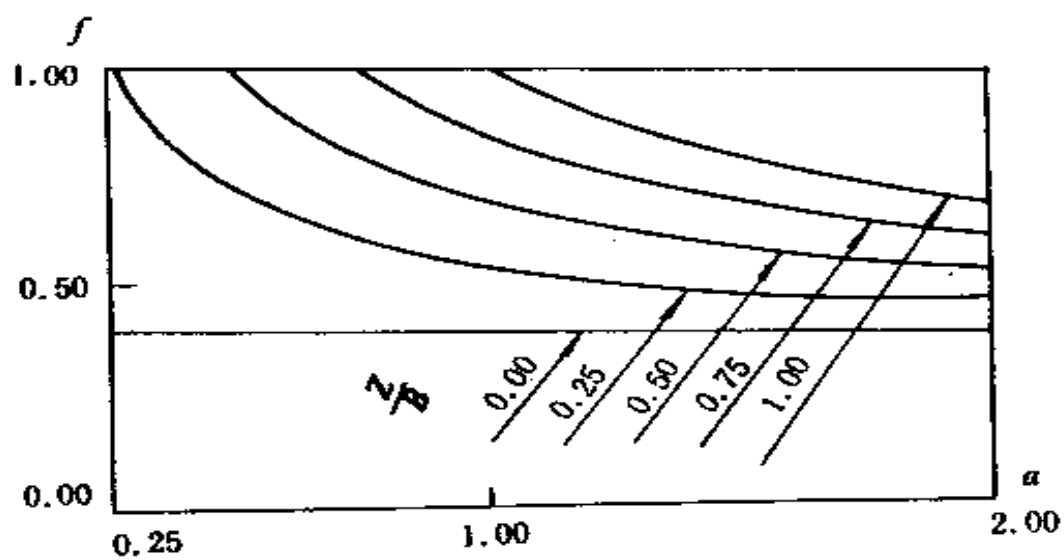
表 2-3 $f(\alpha, \beta, Z/B)$ 计算表

$\beta \backslash Z/B$	0.3							0.4						
	0.25	0.50	0.71	1.00	1.24	1.58	2.00	0.25	0.50	0.71	1.00	1.24	1.58	2.00
0	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
0.25	1.00	0.65	0.55	0.48	0.44	0.41	0.39	1.00	0.70	0.61	0.55	0.52	0.49	0.48
0.50		1.00	0.80	0.65	0.58	0.52	0.48		1.00	0.82	0.70	0.64	0.59	0.55
0.707			1.00							1.00				
0.75				0.83	0.72	0.63	0.56				0.85	0.76	0.68	0.63
1.00				1.00	0.87	0.74	0.65				1.00	0.88	0.78	0.70

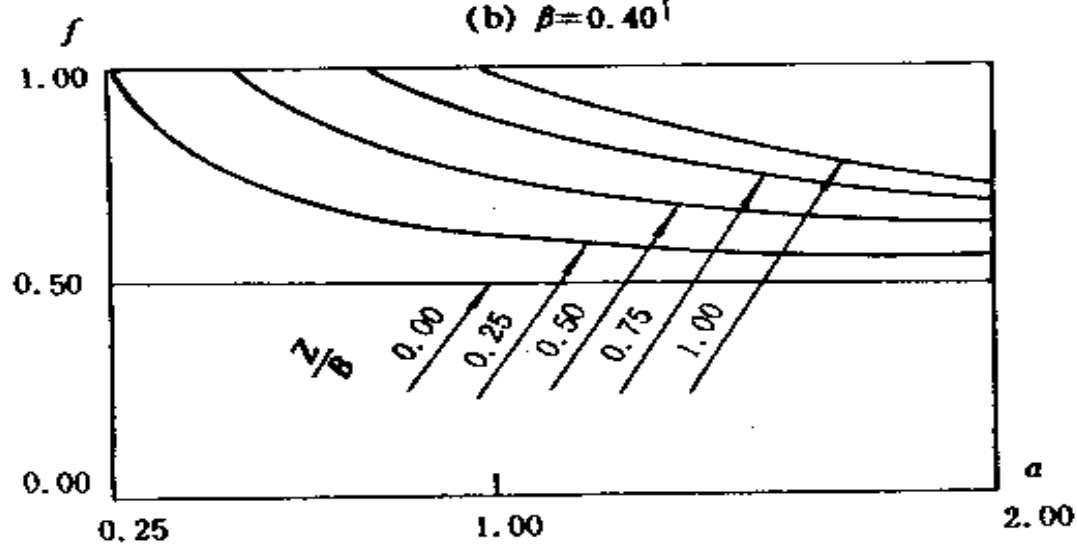
 续表 2-3 $f(\alpha, \beta, Z/B)$ 计算表

$\beta \backslash Z/B$	0.5							0.6						
	0.25	0.50	0.71	1.00	1.24	1.58	2.00	0.25	0.50	0.71	1.00	1.24	1.58	2.00
0	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
0.25	1.00	0.75	0.68	0.63	0.60	0.58	0.56	1.00	0.80	0.74	0.70	0.68	0.66	0.65
0.50		1.00	0.85	0.75	0.70	0.68	0.63		1.00	0.88	0.80	0.76	0.73	0.70
0.707			1.00							1.00				
0.75				0.88	0.80	0.74	0.69				0.90	0.84	0.79	0.75
1.00				1.00	0.90	0.82	0.75				1.00	0.92	0.85	0.84

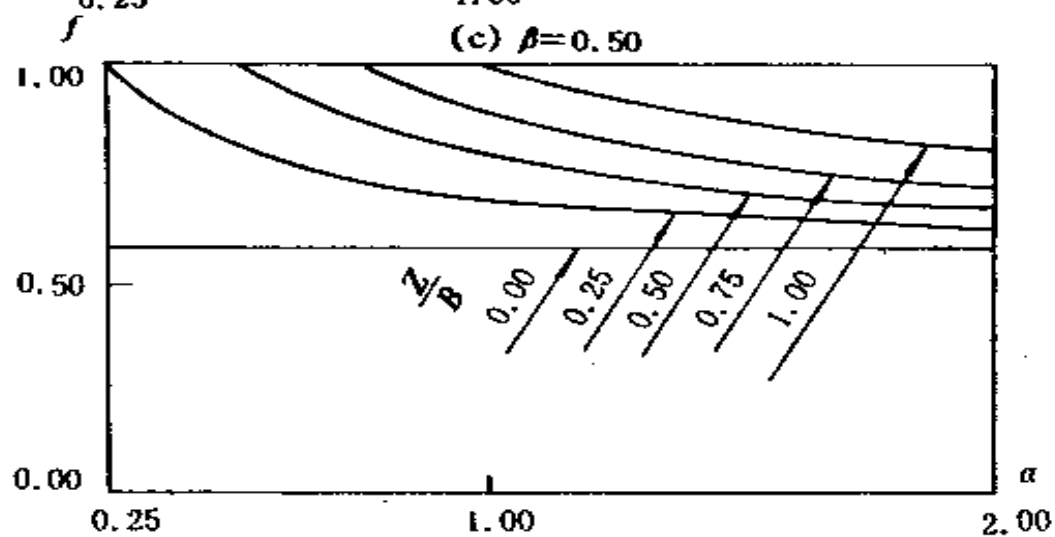

 (a) $\beta = 0.30$



(b) $\beta = 0.40$



(c) $\beta = 0.50$



(d) $\beta = 0.60$

图 2-10 $f-\alpha$ 关系曲线

2.2.3 P_u'/P_u 随 Z_{mx} 的增大而减小的理论证明

由式(2-33)可得:

$$\frac{P_u'}{P_u} = \frac{\frac{\gamma_m}{\gamma} BN_r + 2DN_q + 2\frac{c}{\gamma} N_c}{BN_r + 2DN_q + 2\frac{c}{\gamma} N_c} \quad (2-41)$$

由上式显然可知, 若 $\gamma_m/\gamma < 1$, 必有 $P_u'/P_u < 1$; 若 $\gamma_m/\gamma > 1$, 必有 $P_u'/P_u > 1$, 亦即 P_u'/P_u 是随 γ_m/γ 作同向变化。

又由式(2-30)可得:

$$\frac{\gamma_m}{\gamma} = \frac{\gamma'}{\gamma} + (1 - \frac{\gamma'}{\gamma}) \frac{Z}{Z_{mx}} \quad (2-42)$$

由于 $0 < \gamma'/\gamma < 1$, 亦即 $1 - \gamma'/\gamma > 0$, 则在式(2-42)中, 随着 Z_{mx} 的增大, 必有 γ_m/γ 随之减小, 亦即 Z_{mx} 越大, P_u'/P_u 越小。由此推得 Z_{mx} 取值越大, 地基承载力受影响而降低越大。

到此为止, 若仅从上述所讨论的方面来考虑地下水对地基承载力的影响程度时, Z_{mx} 应取无穷大为安全。

然而这种最大影响深度 Z_{mx} 可取无穷大的结论, 仅仅是从地下水位变化对地基土体的物理性质的影响(即对土的物理指标的重度的影响)角度出发, 进而探求对地基承载力的影响所得。另一面, 地基土的承载力还取决于土体的力学性质。当地基受荷达到剪切破坏时, 地基上的破坏具有相应的深度。因此, 地下水位对地基承载力的影响最大深度应与地基破坏时的最大深度相一致。否则, 超过这一破坏时的最大深度, 去研讨地下水位变化对地基承载力的影响是无意义的。

2.2.4 最大影响深度 Z_{mx} 的确定

1. 普朗特-雷斯诺极限荷载理论

对于一基础埋深为 D 、宽度为 B 的条形基础, 将基底水平面以上的上重以均布超载 $q = \gamma D$ 代替, 如图 2-11 所示。当基底作用的荷载达到极限值 P_u 时, 地基土体中形成三个平衡区的滑动面。

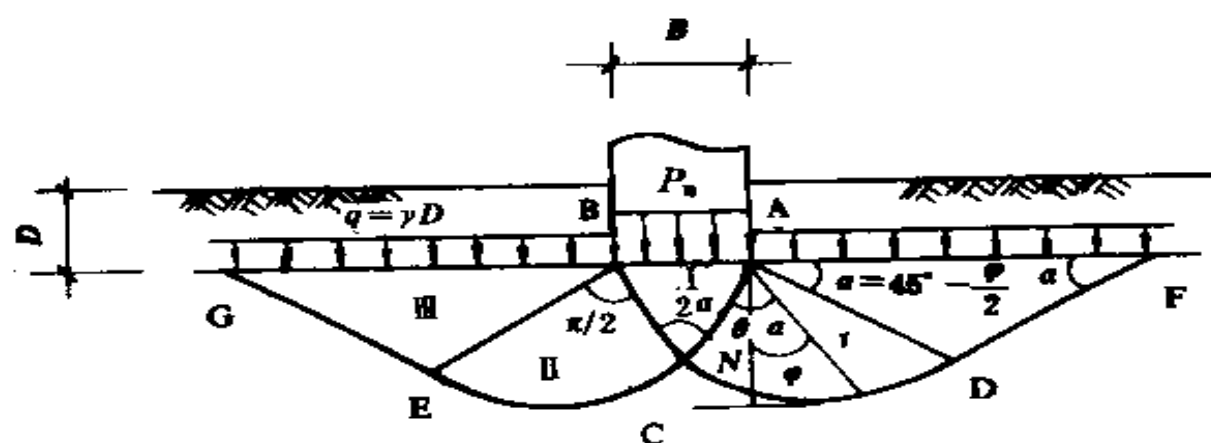


图 2-11 应用普朗特公式推导 Z_{max}

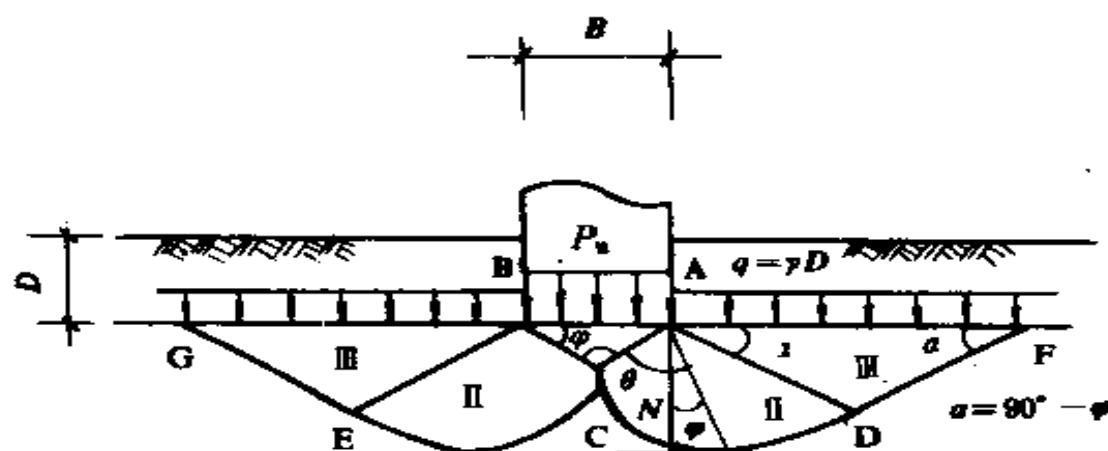


图 2-12 应用太沙基公式推导 Z_{max}

已知滑动面 CD 是一对数螺旋曲线, 其方程为:

$$r = r_0 e^{\pi \tan \phi \theta} \quad (2-43)$$

式中符号意义均见图 2-11.

而

$$r_0 = \frac{B}{2 \sin \alpha}$$

$$\varphi = \frac{\phi}{2} + \theta - 45^\circ$$

则由式(2-43)及图 2-11, 可得

$$Z = r_0 \cos \varphi = \frac{B}{2 \sin \alpha} \cos\left(\frac{\phi}{2} + \theta - 45^\circ\right) e^{\pi \tan \phi \theta} \quad (2-44)$$

由 $\frac{dZ}{d\theta} = 0$, 即

$$\frac{dZ}{d\theta} = \frac{B}{2\sin\alpha} [\operatorname{tg}\phi \cos(\frac{\phi}{2} + \theta - 45^\circ) - \sin(\frac{\phi}{2} + \theta - 45^\circ)] e^{\pi \frac{\phi}{2}} = 0$$

解得 $\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$ (2-45)

因为

$$\begin{aligned} \frac{d^2 Z}{d^2 \theta} = \frac{B}{2\sin\alpha} e^{\pi \frac{\phi}{2}} & [\operatorname{tg}^2 \phi \cos(\frac{\phi}{2} + \theta - 45^\circ) - \cos(\frac{\phi}{2} + \theta - 45^\circ) \\ & - 2 \operatorname{tg}\phi \sin(\frac{\phi}{2} + \theta - 45^\circ)] \end{aligned}$$

令 $u = \operatorname{tg}^2 \phi \cos(\frac{\phi}{2} + \theta - 45^\circ) - \cos(\frac{\phi}{2} + \theta - 45^\circ) - 2 \operatorname{tg}\phi \sin(\frac{\phi}{2} + \theta - 45^\circ)$

由式(2-45)代入上述 u 式, 得

$$\begin{aligned} u(45^\circ + \frac{\phi}{2}) &= \operatorname{tg}^2 \phi \cos \phi - \cos \phi - 2 \operatorname{tg}\phi \sin \phi \\ &= -\sec \phi < 0 \quad (0 < \phi < \frac{\pi}{2}) \end{aligned}$$

即有 $\frac{d^2 Z}{d^2 \theta} = u(45^\circ + \frac{\phi}{2}) e^{(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \frac{\pi}{2}}$

当 $0 < \phi < \pi/2$ 时, 恒有

$$\begin{cases} e^{(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \frac{\pi}{2}} > 0 \\ u(45^\circ + \frac{\phi}{2}) = -\sec \phi < 0 \end{cases}$$

所以 $\frac{d^2 Z}{d\theta^2} < 0$ 。由微分学求函数极值的方法可得到, 在 $0 < \phi < \pi/2$ 范围内, 存在 $2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ 这一极大值且为最大值。

将式(2-45)及 $\alpha = 45^\circ - \frac{\phi}{2}$ 代入式(2-44), 得

$$Z_{\max} = \frac{B}{2} \left[\frac{\cos \phi}{\sin(45^\circ - \frac{\phi}{2})} \right] e^{(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \frac{\pi}{2}} \quad (2-46)$$

取 $\phi=10^\circ, 15^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$ 和 40° , 代入式(2-46), 可得相应的 Z_{\max} 分别为 $0.893B, 1.014B, 1.162B, 1.347B, 1.585B, 1.904B$ 和 $2.348B$ 。即对应于不同内摩擦角 ϕ 的地基土, 就有不同的最大影响深度 Z_{\max} 。

2. 太沙基极限荷载理论

太沙基假定基础底面是粗糙的, 基底以上的土视作为作用在基础两侧的均布超载 $q = \gamma D$, 其地基滑动面的形状如图 2-12 所示, 也分成三个区。滑动面 CD 仍为一对数螺旋曲线, 其方程即为前述式(2-43)。由式(2-43)、图 2-12 及 $\varphi = \phi + \theta - 90^\circ$ 可得:

$$Z = r \cos \varphi = \frac{B}{2 \sin \alpha} \cos(\phi + \theta - 90^\circ) e^{\pi \tan \phi} \quad (2-47)$$

同理, 由 $\frac{dZ}{d\theta} = 0$ 解得:

$$\theta = 90^\circ \quad (2-48)$$

将式(2-48)及 $\alpha = 90^\circ - \phi$ 代入式(2-47), 得

$$Z_{\max} = \frac{B}{2} e^{\frac{\pi}{2} \tan \phi} \quad (2-49)$$

分别以 $\phi=10^\circ, 15^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$ 和 40° 代入式(2-49), 可得相应的 Z_{\max} 分别为 $0.660B, 0.762B, 0.886B, 1.040B, 1.238B, 1.502B$ 和 $1.868B$ 。

3. 对于饱和软粘土地基, 同理可得到相应于斯肯普顿极限荷载理论的地基土破坏时的最大深度 $Z_{\max}=0.707B$ 。

4. 地基规范公式

地基规范所推荐的地基承载力计算公式为

$$f_v = \gamma B N_b + \gamma_s D N_d + c_k N_c \quad (2-50)$$

式中:

f_v ——地基承载力设计值;

N_b, N_d, N_c ——承载力系数;

γ_s ——基础埋深内土的加权平均重度;

c_k ——基底面以下一倍基宽深度内土体的凝聚力标准值。

地基规范公式(2-50)实质上是采用了临界荷载 $P_{1/4}$ 计算公式, 只

是又依据荷载试验及工程经验,对 $\phi > 22^\circ$ 的 $N_{b_{\max}}$ 系数进行了修正,改换成 N_b ,即公式的实质是以地基塑性区开展深度达到 $B/4$ 作为正常使用极限状态,考虑了保证地基稳定和变形的两方面要求。因此,地基承载力按规范公式确定时,地下水位变化对其最大影响深度,要与地基土塑性区开展最大深度 $Z_{\max}=B/4$ 相一致。

综上所述,我们可得到结果是,地下水位对浅基础承载力产生影响的深度,应视确定地基承载力所采用的理论公式,根据不同的地基土质而相应取值(取值范围列于表 2-4),这样可使理论与应用吻合一致。在此基础上,我们就能着手寻求地下水位上升时对地基承载力的影响变化规律。

表 2-4 最大影响深度系数 α ($\alpha = Z_{\max}/B$)

	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	备注
普朗特-雷斯诺理论	0.893	1.014	1.162	1.347	1.585	1.904	2.348	
太沙基理论	0.660	0.742	0.886	1.040	1.238	1.502	1.868	
斯肯普顿理论	0.707							$\phi = 0$
规范公式	1/4							

由最大影响深度系数表 2-4 可见,对于普朗特及太沙基极限荷载理论而言,地基土体的内摩擦角 ϕ 增大,最大影响深度也不断地加深。再回顾一下我们在前面已证实的有关 Z_{\max} 取值越大则地基承载力受影响降低越大这一侧面,自然联想到,通常取 Z_{\max} 为一倍基宽的考虑方式,对于 $\phi \leq 15^\circ$ 时运用普氏理论,或 $\phi \leq 25^\circ$ 时运用太沙基理论,斯肯普顿理论和地基规范公式,从安全角度出发,皆是适用的;然对于 $\phi > 15^\circ$ 时运用普氏理论和 $\phi > 25^\circ$ 时运用太沙基理论,在考虑地下水位影响确定地基承载力时,就显得不安全了。这种不安全性,我们将在下一小节的举例分析中来加以说明。

2.2.5 举例分析

有一条形基础, 宽度 $B=2.5\text{m}$, 埋深 $D=1.5\text{m}$, 假设落在不同的地基土中, 为使计算方便, 不妨设其重度 $\gamma=19\text{kN/m}^3$, 粘聚力 $c=15\text{kPa}$, 而内摩擦角 ϕ 分别考虑 15° , 25° , 35° ; 地下水位考虑处于距基底面以下 2.5m (亦即 $Z=B=2.5\text{m}$) 时及在基底面以下 $B/2$ 时这两种情况; 取 $\beta=0.3$, 安全系数 $K=2.5$ 。

在此, 我们将运用泰勒的补充公式, 地下水最大影响深度 Z_{\max} , 分别按一倍基底宽度 (即 $Z_{\max}=B$), 以及取我们所推求得到的 Z_{\max} , 来进行地基承载力的计算, 进而比较由于 Z_{\max} 的不同选取而引致地基承载力计算结果的差异及其安全性。

1. 按 $Z_{\max}=B$ 计算

(1) 地下水位在距基底面 $B=2.5\text{m}$ 处

① $\phi=15^\circ$

由式(2-10)得承载力系数为

$$N_q = e^{\pi \tan 15^\circ} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{15^\circ}{2} \right) = 3.941$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi = (3.941 - 1) \operatorname{ctg} 15^\circ = 10.976$$

$$N_r = (N_q - 1) \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = (3.941 - 1) \tan \left(45^\circ + \frac{15^\circ}{2} \right) = 3.833$$

由式(2-9)计算极限承载力:

$$\begin{aligned} P_u &= \frac{1}{2} \gamma B N_r + q N_q + c N_c \\ &= \frac{1}{2} \gamma B N_r + \gamma D N_q + c N_c \\ &= \frac{1}{2} \times 19 \times 2.5 \times 3.883 + 19 \times 1.5 \times 3.941 + 15 \times 10.976 = 368 \text{ (kPa)} \end{aligned}$$

容许承载力为

$$P_a = \frac{P_u}{K} = \frac{368}{2.5} = 147.2 \text{ (kPa)}$$

② $\phi=25^\circ$

同理可得 $N_q = 10.662$, $N_c = 20.721$, $N_r = 15.116$, 则

$$P_u = \frac{1}{2} \times 19 \times 2.5 \times 15.116 + 19 \times 1.5 \times 10.662 + 15 \times 20.721$$

$$= 974.9 \text{ (kPa)}$$

$$P_s = \frac{974.9}{2.5} = 390 \text{ (kPa)}$$

③ $\phi=35^\circ$

$$N_q = 33.296, N_c = 46.124, N_r = 62.04$$

$$P_u = \frac{1}{2} \times 19 \times 2.5 \times 62.04 + 19 \times 1.5 \times 33.296 + 15 \times 46.124$$

$$= 3114.2 \text{ (kPa)}$$

$$P_s = \frac{3114.2}{2.5} = 1245.7 \text{ (kPa)}$$

(2) 地下水位在距基底面为 $B/2=2.5/2\text{m}$ 处

此时由式(2-30)得

$$\gamma_m = \frac{\frac{B}{2}\gamma + (B - \frac{B}{2})\gamma'}{B} = \frac{\gamma + \gamma'}{2} = \frac{(1+\beta)\gamma}{2} = \frac{(1+0.3)\gamma}{2} = 0.65\gamma$$

另则, 各承载力系数 N_q, N_c, N_r 即由相应的内摩擦角 ϕ 与上述对应取值。

当 $\phi=15^\circ$ ($N_r=3.833, N_q=3.941, N_c=10.926$) 时, 由式(2-31)可得:

$$P_s = \frac{P_u}{K} = \frac{336.1}{2.5} = 134.5 \text{ (kPa)}$$

同理, 当 $\phi=25^\circ$ 或 35° 时, 其容许承载力为 339.5kPa 或 1039.4kPa。

2. 按本文推导的 $Z_{\max} = \alpha B$ 计算

(1) 地下水位在距基底面 $B(=2.5\text{m})$ 处

a. $\phi=15^\circ$

由表(2-4)可得 $Z_{\max}=1.041B \approx B$, 此时地基承载力计算结果可近似为与前述的 $Z_{\max}=B(\phi=15^\circ)$ 时相同。

b. $\phi=25^\circ$ ($N_r=15.166, N_q=10.662, N_c=20.721$)

由表(2-4)查得 $Z_{\max}=1.347B$, 再由式(2-30)得:

$$\gamma_m = \frac{\gamma Z + \gamma'(Z_{\max} - Z)}{Z_{\max}} = \frac{\gamma B + \gamma'(1.347B - B)}{1.347B} = \frac{\gamma + \beta\gamma(1.347 - 1)}{1.347} \\ = 0.82\gamma$$

由式(2-31)得此时的极限承载力为:

$$P_u = \frac{1}{2}\gamma_m B N_r + \gamma D N_q + c N_c \\ = \frac{1}{2} \times 0.82\gamma B N_r + \gamma D N_q + c N_c \\ = \frac{1}{2} \times 0.82 \times 19 \times 2.5 \times 15.166 + 19 \times 1.5 \times 10.662 + 15 \times 20.721 \\ = 910 \text{ (kPa)}$$

容许承载力为:

$$P_s = \frac{P_u}{K} = \frac{910}{2.5} = 364 \text{ (kPa)}$$

c. $\phi=35^\circ$ ($N_r=62.04, N_q=33.292, N_c=46.124$)

由表(2-4)查得 $Z_{\max}=1.904B$, 再由式(2-30)可得: $\gamma_m = 0.67\gamma$, 进而

$$P_u = \frac{1}{2} \times 0.67 \times 19 \times 2.5 \times 62.04 + 19 \times 1.5 \times 33.296 + 15 \times 46.124 \\ = 2628 \text{ (kPa)}$$

$$P_s = \frac{P_u}{K} = \frac{2628}{2.5} = 1051 \text{ (kPa)}$$

(2) 地下水位距基底面 $B/2(=2.5/2\text{m})$ 处

a. $\phi=15^\circ$

由于此时 $Z_{\max}=1.014B \approx B$, 故可近似认为地基承载力的计算结果与 $Z_{\max}=B$ ($\phi=15^\circ$) 时相同。

b. $\phi=25^\circ$ ($N_r=15.166, N_q=10.662, N_c=20.721$)

此时, $Z_{\max}=1.347B$, 由式(2-30)得:

$$\gamma_m = \frac{\gamma Z + \gamma'(Z_{\max} - Z)}{Z_{\max}} = \frac{\gamma B + \beta \gamma (1.347B - B)}{1.347B} = \frac{1 + 0.347\beta}{1.347} \gamma$$

则地基极限承载力为:

$$\begin{aligned} P_u &= \frac{1}{2} \times 0.56 \times 19 \times 2.5 \times 15.166 + 19 \times 1.5 \times 10.662 + 15 \times 20.721 \\ &= 816.4 \text{ (kPa)} \end{aligned}$$

容许承载力为:

$$P_s = \frac{P_u}{K} = \frac{816.4}{2.5} = 326.6 \text{ (kPa)}$$

c. $\phi = 35^\circ$ ($N_r = 62.04, N_q = 33.292, N_c = 46.124$)

此时 $Z_{\max} = 1.904B$, 再由(2-30)可得 $\gamma_m = 0.48\gamma$, 进而

$$\begin{aligned} P_u &= \frac{1}{2} \times 0.48 \times 19 \times 2.5 \times 62.04 + 19 \times 1.5 \times 33.296 + 15 \times 46.124 \\ &= 2348 \text{ (kPa)} \end{aligned}$$

$$P_s = \frac{P_u}{K} = \frac{2348}{2.5} = 939.2 \text{ (kPa)}$$

上述只是粘性土地基的承载力计算结果。至于砂性土地基的计算, 为了便于分析对照, 砂性土地基承载力计算举例, 即在上述粘性土举例中, 将其粘聚力取为零, 其他各指标相同。实际计算时, 只需在前述各种状态下的计算过程中, 取消含有凝聚力该项, 便可得到相应结果。现将在我们所讨论范围的粘性土和砂性土的地基承载力计算结果列于表 2-5。

3. 对比分析

对照计算结果表 2-5, 不难发现, 对于泰勒补充的朗氏极限荷载公式而言, 最大影响深度 Z_{\max} 按前述两种不同方式取舍对地基承载力有明显的影响, 这种影响主要为:

(1) 土体的内摩擦角越大, 考虑地下水位对地基承载力的削弱影响越大。这是由于 ϕ 越大, 按表 2-5 所确定的 Z_{\max} 就越大, 与一倍

表 2-5 Z_{max} 不同取值下的 P_z 计算结果

地 下 水 位 情 况				在距基底 $B=2.5m$ 处		距基底 $B/2=1.25m$ 处	
				$P_z(kPa)$	μ	$P_z(kPa)$	μ
$\gamma=19$ kN/m^3	粘 性 土 $c=15kPa$	$\phi=15^\circ$	$Z_{max}=B$	147.7		134.5	
			Z_{max}	147.7		134.5	
		$\phi=25^\circ$	$Z_{max}=B$	390.0	6.7%	339.5	3.8%
			Z_{max}	364.0		326.6	
		$\phi=35^\circ$	$Z_{max}=B$	1246.0	15.6%	1039.4	9.6%
			Z_{max}	1051.0		939.2	
	砂 性 土 $c=0kPa$	$\phi=15^\circ$	$Z_{max}=B$	81.3		68.6	
			Z_{max}	81.3		68.6	
		$\phi=25^\circ$	$Z_{max}=B$	265.6	9.8%	215.2	6.0%
			Z_{max}	239.7		202.2	
		$\phi=35^\circ$	$Z_{max}=B$	969.0	20.1%	762.7	13.1%
			Z_{max}	774.5		662.5	

注: μ 为地基承载力降低率

$$\mu = \frac{P_{z, Z_{0.35}=\phi} - P_{z, Z_{0.35}=\phi}}{P_{z, Z_{0.35}=\phi}}$$

于基宽计影响深度相差也就越大, 由此决定了对地基承载力的削弱必增大。当地下水位在距基底一倍基宽($B=2.5m$)处, 对于粘性土或砂性土, $\phi=15^\circ$ 时, 对 P_z 没有削弱影响; $\phi=25^\circ$ 时, P_z 削弱了 6.7% 或 9.8%; 到 $\phi=35^\circ$ 时, P_z 削弱了 15.6% 或 20.1%。当地下水位在距基底面一半基宽($B/2=1.25m$)处时, 粘性土或砂性土地基承载力, 当 $\phi=25^\circ$ 时, P_z 削弱了 3.8% 或 6.0%; 当 $\phi=35^\circ$ 时, P_z 削弱了 9.6% 或 13.1%。

(2) Z_{max} 按本文方法选择时, 砂性土地基较粘性土地基的承载力削弱量更大。计算结果表明, 当地下水位距基底面一倍基宽($B=2.5m$)处时, 粘性土的 P_z 削弱降低率为 6.7% ($\phi=25^\circ$), 15.6% ($\phi=35^\circ$),

而砂性土的 P_u 削弱降低率增加到 9.8 % ($\phi=25^\circ$), 20.1 % ($\phi=35^\circ$); 当地下水位距基底面一半基宽($B/2=1.25\text{m}$)处时, $\phi=25^\circ$ 或 35° 时, 粘性土的 P_u 削弱降低率为 3.8 % (或 9.6 %), 而砂性土的 P_u 削弱降低率为 6 % (13.1 %). 粘性土的削弱影响较小, 这是由于粘性土存有粘聚力的作用之故。

(3). 地下水位埋深越大, P_u 的削弱影响越大。从计算结果看到, 地下水位在距基底面一半基宽($B/2=1.25\text{m}$)处, $\phi=25^\circ$ 或 35° 时, 粘性土地基 P_u 的削弱降低率为 3.8 % (或 9.6 %), 砂性土地基 P_u 的削弱降低率为 6.0 % 或 13.1 %; 当地下水位在距基底面一倍基宽($B=2.5\text{m}$)处, $\phi=25^\circ$ (或 35°) 时, 粘性土地基 P_u 的削弱降低率加大了 $6.7\% - 3.8\% = 2.9\%$ (或 $15.6\% - 9.6\% = 6\%$), 砂性土地基 P_u 的削弱降低率加大了 $9.8\% - 6\% = 3.8\%$ (或 $20.1\% - 13.1\% = 7\%$)。

显然, 举例分析结果与先前分析证明的结果是相一致的。在地基与基础设计时, 应根据不同的地基土内摩擦角 ϕ , 及所选择的地基承载力理论计算公式, 来选取考虑地下水位的最大影响深度, 不要笼统地选取基宽的一倍值。由以上分析可以知道, 若按这种 Z_{\max} 的笼统取值, 对于某些确定地基承载力的理论公式而言, 在一定的土质范围内, P_u 的计算结果会偏大, 这是一种潜在的不安全因素, 应加以避免。

2.3 地下水位上升对砂性土地基承载力的影响

确定地下水位上升对砂性土地基承载力影响的具体分析方法, 在上节有关最大影响深度 Z_{\max} 的确定过程中已经涉及, 即我们将运用相应的极限荷载的确定式, 在地下水位上升时, 以考虑地下水位影响下的极限承载力 P_u' 与不考虑地下水位影响的 P_u , 比率 P_u'/P_u (亦即所谓的影响率) 的变化, 来描述地下水位上升对地基承载力产生的影响程度。

由式(2-34)可知,影响率 P_u'/P_u 是关于地下水位变化的函数,即对于每一种地下水位情况,就有一 P_u'/P_u 与之相对应。这样,便可以一系列不同的地下水位变化情况,求得 P_u'/P_u 的相应值,进而可得到影响率 P_u'/P_u 与地下水位变化的关系,从中便可找出内涵的规律性。

在考虑地下水位中地基上的重度时,通常分两种情况选取,当地下水位在基底面以下 Z_{max} 范围内上升时,该范围内的地基土的重度取加权平均重度 γ_m ,当地下水位在基础埋深内上升时,水下部分地基土取有效重度 γ' ,水上部分取天然重度 γ 。这样,我们在考虑地下水位上升对砂土地基承载力的影响时,地下水位上升得相应考虑两种情况:其一,地下水位在基底面以下 Z_{max} 范围内上升;其二,地下水位在基础埋置深度内上升。

2.3.1 运用泰勒补充公式 进行定量分析

1.地下水位在基底以下,最大影响深度范围内上升的情况如图 2-13 所示,此时考虑地下水位上升影响,即将式(2-9)中第一项中土的重度

γ 取用基底以下 Z_{max} 范围内土体的加权平均重度 γ_m ,即

$$\begin{aligned}\gamma &= \frac{1}{Z_{max}} (\gamma Z + \gamma' \Delta h) = \frac{1}{Z_{max}} [\gamma (Z_{max} - \Delta h) + \gamma' \Delta h] \\ &= \gamma + \frac{\Delta h (\gamma' - \gamma)}{\alpha B} \quad (\Delta h \leq \alpha B)\end{aligned}\quad (2-51)$$

其中,对应于 ϕ 为 10° , 20° , 30° 和 40° 时, α 分别为 0.893, 1.162, 1.585 和 2.348(按表 2-4 取值)。

而式(2-9)中的第二项超载部分,应为 $q = \gamma D$ 。

综上所述,又由砂性土 $c=0$ 和式(2-9)可得到该情况下基底的极限荷载为:

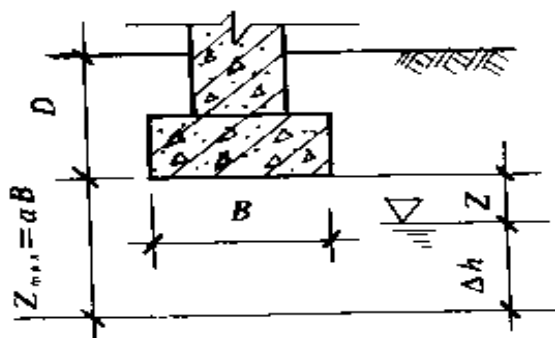


图 2-13 计算简图

$$P_u' = \frac{1}{2} \gamma_m B N_r + q N_q = \frac{1}{2} \left[\gamma + \frac{\Delta h (\gamma' - \gamma)}{\alpha B} \right] B N_r + \gamma D N_q \quad (2-52)$$

且地下水位在距基底 Z_{\max} 处时(即此时不考虑地下水位的影响), 极限荷载为:

$$P_u = \frac{1}{2} \gamma_m B N_r + q N_q \quad (2-53)$$

则由于地下水位上升 $\Delta h \leq \alpha B$, 基底极限荷载的影响率, 亦即地基承载力的变化比率为:

$$\frac{P_u'}{P_u} = \frac{\frac{1}{2} \left[\gamma + \frac{\Delta h (\gamma' - \gamma)}{\alpha B} \right] B N_r + \gamma D N_q}{\frac{1}{2} \gamma_m B N_r + q N_q} \quad (2-54)$$

令 $\beta = \gamma' / \gamma$, 代入式(2-54), 整理得:

$$\frac{P_u'}{P_u} = \frac{\left[1 + \frac{\Delta h (\beta - 1)}{\alpha B} \right] N_r + \frac{2D}{B} N_q}{N_r + \frac{2D}{B} N_q} \quad (2-55)$$

由上节推求得到, 砂性土体含水量在 5 % ~ 100 % 范围内的 β 值大致可划分为四档, 即 0.6, 0.5, 0.4 和 0.3。

分别以 $\phi = 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ$; $\beta = 0.3, 0.4, 0.5, 0.6$; $D/B = 0.00, 0.50, 1.00, 2.00, 3.00$; 及 $\frac{\Delta h}{B} \leq \alpha$ (α 对应于 ϕ 的取值分别为 0.893, 1.162, 1.585, 2.348) 的不同组合取值, 代入式(2-55), 求得 P_u' / P_u 列于表 2-6 ~ 表 2-9。

2. 地下水位在基础埋深内上升的情况

如图 2-14 所示, 此时式(2-9)中第一项 γ , 考虑地下水位影响则应采用有效重度 γ' 。第二项超载部分应为:

$$\begin{aligned} q' &= \gamma h + \gamma' (\Delta h - z_{\max}) \\ &= \gamma (D + z_{\max} - \Delta h) + \gamma' (\Delta h - z_{\max}) \\ &= (\gamma - \gamma') (\alpha B - \Delta h) + \gamma D \end{aligned}$$

$$(2-56)$$

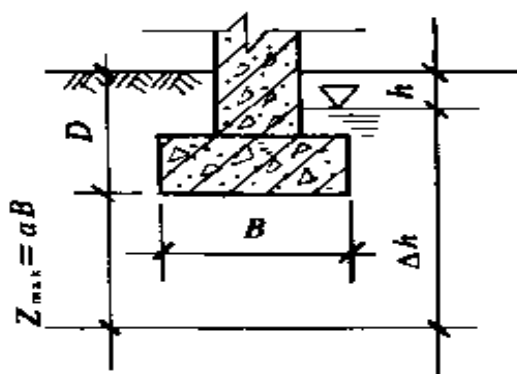


图 2-14 计算简图

表 2-6 P_u'/P_c 计算表 ($\beta=0.30$)

$\Delta h/B$		0.50				0.893				1.162				1.585		2.34
		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	20°	30°	40°	40°	30°	40°	40°
D/B		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	20°	30°	40°	40°	30°	40°	40°
0.00		0.01	0.70	0.78	0.85	0.30	0.40	0.61	0.73	0.30	0.49	0.65	0.30	0.53	0.30	0.30
0.50		0.84	0.84	0.86	0.90	0.71	0.70	0.82	0.82	0.62	0.76	0.76	0.57	0.68	0.53	0.53
1.00		0.90	0.89	0.90	0.92	0.82	0.80	0.82	0.86	0.74	0.77	0.87	0.69	0.74	0.64	0.64
2.00		0.94	0.93	0.94	0.95	0.89	0.88	0.89	0.91	0.84	0.85	0.88	0.80	0.84	0.78	0.78
3.00		0.96	0.95	0.95	0.96	0.93	0.91	0.92	0.93	0.88	0.89	0.91	0.85	0.88	0.82	0.82

表 2-7 P_u'/P_c 计算表 ($\beta=0.40$)

$\Delta h/B$		0.50				0.893				1.162				1.585		2.34
		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	20°	30°	40°	40°	30°	40°	40°
D/B		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	20°	30°	40°	40°	30°	40°	40°
0.00		0.66	0.74	0.81	0.87	0.40	0.54	0.66	0.77	0.40	0.56	0.70	0.40	0.59	0.40	0.40
0.50		0.86	0.86	0.88	0.91	0.75	0.75	0.79	0.84	0.67	0.73	0.80	0.63	0.72	0.59	0.59
1.00		0.91	0.90	0.91	0.93	0.84	0.83	0.85	0.88	0.77	0.80	0.85	0.73	0.79	0.69	0.69
2.00		0.95	0.94	0.94	0.96	0.91	0.89	0.90	0.92	0.86	0.87	0.91	0.83	0.86	0.79	0.79
3.00		0.96	0.96	0.96	0.97	0.94	0.92	0.93	0.94	0.90	0.91	0.92	0.87	0.89	0.84	0.84

表 2-8 ρ_c' / ρ_c 计算表 ($\beta = 0.50$)

$\Delta h/B$ D/B	0.50					0.893					1.162					1.585					2.34				
	10°	20°	30°	40°	50°	10°	20°	30°	40°	50°	10°	20°	30°	40°	50°	10°	20°	30°	40°	50°	10°	20°	30°	40°	50°
0.00	0.72	0.78	0.84	0.89	0.93	0.72	0.79	0.83	0.87	0.90	0.72	0.79	0.83	0.87	0.90	0.72	0.79	0.83	0.87	0.90	0.72	0.79	0.83	0.87	0.90
0.50	0.88	0.88	0.90	0.93	0.95	0.88	0.88	0.90	0.93	0.95	0.88	0.88	0.90	0.93	0.95	0.88	0.88	0.90	0.93	0.95	0.88	0.88	0.90	0.93	0.95
1.00	0.93	0.92	0.93	0.94	0.95	0.93	0.92	0.93	0.94	0.95	0.93	0.92	0.93	0.94	0.95	0.93	0.92	0.93	0.94	0.95	0.93	0.92	0.93	0.94	0.95
2.00	0.96	0.95	0.95	0.96	0.97	0.96	0.95	0.95	0.96	0.97	0.96	0.95	0.95	0.96	0.97	0.96	0.95	0.95	0.96	0.97	0.96	0.95	0.95	0.96	0.97
3.00	0.97	0.96	0.97	0.97	0.98	0.97	0.96	0.97	0.97	0.98	0.97	0.96	0.97	0.97	0.98	0.97	0.96	0.97	0.97	0.98	0.97	0.96	0.97	0.97	0.98

表 2-9 ρ_c' / ρ_c 计算表 ($\beta = 0.60$)

$\Delta h/B$ D/B	0.50					0.893					1.162					1.585					2.34				
	10°	20°	30°	40°	50°	10°	20°	30°	40°	50°	10°	20°	30°	40°	50°	10°	20°	30°	40°	50°	10°	20°	30°	40°	50°
0.00	0.77	0.83	0.87	0.91	0.93	0.77	0.83	0.87	0.91	0.93	0.77	0.83	0.87	0.91	0.93	0.77	0.83	0.87	0.91	0.93	0.77	0.83	0.87	0.91	0.93
0.50	0.90	0.91	0.92	0.94	0.95	0.90	0.91	0.92	0.94	0.95	0.90	0.91	0.92	0.94	0.95	0.90	0.91	0.92	0.94	0.95	0.90	0.91	0.92	0.94	0.95
1.00	0.94	0.94	0.94	0.95	0.96	0.94	0.94	0.94	0.95	0.96	0.94	0.94	0.94	0.95	0.96	0.94	0.94	0.94	0.95	0.96	0.94	0.94	0.94	0.95	0.96
2.00	0.97	0.96	0.96	0.97	0.98	0.97	0.96	0.96	0.97	0.98	0.97	0.96	0.96	0.97	0.98	0.97	0.96	0.96	0.97	0.98	0.97	0.96	0.96	0.97	0.98
3.00	0.98	0.97	0.97	0.98	0.99	0.98	0.97	0.97	0.98	0.99	0.98	0.97	0.97	0.98	0.99	0.98	0.97	0.97	0.98	0.99	0.98	0.97	0.97	0.98	0.99

式(2-56)的适用范围为:

$$\alpha B \leq \Delta h \leq \alpha B + D$$

综上所述, 又由砂性土粘聚力 $c=0$ 及式(2-9), 可得到此时的极限荷载为:

$$\begin{aligned} P'_s &= \frac{1}{2} \gamma' B N_r + q' N_q \\ &= \frac{1}{2} \gamma' B N_r + [(\gamma' - \gamma)(\alpha B - \Delta h) + \gamma D] N_q \end{aligned} \quad (2-57)$$

故当地下水位上升为 $\alpha B \leq \Delta h \leq \alpha B + D$ 时, 地基承载力的变化比率为:

$$\frac{P'_s}{P_s} = \frac{\frac{1}{2} \gamma' B N_r + [(\gamma' - \gamma)(\alpha B - \Delta h) + \gamma D] N_q}{\frac{1}{2} \gamma B N_r + \gamma D N_q} \quad (2-58)$$

令 $\beta = \gamma' / \gamma$, 代入式(2-58), 整理得

$$\frac{P'_s}{P_s} = \frac{\beta N_r + [(1 - \beta)(\alpha - \frac{\Delta h}{B}) + \frac{D}{B}] N_q}{N_r + \frac{2D}{B} N_q} \quad (2-59)$$

分别以 $\phi=10^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ$; $\beta=0.3, 0.4, 0.5, 0.6$; $D/B=0.50, 1.00, 2.00, 3.00$ 及 $\alpha \leq \frac{\Delta h}{B} \leq \alpha + \frac{D}{B}$ (α 的取值同前) 的不同组合值, 代入式(2-59), 求得 P'_s/P_s 值列于表 2-10 - 表 2-13。

2.3.2 运用太沙基理论及地基规范公式进行分析

同理, 我们可以根据式(2-55)和(2-59), 即

$$\begin{cases} \frac{P'_s}{P_s} = \frac{[1 + \frac{\Delta h(\beta - 1)}{\alpha B}] N_r + \frac{2D}{B} N_q}{N_r + \frac{2D}{B} N_q} \\ \frac{\Delta h}{B} \leq \alpha \end{cases}$$

与

$$\begin{cases} \frac{P_u'}{P_u} = \frac{\beta N_r + [(1-\beta)(\alpha - \frac{\Delta h}{B}) + \frac{D}{B}] N_c}{N_r + \frac{2D}{B} N_c} \\ \alpha \leq \frac{\Delta h}{B} \leq \alpha + \frac{D}{B} \end{cases}$$

按上述分析方法, 选取 ϕ , β , D/B 和 $\Delta h/B$ 的不同组合进行计算, 便可得到相应的承载力变化比率 P_u'/P_u 值。用太沙基理论确定的结果列于表 2-14 ~ 表 2-21; 用地基规范公式确定的结果列于表 2-22 ~ 表 2-29。

在此需说明的是: ①运用太沙基理论公式或地基规范公式推导建立的确定承载力变化比率的公式, 尽管形式上是一致的, 但承载力系数是不相同的; ②由上节叙述可知, 在运用两公式来确定地下水位对地基承载力的影响时, 需考虑选取相应的最大影响深度。由表 2-4 查得, 对于太沙基公式, 影响深度系数 α 相对于内摩擦角 $\phi = 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ$, 和 40° 时分别为 0.660, 0.886, 1.238, 和 1.868; 而对地基规范公式而言, 不论内摩擦角为何值, α 恒为 $1/4$ 。

2.3.3 影响规律

现将上述由泰勒补充公式、太沙基公式和地基规范公式这三种理论公式所确定的承载力变化率 P_u'/P_u 值, 进行对照比较, 不难发现, 它们存有 P_u'/P_u 随地下水位变化而变化的共性。为直观起见, 我们将由泰勒补充公式所求得的 P_u'/P_u 部分结果绘成 $P_u'/P_u - \Delta h/B$ 关系图 2-15 ~ 图 2-18。

根据地基承载力变化比率 P_u'/P_u 值, 我们可推得地下水位上升导致地基承载力的降低百分率为 $(1 - P_u'/P_u) \times 100\%$ 。由上述计算结果可推得, 砂性土地基随地下水位上升, 其地基承载力的内涵的变化规律是:

(1) 无论 β , ϕ , D/B 等参数取何种组合值, 地基承载力变化比率都呈现出随 $\Delta h/B$ 增大而减小的趋势, 亦即说明砂性土地基承载力有着随地下水位上升而下降的必然性。而粗、中砂地基比细、粉砂

表 2-10 P_1'/P_0 计算表 ($\beta=0.30$)

$\Delta h/B$ D/B	1.30				1.60				2.00				2.50				2.80			
	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
0.50	0.70	0.38	0.53		0.34	0.56					0.35					0.46				0.32
1.00	0.81	0.60	0.68	0.45	0.55	0.68			0.31	0.53			0.33	0.59						0.49
2.00	0.89	0.77	0.80	0.68	0.72	0.79	0.57	0.61	0.69	0.42	0.48	0.57	0.72			0.40	0.50	0.65		
3.00	0.92	0.84	0.96	0.78	0.80	0.85	0.70	0.72	0.77	0.59	0.62	0.68	0.79	0.53	0.56	0.63	0.74			

表 2-11 P_1'/P_0 计算表 ($\beta=0.40$)

$\Delta h/B$ D/B	1.30				1.60				2.00				2.50				2.80			
	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
0.50	0.75	0.53	0.60		0.43	0.62					0.44					0.53				0.42
1.00	0.84	0.66	0.72	0.53	0.61	0.73			0.46	0.59			0.43	0.65						0.59
2.00	0.91	0.84	0.83	0.73	0.76	0.82	0.63	0.67	0.74	0.50	0.55	0.63	0.76			0.48	0.57	0.70		
3.00	0.94	0.86	0.88	0.81	0.83	0.87	0.74	0.76	0.81	0.65	0.68	0.73	0.82	0.60	0.63	0.68	0.78			

表 2-14 P_1'/P_0 计算表 ($\beta=0.30$)

$\Delta h/B$ ϕ		0.50				0.66				0.866				1.238				1.868			
		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
D/B	ϕ	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
0.00	0.47	0.60	0.72	0.81	0.30	0.48	0.63	0.75			0.32	0.51	0.68			0.30	0.54				0.30
0.50	0.84	0.86	0.86	0.89	0.78	0.82	0.82	0.85	0.80		0.76	0.76	0.80		0.43	0.66	0.72				0.58
1.00	0.90	0.92	0.91	0.92	0.87	0.89	0.88	0.89	0.86	0.75	0.85	0.84	0.86	0.54	0.66	0.77	0.80		0.31	0.47	0.70
2.00	0.95	0.95	0.94	0.95	0.93	0.94	0.93	0.93	0.91	0.86	0.92	0.90	0.91	0.75	0.81	0.86	0.87	0.55	0.61	0.69	0.81
3.00	0.96	0.97	0.96	0.96	0.95	0.96	0.95	0.95	0.93	0.91	0.94	0.93	0.93	0.83	0.87	0.90	0.91	0.69	0.73	0.78	0.86

表 2-15 P_1'/P_0 计算表 ($\beta=0.40$)

$\Delta h/B$ ϕ		0.50				0.66				0.866				1.238				1.868			
		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
D/B	ϕ	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
0.00	0.55	0.66	0.76	0.84	0.40	0.55	0.68	0.79			0.41	0.58	0.72			0.40	0.60				0.40
0.50	0.86	0.88	0.88	0.90	0.81	0.84	0.84	0.87	0.83		0.64	0.79	0.83		0.51	0.70	0.76				0.64
1.00	0.92	0.93	0.92	0.93	0.89	0.91	0.90	0.91	0.88	0.78	0.88	0.86	0.88	0.61	0.71	0.80	0.83		0.41	0.55	0.74
2.00	0.95	0.96	0.95	0.96	0.94	0.95	0.94	0.94	0.92	0.88	0.93	0.92	0.92	0.78	0.84	0.88	0.89	0.61	0.67	0.73	0.83
3.00	0.97	0.97	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.96	0.94	0.92	0.95	0.94	0.94	0.85	0.89	0.92	0.92	0.73	0.77	0.81	0.88

表 2-16 ρ_c' / ρ_c 计算表 ($\beta = 0.50$)

$\Delta h/B$ D/B		0.50				0.66				0.866				1.238				1.868			
		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
0.00	ϕ	0.62	0.72	0.80	0.87	0.50	0.63	0.73	0.82												
0.50		0.88	0.90	0.90	0.92	0.85	0.87	0.87	0.89	0.70	0.83	0.83	0.86		0.60	0.75	0.80				0.70
1.00		0.93	0.94	0.93	0.94	0.91	0.92	0.91	0.92	0.82	0.90	0.89	0.90	0.67	0.76	0.84	0.86		0.51	0.62	0.78
2.00		0.96	0.97	0.96	0.96	0.95	0.96	0.95	0.95	0.90	0.94	0.93	0.94	0.82	0.86	0.90	0.91	0.68	0.72	0.78	0.86
3.00		0.97	0.98	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.96	0.93	0.96	0.95	0.95	0.88	0.90	0.93	0.93	0.78	0.81	0.84	0.90

表 2-17 ρ_c' / ρ_c 计算表 ($\beta = 0.60$)

$\Delta h/B$ D/B		0.50				0.66				0.866				1.238				1.868			
		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
0.00	ϕ	0.70				0.60	0.70	0.79	0.86												
0.50		0.91		0.84	0.89	0.88	0.90	0.90	0.91	0.76	0.86	0.86	0.89		0.68	0.80	0.84				0.60
1.00		0.94	0.95	0.95	0.95	0.93	0.94	0.93	0.94	0.86	0.92	0.91	0.92	0.74	0.80	0.87	0.88		0.61	0.70	0.83
2.00		0.97	0.97	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.96	0.92	0.95	0.94	0.95	0.86	0.89	0.92	0.93	0.74	0.78	0.82	0.89
3.00		0.98	0.98	0.98	0.98	0.97	0.97	0.97	0.97	0.95	0.97	0.96	0.96	0.90	0.92	0.94	0.94	0.82	0.85	0.87	0.92

表 2-18 P_v/P_0 计算表 ($\beta=0.30$)

$\Delta h/B$		0.50				0.66				0.866				1.238			
		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
D/B	ϕ																
0.50		0.84	0.86	0.86	0.89	0.78	0.82	0.82	0.85	0.58	0.76	0.76	0.80		0.43	0.66	0.72
1.00		0.90	0.92	0.91	0.92	0.87	0.89	0.88	0.89	0.75	0.85	0.84	0.86	0.54	0.66	0.77	0.80
2.00		0.95	0.95	0.94	0.95	0.93	0.94	0.93	0.93	0.86	0.92	0.90	0.91	0.75	0.81	0.86	0.87
3.00		0.96	0.97	0.96	0.96	0.95	0.96	0.95	0.95	0.91	0.94	0.93	0.93	0.83	0.87	0.90	0.91

续表 2-18 P_v/P_0 计算表 ($\beta=0.30$)

$\Delta h/B$		1.50				2.00				2.50			
		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
D/B	ϕ												
0.50					0.58				0.50				
1.00			0.31	0.47	0.70				0.41	0.64			0.45
2.00		0.55	0.61	0.69	0.81	0.51	0.57	0.65	0.77	0.35	0.42	0.51	0.65
3.00		0.69	0.73	0.78	0.86	0.66	0.70	0.75	0.83	0.55	0.60	0.65	0.74

表 2-19 p'_i/p_0 计算表 ($\beta=0.40$)

$\Delta h/B$ D/B		0.50				0.66				0.866				1.238			
		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
0.50	ϕ	0.86	0.88	0.88	0.90	0.81	0.84	0.84	0.87	0.64	0.79	0.79	0.83		0.52	0.70	0.76
1.00		0.92	0.93	0.92	0.93	0.89	0.91	0.90	0.91	0.79	0.88	0.86	0.88	0.61	0.71	0.80	0.83
2.00		0.95	0.96	0.95	0.96	0.94	0.95	0.94	0.94	0.88	0.93	0.92	0.92	0.78	0.84	0.88	0.89
3.00		0.96	0.97	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.96	0.92	0.95	0.94	0.94	0.85	0.89	0.92	0.92

续表 2-19 p'_i/p_0 计算表 ($\beta=0.40$)

$\Delta h/B$ D/B		1.50				2.00				2.50			
		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
0.50	ϕ				0.64				0.57				
1.00		0.41	0.55	0.74				0.50	0.69				0.52
2.00		0.61	0.67	0.73	0.83	0.58	0.63	0.70	0.80	0.44	0.50	0.58	0.70
3.00		0.73	0.77	0.81	0.88	0.71	0.75	0.79	0.86	0.62	0.65	0.70	0.78

表 2-20 P'/P_0 计算表 ($\beta=0.50$)

$\Delta h/B$		0.50				0.66				0.866				1.238			
		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
D/B	ϕ																
0.50		0.88	0.90	0.90	0.92	0.85	0.87	0.87	0.89	0.70	0.83	0.83	0.86		0.60	0.75	0.80
1.00		0.93	0.94	0.93	0.94	0.91	0.92	0.91	0.92	0.82	0.90	0.89	0.90	0.57	0.76	0.84	0.8
2.00		0.96	0.97	0.96	0.96	0.95	0.94	0.93	0.94	0.82	0.86	0.90	0.91	0.68	0.72	0.78	0.86
3.00		0.97	0.98	0.97	0.97	0.97	0.97	0.96	0.96	0.93	0.96	0.95	0.95	0.88	0.90	0.93	0.93

续表 2-20 P'/P_0 计算表 ($\beta=0.50$)

$\Delta h/B$		1.50				2.00				2.50			
		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
D/B	ϕ												
0.50					0.70				0.65				
1.00			0.51	0.62	0.78				0.58	0.75			0.60
2.00		0.68	0.72	0.78	0.86	0.65	0.70	0.75	0.84	0.54	0.59	0.65	0.75
3.00		0.78	0.81	0.84	0.90	0.76	0.79	0.92	0.88	0.71	0.75	0.81	

表 2-21 P_0'/P_0 计算表 ($\beta=0.60$)

$\Delta h/B$		0.50				0.66				0.866				1.238			
		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
D/B	ϕ																
0.50		0.91	0.92	0.92	0.94	0.88	0.90	0.90	0.91	0.76	0.86	0.86	0.89		0.68	0.80	0.84
1.00		0.94	0.95	0.95	0.95	0.93	0.94	0.93	0.94	0.86	0.92	0.91	0.92	0.74	0.80	0.87	0.88
2.00		0.97	0.97	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.96	0.92	0.95	0.95	0.95	0.86	0.89	0.92	0.93
3.00		0.98	0.98	0.98	0.98	0.97	0.98	0.97	0.97	0.95	0.97	0.96	0.96	0.90	0.92	0.94	0.95

续表 2-21 P_0'/P_0 计算表 ($\beta=0.60$)

$\Delta h/B$		1.50				2.00				2.50			
		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
D/B	ϕ												
0.50					0.76				0.72				
1.00			0.61	0.70	0.83				0.66	0.80			0.68
2.00		0.74	0.78	0.82	0.89	0.72	0.76	0.80	0.87	0.63	0.67	0.72	0.80
3.00		0.82	0.85	0.90	0.92	0.81	0.83	0.86	0.90	0.74	0.77	0.80	0.85

表 2-22 P_0'/P_0 计算表 ($\beta=0.30$)

$\Delta h/B$ D/B		0.10				0.15				0.20				0.25			
		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
0.00	ϕ	0.72	0.72	0.72	0.72	0.58	0.58	0.58	0.58	0.44	0.44	0.44	0.44	0.30	0.30	0.30	0.30
0.50		0.97	0.96	0.93	0.90	0.96	0.94	0.89	0.85	0.95	0.92	0.86	0.80	0.93	0.90	0.82	0.76
1.00		0.99	0.98	0.96	0.94	0.98	0.97	0.94	0.91	0.97	0.96	0.92	0.88	0.97	0.95	0.90	0.85
2.00		0.99	0.99	0.98	0.97	0.99	0.98	0.97	0.95	0.99	0.98	0.96	0.93	0.98	0.97	0.95	0.92
3.00		0.99	0.99	0.98	0.98	0.99	0.99	0.98	0.97	0.99	0.98	0.97	0.95	0.99	0.98	0.96	0.94

表 2-23 P_0'/P_0 计算表 ($\beta=0.40$)

$\Delta h/B$ D/B		0.10				0.15				0.20				0.25			
		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
0.00	ϕ	0.76	0.76	0.76	0.76	0.64	0.64	0.64	0.64	0.52	0.52	0.52	0.52	0.40	0.40	0.40	0.40
0.50		0.98	0.97	0.94	0.92	0.97	0.95	0.91	0.87	0.95	0.93	0.88	0.83	0.94	0.91	0.85	0.79
1.00		0.99	0.98	0.97	0.95	0.98	0.97	0.95	0.92	0.98	0.96	0.93	0.90	0.97	0.95	0.91	0.87
2.00		0.99	0.99	0.98	0.97	0.99	0.98	0.97	0.96	0.99	0.98	0.96	0.94	0.98	0.98	0.95	0.93
3.00		1.00	0.99	0.99	0.98	0.99	0.99	0.98	0.97	0.99	0.99	0.97	0.96	0.99	0.98	0.97	0.96

表 2-24 P_0'/P_0 计算表 ($\beta=0.50$)

$\Delta h/B$		0.10				0.15				0.20				0.25			
		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
D/B																	
0.00		0.80	0.80	0.80	0.80	0.70	0.70	0.70	0.70	0.60	0.60	0.60	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50
0.50		0.98	0.97	0.95	0.93	0.97	0.96	0.92	0.90	0.96	0.94	0.90	0.86	0.95	0.93	0.87	0.83
1.00		0.99	0.98	0.97	0.96	0.99	0.98	0.96	0.94	0.98	0.97	0.94	0.92	0.98	0.96	0.93	0.89
2.00		0.99	0.99	0.98	0.98	0.99	0.99	0.98	0.96	0.99	0.98	0.97	0.95	0.99	0.98	0.96	0.94
3.00		1.00	0.99	0.99	0.98	0.99	0.99	0.98	0.98	0.99	0.99	0.98	0.97	0.99	0.99	0.97	0.96

表 2-25 P_0'/P_0 计算表 ($\beta=0.60$)

$\Delta h/B$		0.10				0.15				0.20				0.25			
		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
D/B																	
0.00		0.84	0.84	0.84	0.84	0.76	0.76	0.76	0.76	0.68	0.68	0.68	0.68	0.60	0.60	0.60	0.60
0.50		0.98	0.98	0.96	0.94	0.98	0.97	0.94	0.92	0.97	0.95	0.92	0.89	0.96	0.94	0.90	0.86
1.00		0.99	0.99	0.98	0.97	0.99	0.98	0.97	0.95	0.98	0.98	0.95	0.93	0.98	0.97	0.94	0.92
2.00		1.00	0.99	0.99	0.98	0.99	0.99	0.98	0.97	0.99	0.99	0.97	0.96	0.98	0.98	0.97	0.95
3.00		1.00	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.98	0.99	0.99	0.98	0.97	0.99	0.99	0.98	0.97

表 2-26 P'_1/P_c 计算表 ($\beta=0.30$)

$\Delta h/B$ D/B		0.26				0.50				1.00				1.50				2.00			
		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
0.50	ϕ	0.92	0.89	0.81	0.75	0.62	0.60	0.56	0.53												
1.00		0.96	0.94	0.89	0.85	0.80	0.78	0.75	0.71	0.47	0.46	0.45	0.44								
2.00		0.98	0.97	0.94	0.91	0.90	0.89	0.86	0.84	0.73	0.72	0.70	0.69	0.56	0.55	0.54	0.53	0.39	0.38	0.38	0.38
3.00		0.99	0.98	0.96	0.94	0.93	0.92	0.91	0.89	0.82	0.81	0.80	0.78	0.70	0.70	0.69	0.67	0.59	0.58	0.58	0.57

表 2-27 P'_1/P_c 计算表 ($\beta=0.40$)

$\Delta h/B$ D/B		0.26				0.50				1.00				1.50				2.00			
		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
0.50	ϕ	0.93	0.90	0.84	0.78	0.67	0.66	0.62	0.60												
1.00		0.96	0.95	0.91	0.87	0.83	0.82	0.78	0.76	0.54	0.54	0.53	0.52								
2.00		0.98	0.97	0.95	0.93	0.91	0.90	0.88	0.86	0.77	0.76	0.75	0.73	0.62	0.62	0.61	0.60	0.47	0.47	0.47	0.47
3.00		0.99	0.98	0.97	0.95	0.94	0.94	0.92	0.90	0.84	0.84	0.83	0.81	0.74	0.74	0.73	0.72	0.65	0.64	0.64	0.63

表 2-28 P_0' / P_0 计算表 ($\beta=0.50$)

$\Delta h/B$ D/B		0.26				0.50				1.00				1.50				2.00			
		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
0.50		0.94	0.92	0.87	0.82	0.73	0.71	0.69	0.66												
1.00		0.97	0.96	0.92	0.89	0.86	0.85	0.82	0.80	0.62	0.61	0.61	0.60								
2.00		0.98	0.98	0.96	0.94	0.93	0.92	0.90	0.89	0.80	0.80	0.79	0.78	0.68	0.68	0.67	0.67	0.56	0.56	0.56	0.56
3.00		0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.95	0.93	0.92	0.87	0.86	0.85	0.84	0.79	0.78	0.78	0.77	0.70	0.70	0.70	0.69

表 2-29 P_0' / P_0 计算表 ($\beta=0.60$)

$\Delta h/B$ D/B		0.26				0.50				1.00				1.50				2.00			
		10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°	10°	20°	30°	40°
0.50		0.96	0.94	0.89	0.86	0.78	0.77	0.75	0.73												
1.00		0.98	0.97	0.94	0.91	0.89	0.88	0.86	0.84	0.70	0.69	0.69	0.68								
2.00		0.99	0.98	0.97	0.95	0.94	0.94	0.92	0.91	0.84	0.84	0.83	0.82	0.75	0.74	0.74	0.73	0.65	0.65	0.65	0.64
3.00		0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95	0.94	0.89	0.89	0.88	0.88	0.83	0.83	0.82	0.81	0.76	0.76	0.76	0.75

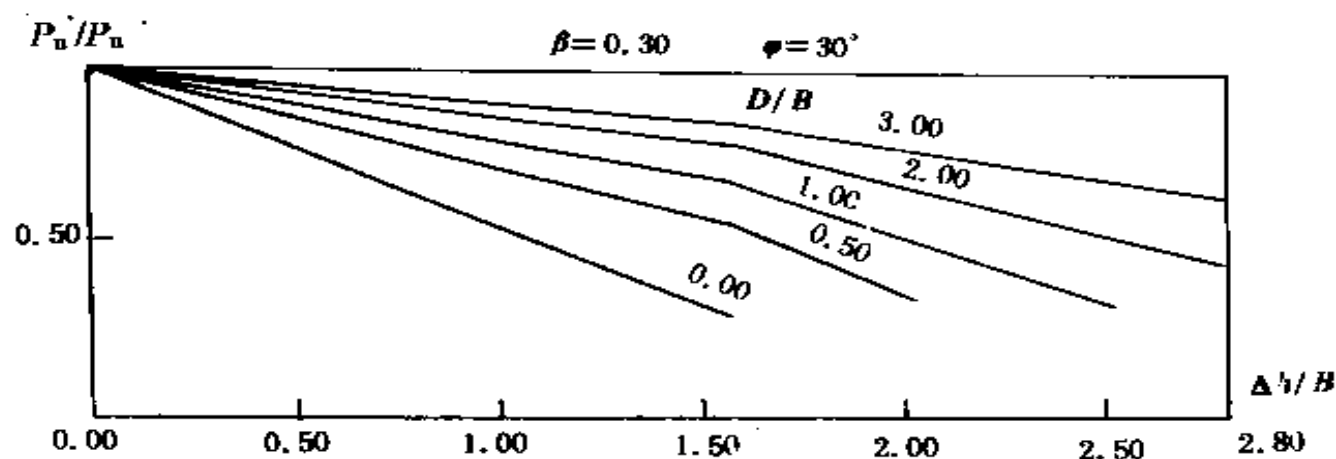


图 2-15 $P_u'/P_u \sim \Delta h/B$ 关系图线($\beta=0.30$, $\phi=30^\circ$)

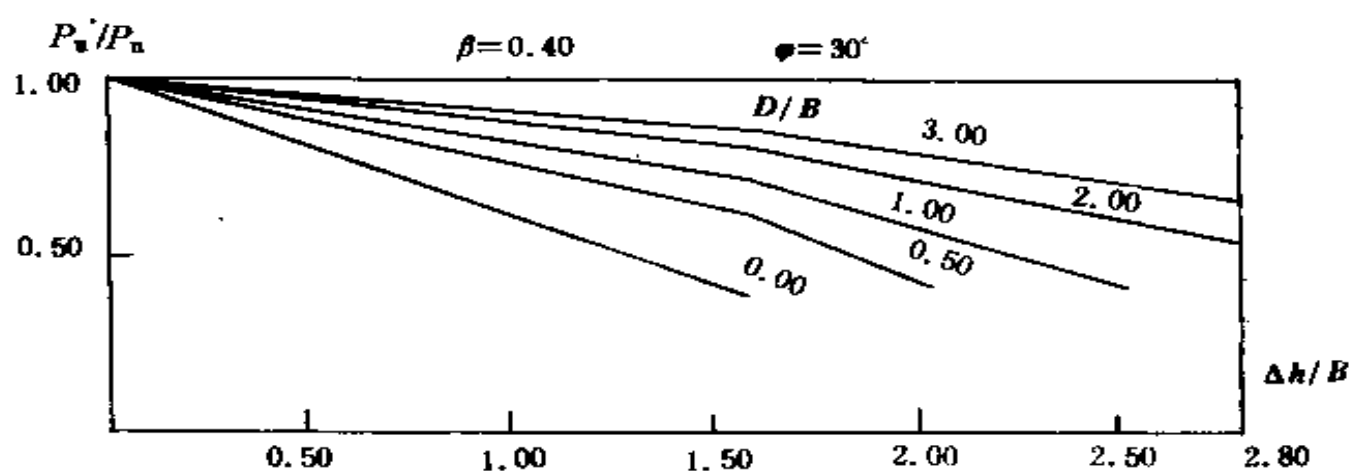


图 2-16 $P_u'/P_u \sim \Delta h/B$ 关系图线($\beta=0.40$, $\phi=30^\circ$)

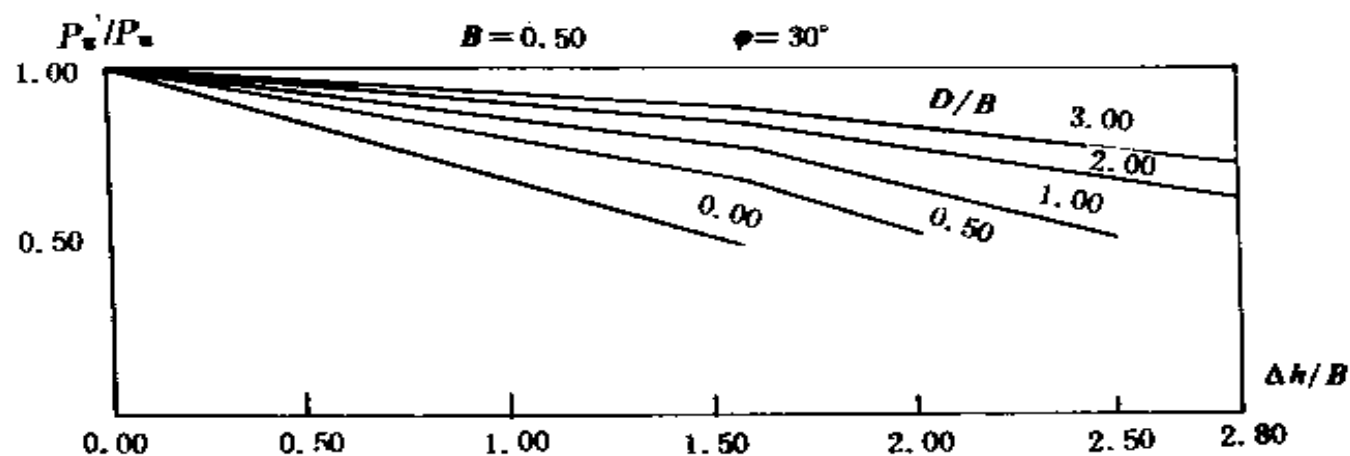


图 2-17 $P_u'/P_u \sim \Delta h/B$ 关系图线($\beta=0.50$, $\phi=30^\circ$)

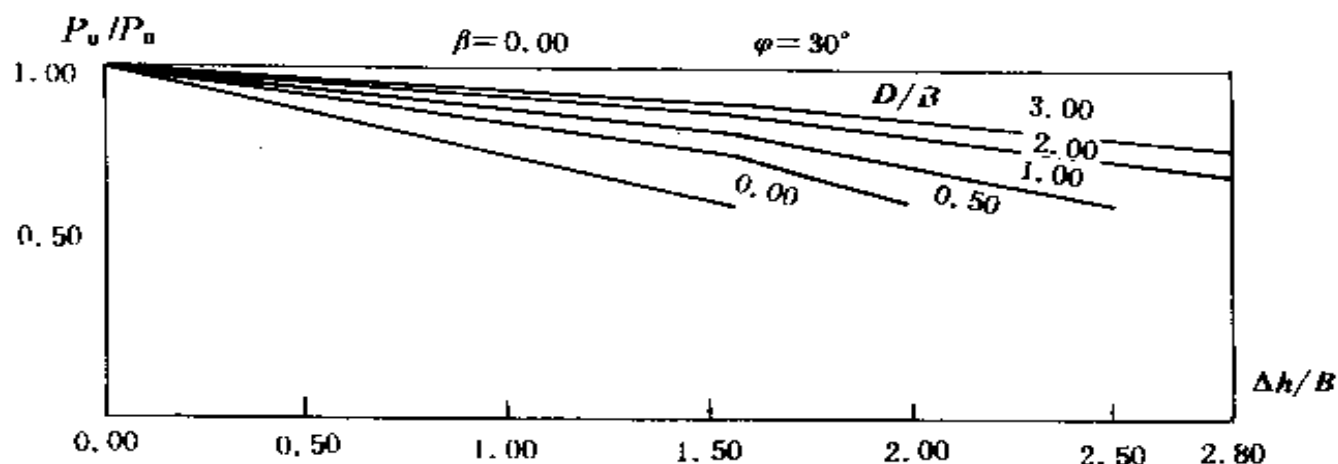


图 2-18 $P_u/P_u - \Delta h/B$ 关系图线($\beta=0.50, \phi=30^\circ$)

地基的承载力下降幅度要小。当地下水位升至地表时, 在我们所讨论的范围内, 砂性土地基承载力最大降低率可达 70 %。

(2) 由图 2-15 ~ 图 2-18 显见, 地下水位由基底面以下上升到基底面以上后, 变化比率下降线的斜率有一突变且增大。这就说明, 地下水位上升至基底面以上后, 砂性土地基承载力下降受其影响更大。

(3) 从图 2-15 ~ 图 2-18 可见, 随着 β 值由 0.3 增至 0.6, 变化比率图线逐趋平缓。说明变化比率具有随 β 值的增大而增长的趋势。 β 值越大, 表明地基土中的含水量越小, 地基承载力也就越大。换言之, 随着地下水位的上升, 在其影响范围内的砂性土地基中含水量必然不断提高, 因此, 其承载力也就必然不断下降。

(4) 从图 2-15 ~ 图 2-18 还可见, 较大的 D/B 值对应有较小的变化率的负增量值。这也说明, 随着基础埋深 D 的增大, 砂性土地基承载力受地下水位上升影响而产生的下降量也就随之减小。

2.3.4 工程实例分析

有一建筑物, 建在砂性土地基上, 其条形基础宽 $B=2.2\text{m}$, 土的重度 $\gamma=19\text{kN/m}^3$, 内摩擦角 $\phi=30^\circ$, 水下土体的含水量 $w=60\%$, 地下水位埋深 $h_r=2\text{m}$ 。该建筑物临近一主要河道, 要求确定该建筑物下的地基土的承载能力。

该例试选用基础埋深 D 分别为 1.0m, 1.5m 和 2.0m, 并考虑未来

可能的,因自然或人为因素致使地下水位上升至地表面的情况。承载力安全系数取 $K=2.5$ 。

我们选用泰勒补充公式来确定该砂性土地基的承载力。

由式(2-10)得 $\phi=30^\circ$ 时的承载力系数为:

$$N_q = e^{\pi \tan 30^\circ} \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{30^\circ}{2}) = 18.401$$

$$N_r = (N_q - 1) \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\phi}{2}) = (18.401 - 1) \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{30^\circ}{2}) = 30.139$$

再由 $w=60\%$ 及式(2-40)得

$$\beta = 0.6241 / (1 + w) = 0.6241 / (1 + 60\%) = 0.4$$

由 $\phi=30^\circ$, 查表 2-4 得最大影响深度系数 $\alpha=1.585$, 则得最大影响深度为:

$$Z_{\max} = \alpha B = 1.585 \times 2.2 = 3.5 \text{ m}$$

我们先来计算当基础埋深 $D=1.0\text{m}$ 时, 地下水位上升情况下的地基承载力。

1. 地下水位在埋深 2m 处时

由式(2-52)可得

$$\begin{aligned} P_s &= \frac{1}{2} \left[\frac{\gamma + \Delta h(\gamma' - \gamma)}{\alpha B} \right] B N_r + \gamma D N_q \\ &= \frac{1}{2} \left[\frac{1 + \Delta h(\beta - 1)}{\alpha B} \right] \gamma B N_r + \gamma D N_q \\ &= \frac{1}{2} \left[1 + \frac{(3.5 - 1)(0.4 - 1)}{3.5} \right] \times 19 \times 2.2 \times 30.139 + 19 \times 1 \times 18.401 \\ &= 709.6 \text{ (kPa)} \end{aligned}$$

$$P_s = \frac{P_s}{K} = \frac{709.6}{2.5} = 284 \text{ (kPa)}$$

2. 地下水位上升至基底面时

此时, $\Delta h = \alpha B$, 则由式(2-52)得

$$P_s = \frac{1}{2} \left[\frac{\gamma + \Delta h(\gamma' - \gamma)}{\alpha B} \right] B N_r + \gamma D N_q$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{2} \gamma' B N_r + \gamma D N_q \\
&= \frac{1}{2} \beta \gamma B N_r + \gamma D N_q \\
&= \frac{1}{2} \times 0.4 \times 19 \times 2.2 \times 30.139 + 19 \times 1 \times 18.401 \\
&= 602 \text{ (kPa)}
\end{aligned}$$

$$P_a = \frac{P_u}{K} = \frac{602}{2.5} = 241 \text{ (kPa)}$$

3. 地下水位上升至地表时

此时, $q' = \gamma D$, 故由式(2-57)得

$$\begin{aligned}
P_u' &= \frac{1}{2} \gamma' B N_r + q' N_q \\
&= \frac{1}{2} \gamma' B N_r + \gamma D N_q \\
&= \beta \gamma \left(\frac{1}{2} B N_r + D N_q \right) \\
&= 0.4 \times 19 \times \left(\frac{1}{2} \times 2.2 \times 30.139 + 1 \times 18.401 \right) \\
&= 392 \text{ (kPa)}
\end{aligned}$$

$$P_a = \frac{P_u}{K} = \frac{392}{2.5} = 157 \text{ (kPa)}$$

当 $D=1.5\text{m}$ 或 2.0m 时, 与上类同进行计算, 便可得到相应的地基承载力。现将 $D=1.0\text{m}$, 1.5m 和 2.0m 在不同地下水位情况下的地基承载力计算结果列于表 2-30。由此可见, 随地下水位上升, 地基承载力明显下降, 下降程度可归纳如下:

表 2-30 地基承载力计算结果

地 下 水 位	地下水位埋深 2m			上升至基底面			上升至地表面		
$D(\text{m})$	1.0	1.5	2.0	1.0	1.5	2.0	1.0	1.5	2.0
$P_a(\text{kPa})$	284	332	380	241	311		157	185	213

注: $D=2\text{m}$ 时, 地下水位在埋深 2m 处, 即同等于在基底面处。

(1) 当地下水位由埋深 $h_w=2\text{m}$ 处开始上升至基底面时, 基础埋深 $D=1.0\text{m}$ 和 1.5m 的地基承载力降低率分别为 15.1% 和 6.3% ; 上升至地表时, $D=1.0\text{m}$, 1.5m 和 2.0m 的降低率分别为 44.7% , 44.3% 和 43.9% 。

(2) 由上述降低率可推得, 地下水位在基底面以下上升时, $D=1.0\text{m}$ 和 1.5m 的地基承载力单位深度(地下水位上升幅度皆折算成 1m 考虑)降低率分别为 15.1% 和 12.6% ; 而在基底面以上上升时, $D=1.0\text{m}$, 1.5m 和 2.0m 的地基承载力单位深度的降低率为 44.7% , 29.5% 和 21.9% 。很明显, 基底面以上的单位深度降低率远远大于基底面以下的, 由此表明, 地下水位在基底面以上上升时, 地基承载力的削弱影响更大。

(3) 不论从下降幅度、单位深度降低率角度来看, 还是从地基承载力计算结果来看, 基础埋深越大, 相对应的地基承载力也越大, 受地下水位上升的削弱影响却越小。

实例分析结果, 为我们已提出的地下水位上升对砂性土地基承载力的影响规律提供了一个吻合一致的例证。

2.4 地下水位上升对粘性土地基承载力的影响

在此, 我们将运用与砂性土地基相同的分析方法, 来探求地下水位上升对粘性土地基承载力的影响。只是粘性土地基要比砂性土多考虑粘聚力这项因素。

2.4.1 运用泰勒补充公式进行分析

1. 变化比率公式推导

式(2-9)即为泰勒补充公式, 亦即:

$$P_u = \frac{1}{2} \gamma B N_r + q N_q + c N_c$$

我们在 2.2 节中,根据地
基土体的物理性质结合其受
荷破坏机理的分析可得,相对
于泰勒补充公式(2-9),地下水
位对地基承载力产生影响的
最大深度 Z_{\max} , 应当取土体内
摩擦角 ϕ 分别是 10° , 20° 和
 30° 时, 为 $0.893B$, $1.162B$ 和
 $1.585B$ 。

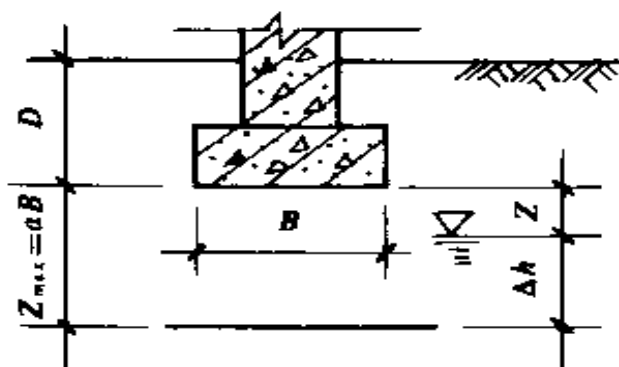


图 2-19 地下水位在 Z_{\max} 内上升

(1) 地下水位在基底面下上升

如图 2-19 所示, 此时基底下土体的重度 γ , 取以上层厚度为权
数的加权平均重度 γ_m , 以此方式, 来考虑地基承载力受地下水位上
升的影响。

γ_m 由前述的式(2-51)确定:

$$\gamma_m = \frac{1}{Z_{\max}} (\gamma Z + \gamma' \Delta h) = \frac{1}{Z_{\max}} [\gamma (Z_{\max} - \Delta h) + \gamma' \Delta h] = \gamma + \frac{\Delta h (\gamma' - \gamma)}{\alpha B}$$

此时地基土超载 $q = \gamma D$ 。

将 γ_m 及 q 代入式(2-9), 便得到此时相应的地基极限承载力为:

$$\begin{aligned} P'_u &= \frac{1}{2} \gamma_m B N_r + q N_q + c N_c \\ &= \frac{1}{2} \left[\gamma + \frac{\Delta h (\gamma' - \gamma)}{\alpha B} \right] B N_r + q N_q + c N_c \end{aligned} \quad (2-60)$$

不受地下水位上升影响, 即地下水位在最大影响深度以下时的
地基极限承载力为:

$$P_u = \frac{1}{2} \gamma B N_r + q N_q + c N_c \quad (2-61)$$

则地下水位在基底面下上升情况下的地基承载力的变化比率为:

$$\frac{P'_u}{P_u} = \frac{\frac{1}{2} \left[\gamma + \frac{\Delta h (\gamma' - \gamma)}{\alpha B} \right] B N_r + q N_q + c N_c}{\frac{1}{2} \gamma B N_r + q N_q + c N_c} \quad (2-62)$$

令 $\beta = \gamma' / \gamma$ 及 $u = c / \gamma$, 代入式(2-62), 得:

$$\frac{P'_u}{P_u} = \frac{[1 + \frac{\Delta h(\beta - 1)}{\alpha B}]N_r + \frac{2D}{B}N_q + \frac{2u}{B}N_c}{N_r + \frac{2D}{B}N_q + \frac{2u}{B}N_c} \quad (2-63)$$

(2) 地下水位在基础埋深内上升

如图 2-20 所示, 这时取基底土体重度 γ' ; 而地基土超载部分则为 q' (水上部分土体重度取 γ' , 水下部分土体重度取 γ')。

q' 即由式(2-56)确定, 亦即:

$$q' = (\gamma - \gamma')(\alpha B - \Delta h) + \gamma D$$

以此来作为考虑地下水位上升时地基承载力的具体影响方式。

将 q' 代入式(2-9), 便得到此时的地基极限承载力为:

$$\begin{aligned} P'_u &= \frac{1}{2} \gamma B N_r + q' N_q + c N_c \\ &= \frac{1}{2} \gamma B N_r + [(\gamma - \gamma')(\alpha B - \Delta h) + \gamma D] N_q + c N_c \end{aligned} \quad (2-64)$$

由式(2-61)及(2-64), 进而得到地下水位在基础埋深内上升情况下的地基承载力变化比率公式为:

$$\frac{P'_u}{P_u} = \frac{\frac{1}{2} \gamma B N_r + [(\gamma - \gamma')(\alpha B - \Delta h) + \gamma D] N_q + c N_c}{\frac{1}{2} \gamma B N_r + q' N_q + c N_c} \quad (2-65)$$

令 $\beta = \gamma' / \gamma$ 及 $u = c / \gamma$, 代入式(2-65), 整得:

$$\frac{P'_u}{P_u} = \frac{\beta N_r + [(1 - \beta)(\alpha - \frac{\Delta h}{B}) + \frac{D}{B}] N_q + \frac{2u}{B} N_c}{N_r + \frac{2D}{B} N_q + \frac{2u}{B} N_c} \quad (2-66)$$

上述推得的变化比率公式(2-63)和(2-66)的承载力系数仍由式(2-10)确定, 即:

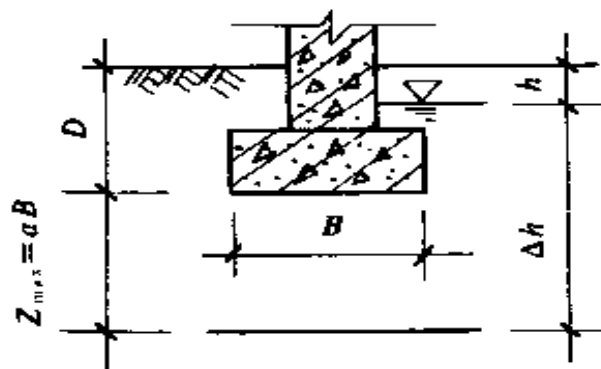


图 2-20 地下水位在 D 中上升

$$\begin{cases} N_q = e^{\pi \tan \phi} \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \\ N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi \\ N_r = (N_q - 1) \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \end{cases}$$

变化比率公式的适用条件为:式(2-63)是 $\Delta h/B \leq \alpha$; 式(2-66)是 $\alpha \leq \Delta h/B \leq \alpha + D/B$ 。

2. 变化比率的计算

由式(2-40)得粘性土的 β 的确定式为:

$$\beta = \frac{0.6298}{1+w}$$

考虑含水量的变化范围为 100 % ~ 25 %, 由上式可得粘性土的 β 取值范围大致划分为三档, 即 0.30, 0.40 和 0.50。

u 的取值范围可根据有关资料分析, 一般情况下, 粘性土的粘聚力 c , 可取为 10, 25 和 40 kN/m², 而其重度 γ 可取 18 ~ 19 kN/m³, 故 $u = c/\gamma$ 可大致为 0.54, 1.35, 2.16。

首先以 $\beta=0.30, 0.40, 0.50$;

$\phi=10^\circ, 20^\circ, 30^\circ$;

$u/B=0.50, 1.25, 2.00$;

$D/B=0.00, 0.50, 1.00, 2.00$;

$\Delta h/B \leq \alpha$ (0.893, 1.162, 1.585)。

代入式(2-63), 所得的地基承载力变化比率 P_u'/P_u 结果列于表 2-31 ~ 表 2-33。

然后以 $D/B=0.50, 1.00, 2.00$ 和 $\alpha \leq \Delta h/B \leq \alpha + D/B$ 以及同前的 β , ϕ , u/B 取值范围, 分别代入式(2-66), 可得的 P_u'/P_u 结果列于表 2-34 ~ 2-36。

2. 4. 2. 运用太沙基理论及地基规范公式进行分析

我们可按太沙基理论或地基规范公式所对应的地基承载力系数及考虑地下水位影响时的最大影响深度, 与用泰勒补充公式进行分析的方法相仿, 可推得与式(2-63)和(2-66)形式上完全相同的 P_u'/P_u 。

表 2-31 p_c'/p_c 计算表 ($\beta=0.30$)

$\frac{\Delta h}{B}$ $\frac{u}{B}$		0.500			0.893			1.162			1.585
		10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°	30°
0.00	0.50	0.933	0.897	0.890	0.881	0.816	0.805	0.761	0.745	0.650	
	1.25	0.970	0.948	0.937	0.947	0.907	0.889	0.879	0.854	0.800	
	2.00	0.981	0.965	0.956	0.966	0.938	0.923	0.919	0.898	0.860	
0.50	0.50	0.947	0.920	0.916	0.904	0.856	0.851	0.814	0.805	0.732	
	1.25	0.973	0.955	0.946	0.952	0.919	0.905	0.895	0.876	0.830	
	2.00	0.982	0.969	0.961	0.968	0.943	0.930	0.927	0.909	0.875	
1.00	0.50	0.955	0.935	0.932	0.920	0.882	0.879	0.847	0.842	0.783	
	1.25	0.976	0.960	0.953	0.956	0.928	0.917	0.906	0.892	0.852	
	2.00	0.983	0.971	0.965	0.970	0.948	0.937	0.932	0.918	0.888	
2.00	0.50	0.966	0.952	0.951	0.939	0.914	0.912	0.888	0.885	0.843	
	1.25	0.980	0.967	0.963	0.964	0.941	0.934	0.923	0.914	0.882	
	2.00	0.985	0.975	0.970	0.973	0.955	0.948	0.924	0.931	0.906	

表 2-32 P'/P_e 计算表 ($\beta=0.40$)

$\frac{c, h}{B}$ $\frac{D/B}{u/B}$		0.500			0.893			1.162		
		10°	20°	30°	10°	20°	30°	20°	30°	1.585
0.00	0.50	0.942	0.911	0.905	0.898	0.843	0.830	0.795	0.780	0.700
	1.25	0.974	0.955	0.946	0.955	0.921	0.903	0.897	0.874	0.829
	2.00	0.983	0.970	0.962	0.971	0.947	0.932	0.931	0.913	0.880
0.50	0.50	0.953	0.931	0.937	0.918	0.877	0.870	0.840	0.832	0.770
	1.25	0.977	0.961	0.954	0.959	0.931	0.917	0.910	0.893	0.854
	2.00	0.985	0.973	0.966	0.973	0.952	0.939	0.937	0.922	0.893
1.00	0.50	0.961	0.943	0.941	0.931	0.900	0.894	0.869	0.863	0.814
	1.25	0.979	0.962	0.960	0.963	0.935	0.928	0.916	0.907	0.873
	2.00	0.981	0.975	0.969	0.974	0.956	0.945	0.942	0.929	0.904
2.00	0.50	0.971	0.958	0.957	0.948	0.926	0.924	0.904	0.901	0.865
	1.25	0.982	0.972	0.968	0.968	0.950	0.943	0.934	0.926	0.899
	2.00	0.987	0.978	0.974	0.977	0.962	0.954	0.950	0.941	0.919

表 2-33 P_v/P_h 计算表 ($\beta=0.50$)

$\frac{\Delta h/B}{w/B}$ ϕ		0.500			0.893			1.162			1.585
		10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°	30°
0.00	0.50	0.952	0.925	0.920	0.915	0.935	0.860		0.829	0.915	0.750
	1.25	0.979	0.962	0.954	0.962	0.935	0.920		0.914	0.894	0.857
	2.00	0.986	0.975	0.968	0.976	0.956	0.944		0.942	0.926	0.960
0.50	0.50	0.962	0.941	0.939	0.931	0.899	0.893		0.867	0.858	0.809
	1.25	0.981	0.967	0.961	0.966	0.943	0.932		0.925	0.910	0.878
	2.00	0.987	0.977	0.971	0.977	0.960	0.950		0.948	0.934	0.911
1.00	0.50	0.968	0.952	0.950	0.943	0.917	0.913		0.891	0.885	0.845
	1.25	0.983	0.971	0.966	0.969	0.949	0.941		0.933	0.922	0.894
	2.00	0.988	0.979	0.974	0.979	0.963	0.955		0.952	0.941	0.920
2.00	0.50	0.976	0.965	0.964	0.957	0.939	0.937		0.920	0.917	0.888
	1.25	0.985	0.976	0.973	0.973	0.958	0.983		0.945	0.938	0.916
	2.00	0.989	0.982	0.979	0.981	0.968	0.962		0.958	0.950	0.933

表 2-34 p'_0/p_0 计算表 ($\beta=0.30$)

$\frac{\Delta h}{B}$ $\frac{d}{B}$		0.90		1.30		1.60		2.00		2.50	
		10°	20°	10°	20°	10°	20°	10°	20°	10°	20°
0.50	0.50	0.902	0.974	0.971		0.678	0.724		0.596		
	1.25	0.951	0.897	0.870		0.818	0.827		0.743		
	2.00	0.967	0.931	0.910		0.873	0.873		0.812		
1.00	0.50	0.918	0.827	0.812	0.759	0.736	0.779	0.635	0.673		0.540
	1.25	0.955	0.906	0.885	0.869	0.838	0.849	0.776	0.777		0.686
	2.00	0.969	0.936	0.937	0.910	0.883	0.885	0.832	0.830		0.762
2.00	0.50	0.938	0.870	0.862	0.818	0.806	0.840	0.750	0.763	0.664	0.666
	1.25	0.962	0.920	0.906	0.889	0.868	0.880	0.847	0.817	0.795	0.751
	2.00	0.973	0.943	0.929	0.920	0.899	0.904	0.890	0.861	0.852	0.801

表 2-35 P_v'/P_v 计算表 ($\beta=0.40$)

$\Delta h/B$ μ/B		0.90		1.30		1.60			2.00			2.50		
		10°	20°	10°	20°	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°
0.50	0.50	0.916	0.823	0.804			0.724	0.766			0.654			
	1.25	0.958	0.912	0.889			0.841	0.851			0.780			
	2.00	0.972	0.941	0.923			0.891	0.891			0.839			
1.00	0.50	0.930	0.852	0.839	0.794	0.794	0.774	0.810		0.687	0.719			0.606
	1.25	0.961	0.920	0.901	0.888	0.888	0.861	0.873		0.808	0.808			0.731
	2.00	0.974	0.945	0.929	0.923	0.923	0.900	0.902		0.861	0.855			0.769
2.00	0.50	0.947	0.888	0.882	0.844	0.844	0.834	0.863	0.785	0.770	0.797	0.712	0.690	0.714
	1.25	0.968	0.932	0.919	0.905	0.905	0.886	0.897	0.869	0.843	0.848	0.824	0.788	0.786
	2.00	0.977	0.951	0.939	0.931	0.931	0.914	0.918	0.905	0.881	0.879	0.873	0.839	0.829

表 2-36 p_0'/p_0 计算表 ($\beta=0.50$)

$\Delta h/B$ ϕ		0.90			1.30			1.60			2.00			2.50		
		10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°
D/B	0.50	0.930	0.837	0.836												
	1.25	0.965	0.927	0.907												
	2.00	0.977	0.951	0.935												
1.00	0.50	0.941	0.877	0.866	0.828	0.872	0.842		0.739	0.766						0.691
	1.25	0.968	0.933	0.918	0.907	0.884	0.892		0.840	0.840						0.776
	2.00	0.978	0.954	0.941	0.936	0.917	0.978		0.855	0.879						0.830
2.00	0.50	0.956	0.907	0.902	0.870	0.862	0.885	0.821	0.809	0.830	0.760	0.742	0.762			
	1.25	0.973	0.943	0.933	0.921	0.905	0.914	0.891	0.869	0.873	0.853	0.834	0.822			
	2.00	0.981	0.959	0.949	0.943	0.928	0.932	0.921	0.900	0.899	0.894	0.866	0.858			

计算公式, 即:

$$\begin{cases} \frac{P'_u}{P_u} = \frac{[1 + \frac{\Delta h(\beta-1)}{\alpha B}]N_r + \frac{2D}{B}N_q + \frac{2u}{B}N_c}{N_r + \frac{2D}{B}N_q + \frac{2u}{B}N_c} \\ \frac{\Delta h}{B} \leq \alpha \end{cases}$$

与

$$\begin{cases} \frac{P'_u}{P_u} = \frac{\beta N_r + [(1-\beta)(\alpha - \frac{\Delta h}{B}) + \frac{D}{B}]N_q + \frac{2u}{B}N_c}{N_r + \frac{2D}{B}N_q + \frac{2u}{B}N_c} \\ \alpha \leq \frac{\Delta h}{B} \leq \alpha + \frac{D}{B} \end{cases}$$

选取 ϕ , β , D/B , u/B 和 $\Delta h/B$, 及按 ϕ 确定相应的承载力系数 N_r , N_c , N_q 相应的最大影响深度系数, 以其不同组合代入上两式进行计算, 便可得到与之相对应的承载力变化比率 P'_u/P_u 值。最终, 我们将用太沙基理论确定的 P'_u/P_u 结果列于表 2-37 ~ 表 2-42; 将用地基规范公式确定的 P'_u/P_u 结果列于表 2-43 ~ 表 2-46。

2.4.3. 影响规律

由上述从泰勒补充公式、太沙基公式和现行地基规范公式所计算得到的粘性土地基承载力的变化比率 P'_u/P_u 的结果(表 2-31 ~ 表 2-46)都可发现, 在所讨论的范围内, 任选一种参数组合值, 皆有 P'_u/P_u 随 $\Delta h/B$ 增大而线性下降这种趋势。这就说明了粘性土地基承载力具有随地下水位上升而下降的必然性, 最大下降率可达 50 % 左右。这种必然性所内涵的规律, 我们将借助于以泰勒补充公式所得到的 $P'_u/P_u \sim \Delta h/B$ 的部分关系图线(详见图 2-21 ~ 图 2-23), 较直观且具代表性地概以说明。

(1) 在 u/B 一定的情况下, 大体上有, ϕ 随着 $\Delta h/B$ 的增大, 致使 P'_u/P_u 值下降幅度增大。亦即在粘性土地基的粘聚力 c 一定时, 随着地下水位上升, 使得内摩擦角 ϕ 较大的粘性土地基承载

表 2-37 P_0'/P_0 计算表 ($\beta=0.30$)

$\frac{\Delta h/B}{D/B}$ $\frac{w/B}{\phi}$		0.50			0.66			0.866			1.238			1.866		
		10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°
0.00	0.50	0.94	0.93	0.90	0.92	0.90	0.86		0.87	0.81						
	1.25	0.97	0.97	0.95	0.97	0.96	0.93		0.94	0.90						
	2.00	0.98	0.98	0.96	0.98	0.97	0.95		0.96	0.94						
0.50	0.50	0.95	0.95	0.92	0.94	0.93	0.90		0.90	0.87						
	1.25	0.98	0.97	0.96	0.97	0.96	0.94		0.95	0.92						
	2.00	0.98	0.98	0.97	0.98	0.97	0.96		0.97	0.94						
1.00	0.50	0.96	0.96	0.94	0.95	0.94	0.92	0.89	0.92	0.89						
	1.25	0.98	0.97	0.96	0.97	0.97	0.95	0.94	0.96	0.93						
	2.00	0.99	0.98	0.97	0.98	0.98	0.96	0.96	0.97	0.95						
2.00	0.50	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.95	0.92	0.95	0.93	0.86	0.87	0.90	0.75	0.75	0.75
	1.25	0.98	0.98	0.97	0.98	0.97	0.96	0.95	0.96	0.95	0.92	0.92	0.93	0.85	0.83	0.81
	2.00	0.99	0.98	0.98	0.98	0.98	0.97	0.97	0.97	0.96	0.94	0.94	0.94	0.89	0.88	0.87

表 2-38 P_v/P_0 计算表 ($\beta=0.40$)

$\Delta h/B$		0.50			0.66			0.866			1.238			1.866		
		ϕ														
		10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°
D/B	u/B															
0.00	0.50	0.95	0.94	0.91	0.93	0.92	0.88						0.78			
	1.25	0.98	0.97	0.95	0.97	0.96	0.93						0.89			
	2.00	0.99	0.98	0.97	0.98	0.98	0.96						0.92			
0.50	0.50	0.96	0.95	0.94	0.95	0.94	0.91						0.84			
	1.25	0.98	0.98	0.96	0.97	0.97	0.95						0.90			
	2.00	0.99	0.98	0.97	0.98	0.98	0.96						0.93			
1.00	0.50	0.97	0.96	0.95	0.96	0.95	0.93	0.91	0.93	0.91			0.87			
	1.25	0.98	0.98	0.97	0.98	0.97	0.96	0.95	0.96	0.94			0.92			
	2.00	0.99	0.98	0.98	0.98	0.98	0.97	0.97	0.97	0.96			0.94			
2.00	0.50	0.97	0.97	0.96	0.97	0.97	0.95	0.93	0.95	0.94	0.89	0.89	0.91	0.79	0.78	0.80
	1.25	0.98	0.98	0.97	0.98	0.98	0.97	0.96	0.97	0.95	0.93	0.93	0.94	0.87	0.86	0.85
	2.00	0.99	0.99	0.98	0.99	0.98	0.97	0.97	0.98	0.96	0.95	0.95	0.95	0.91	0.89	0.88

表 2-39 ρ' / ρ_0 计算表 ($\beta = 0.50$)

$\Delta h/B$		0.50			0.66			0.866			1.238			1.866		
		10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°
D/B	w/B															
0.00	0.50	0.96	0.95	0.93	0.94	0.93	0.90						0.82			
	1.25	0.98	0.98	0.96	0.98	0.97	0.95			0.96	0.93		0.91			
	2.00	0.99	0.98	0.97	0.98	0.98	0.97			0.97	0.95		0.94			
0.50	0.50	0.97	0.96	0.95	0.96	0.95	0.93			0.93	0.90		0.87			
	1.25	0.98	0.98	0.97	0.98	0.97	0.96			0.97	0.94		0.92			
	2.00	0.99	0.99	0.98	0.99	0.98	0.97			0.98	0.96		0.94			
1.00	0.50	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.96	0.93	0.95	0.92			0.89			
	1.25	0.99	0.98	0.97	0.98	0.98	0.96	0.96	0.97	0.95			0.93			
	2.00	0.99	0.99	0.98	0.99	0.98	0.97	0.97	0.98	0.96			0.95			
2.00	0.50	0.98	0.98	0.97	0.97	0.97	0.96	0.94	0.96	0.95	0.90	0.91	0.93	0.82	0.82	0.83
	1.25	0.99	0.99	0.98	0.98	0.98	0.97	0.97	0.97	0.96	0.94	0.94	0.95	0.89	0.88	0.88
	2.00	0.99	0.99	0.98	0.99	0.99	0.98	0.98	0.98	0.97	0.96	0.96	0.96	0.92	0.91	0.88

表 2-40 P'_e/P_e 计算表 ($\beta=0.30$)

$\Delta h/B$		0.50			0.66			0.866		
		10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°
0.50	0.50	0.95	0.95	0.92	0.94	0.93	0.90		0.91	0.87
	1.25	0.98	0.97	0.96	0.97	0.96	0.94		0.95	0.92
	2.00	0.98	0.98	0.97	0.98	0.97	0.96		0.97	0.94
1.00	0.50	0.96	0.96	0.94	0.95	0.94	0.92	0.90	0.92	0.90
	1.25	0.98	0.97	0.96	0.97	0.97	0.95	0.95	0.96	0.93
	2.00	0.99	0.98	0.97	0.98	0.98	0.96	0.96	0.97	0.95
2.00	0.50	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.92	0.92	0.95	0.93
	1.25	0.98	0.98	0.97	0.98	0.97	0.96	0.96	0.96	0.95
	2.00	0.99	0.98	0.98	0.98	0.98	0.97	0.97	0.97	0.96

续表 2-40 P'_e/P_e 计算表 ($\beta=0.30$)

$\Delta h/B$		1.238			1.866			2.000		
		10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°
0.50	0.50			0.81						
	1.25			0.89						
	2.00			0.92						
1.00	0.50			0.85						
	1.25			0.90						
	2.00			0.93						
2.00	0.50	0.86	0.87	0.90	0.75	0.75	0.76	0.73	0.72	0.76
	1.25	0.92	0.92	0.93	0.85	0.83	0.83	0.84	0.81	0.83
	2.00	0.84	0.94	0.94	0.89	0.88	0.87	0.88	0.86	0.87

表 2-41 P'_0/P_0 计算表 ($\beta=0.40$)

$\Delta h/B$ D/B w/B ϕ		0.50			0.66			0.866		
		10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°
0.50	0.50	0.96	0.95	0.94	0.95	0.94	0.91		0.92	0.89
	1.25	0.98	0.98	0.96	0.97	0.97	0.95		0.96	0.93
	2.00	0.99	0.98	0.97	0.98	0.98	0.96		0.97	0.95
1.00	0.50	0.97	0.96	0.95	0.96	0.95	0.93	0.91	0.94	0.91
	1.25	0.98	0.98	0.97	0.98	0.97	0.96	0.95	0.96	0.94
	2.00	0.99	0.98	0.98	0.98	0.98	0.97	0.97	0.97	0.96
2.00	0.50	0.97	0.97	0.96	0.97	0.96	0.95	0.94	0.95	0.94
	1.25	0.98	0.98	0.97	0.98	0.98	0.97	0.96	0.97	0.96
	2.00	0.99	0.99	0.98	0.99	0.98	0.97	0.97	0.98	0.96

 续表 2-41 P'_0/P_0 计算表 ($\beta=0.40$)

$\Delta h/B$ D/B w/B ϕ		1.238			1.866			2.000		
		10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°
0.50	0.50			0.84						
	1.25			0.90						
	2.00			0.93						
1.00	0.50			0.87						
	1.25			0.92						
	2.00			0.94						
2.00	0.50	0.88	0.89	0.91	0.79	0.78	0.80	0.77	0.76	0.80
	1.25	0.93	0.93	0.94	0.87	0.86	0.85	0.86	0.84	0.85
	2.00	0.95	0.95	0.95	0.91	0.89	0.88	0.90	0.88	0.88

表 2-42 P'_0/P_0 计算表 ($\beta=0.50$)

$\Delta h/B$ D/B w/B ϕ		0.50			0.66			0.866		
		10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°
0.50	0.50	0.97	0.96	0.95	0.96	0.95	0.93		0.93	0.91
	1.25	0.98	0.98	0.97	0.98	0.97	0.96		0.96	0.94
	2.00	0.99	0.99	0.98	0.99	0.98	0.97		0.98	0.96
1.00	0.50	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.94	0.93	0.95	0.93
	1.25	0.99	0.98	0.97	0.98	0.98	0.96	0.96	0.97	0.95
	2.00	0.99	0.99	0.98	0.99	0.98	0.97	0.97	0.98	0.96
2.00	0.50	0.98	0.98	0.97	0.97	0.97	0.96	0.95	0.96	0.95
	1.25	0.99	0.99	0.98	0.98	0.98	0.97	0.97	0.97	0.96
	2.00	0.99	0.99	0.98	0.99	0.99	0.98	0.98	0.98	0.97

 续表 2-42 P'_0/P_0 计算表 ($\beta=0.50$)

$\Delta h/B$ D/B w/B ϕ		1.238			1.866			2.000		
		10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°
0.50	0.50			0.87						
	1.25			0.92						
	2.00			0.94						
1.00	0.50			0.90						
	1.25			0.93						
	2.00			0.95						
2.00	0.50	0.90	0.91	0.93	0.82	0.82	0.83	0.80	0.80	0.81
	1.25	0.94	0.94	0.95	0.89	0.88	0.88	0.88	0.87	0.86
	2.00	0.96	0.96	0.96	0.92	0.91	0.90	0.92	0.90	0.89

表 2-43 P'/P_0 计算表 ($\beta=0.30$)

$\Delta h/B$		0.10			0.15			0.20			0.25		
		10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°
D/B	w/B	ϕ											
0.00	0.50	0.99	0.98	0.95	0.98	0.97	0.92	0.98	0.95	0.89	0.97	0.94	0.86
	1.25	0.99	0.99	0.98	0.99	0.99	0.96	0.99	0.98	0.95	0.99	0.98	0.94
	2.00	1.00	0.99	0.98	0.99	0.99	0.98	0.99	0.99	0.97	0.99	0.98	0.96
0.50	0.50	0.99	0.98	0.97	0.99	0.98	0.95	0.98	0.97	0.93	0.98	0.96	0.91
	1.25	0.99	0.99	0.98	0.99	0.99	0.97	0.99	0.98	0.96	0.99	0.98	0.95
	2.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99	0.98	0.99	0.98	0.96	0.99	0.98	0.95
1.00	0.50												
	1.25												
	2.00												
2.00	0.50												
	1.25												
	2.00												

1.0 ~ 0.94

表 2-44 P_c' / P_c 计算表 ($\beta = 0.30$)

$\frac{\Delta h}{B}$ $\frac{D}{B}$ $\frac{u}{B}$ ϕ		0.26						0.50						1.00						1.50						2.00											
		10°			20°			30°			10°			20°			30°			10°			20°			30°			10°			20°			30°		
		10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°						
0.50	0.50	0.98	0.96	0.91	0.88	0.84	0.79																														
	1.25	0.99	0.98	0.95	0.94	0.92	0.88																														
	2.00	0.99	0.98	0.96	0.96	0.95	0.92																														
1.00	0.50	0.98	0.97	0.93	0.91	0.88	0.84	0.75	0.71	0.66																											
	1.25	0.99	0.98	0.96	0.95	0.93	0.90	0.86	0.83	0.78																											
	2.00	0.99	0.99	0.97	0.96	0.95	0.93	0.90	0.88	0.84																											
2.00	0.50	0.99	0.98	0.96	0.94	0.92	0.90	0.83	0.81	0.78	0.72	0.69	0.65	0.61	0.57	0.53																					
	1.25	0.99	0.99	0.97	0.96	0.95	0.93	0.89	0.87	0.84	0.82	0.79	0.75	0.73	0.71	0.66																					
	2.00	0.99	0.99	0.97	0.97	0.96	0.94	0.92	0.90	0.87	0.87	0.84	0.80	0.82	0.78	0.73																					

表 2-45 P_0'/P_0 计算表 ($\beta=0.40$)

$\Delta k/B$ D/B		0.26			0.50			1.00			1.50			2.00		
		10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°
0.50	0.50	0.98	0.96	0.92	0.90	0.87	0.82									
	1.25	0.99	0.98	0.96	0.95	0.93	0.90									
	2.00	0.99	0.98	0.97	0.97	0.95	0.93									
1.00	0.50	0.98	0.97	0.94	0.92	0.90	0.87	0.79	0.75	0.71						
	1.25	0.99	0.98	0.96	0.96	0.94	0.91	0.88	0.85	0.81						
	2.00	0.99	0.99	0.97	0.97	0.96	0.94	0.92	0.90	0.86						
2.00	0.50	0.99	0.98	0.96	0.94	0.93	0.91	0.85	0.83	0.81	0.76	0.73	0.70	0.67	0.63	0.60
	1.25	0.99	0.99	0.97	0.96	0.95	0.94	0.90	0.89	0.86	0.85	0.82	0.78	0.79	0.75	0.71
	2.00	0.99	0.99	0.98	0.97	0.97	0.95	0.93	0.91	0.89	0.89	0.86	0.83	0.84	0.81	0.77

表 2-46 P'_0/P_0 计算表 ($\beta=0.50$)

$\Delta h/B$ D/B u/B ϕ		0.26			0.50			1.00			1.50			2.00		
		10°			20°			30°			10°			20°		
		10°			20°			30°			10°			20°		
0.50	0.50	0.98	0.97	0.94	0.91	0.89	0.85									
	1.25	0.99	0.98	0.96	0.96	0.94	0.91									
	2.00	0.99	0.99	0.97	0.97	0.96	0.94									
1.00	0.50	0.99	0.98	0.95	0.93	0.92	0.89	0.82	0.79	0.76						
	1.25	0.99	0.99	0.97	0.96	0.95	0.93	0.90	0.88	0.84						
	2.00	0.99	0.99	0.98	0.97	0.97	0.95	0.93	0.91	0.89						
2.00	0.50	0.99	0.98	0.97	0.95	0.94	0.93	0.88	0.86	0.84	0.80	0.78	0.75	0.72	0.70	0.67
	1.25	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.92	0.91	0.88	0.87	0.85	0.82	0.79	0.76	
	2.00	0.99	0.99	0.98	0.98	0.97	0.96	0.94	0.93	0.91	0.90	0.88	0.86	0.84	0.81	

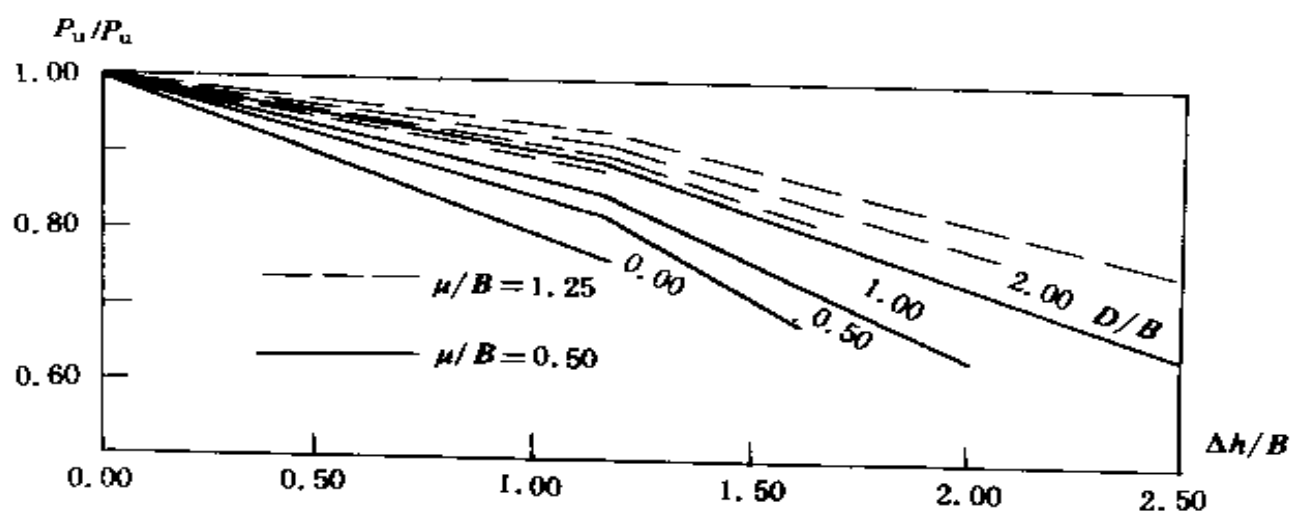


图 2-21 $P_u/P_u \sim \Delta h/B$ 关系图线($\beta=0.30, \phi=20^\circ$)

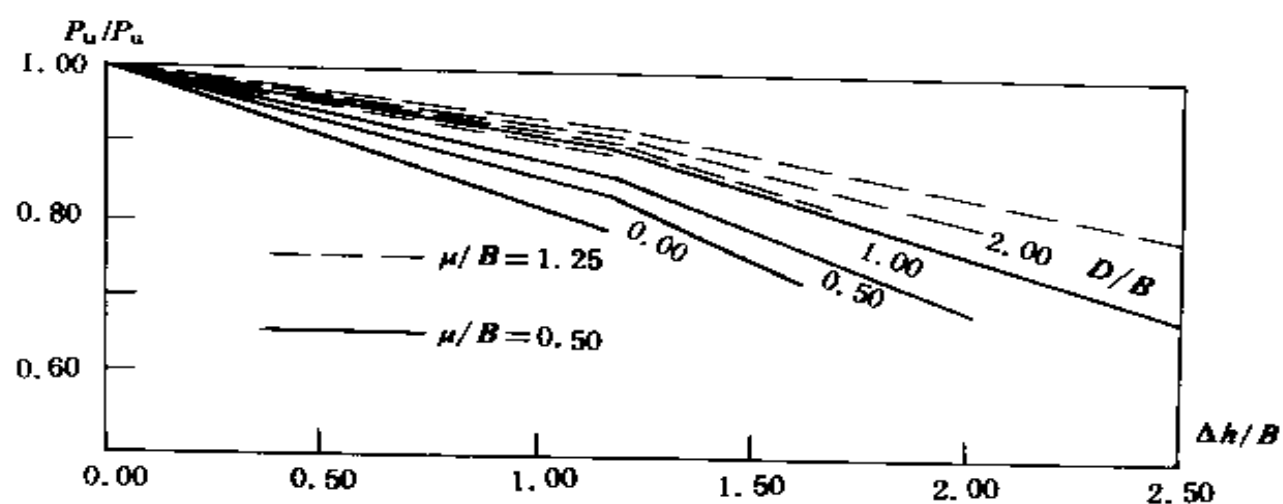


图 2-22 $P_u/P_u \sim \Delta h/B$ 关系图线($\beta=0.40, \phi=20^\circ$)

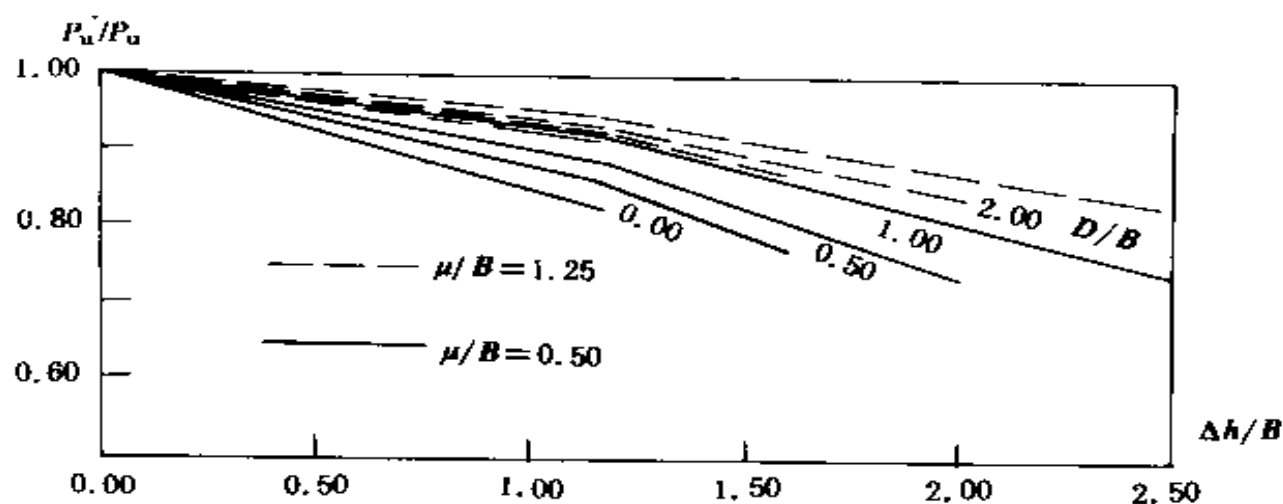


图 2-23 $P_u/P_u \sim \Delta h/B$ 关系图线($\beta=0.50, \phi=20^\circ$)

力下降率亦较大。

(2) 在内摩擦角 ϕ 一定的情况下, u/B 较大者所对应的 $P_u'/P_u - \Delta h/B$ 关系线较平缓。亦即 ϕ 不变的情况下, 粘聚力 c 越大, 随着地下水位的上升, 粘性土地基承载力下降就越小。

(3) $P_u'/P_u - \Delta h/B$ 关系线在 $\Delta h/B=1.162$ 处后斜率变大。这就说明, 地下水位上升至基底面后, 粘性土的地基承载力受其影响而下降更甚。

(4) 较大的 D/B 值对应应有较高的 P_u'/P_u 值。这也表明, 粘性土地基承载力在地下水位上升影响下的降低值, 随着基础埋深 D 的增大(确切地讲是随着 D 中水上部分土体厚度的增大)而减小。

(5) β 从 0.30 增至 0.50, $P_u'/P_u - \Delta h/B$ 关系线逐渐平坦。这说明, 变化比率 P_u'/P_u 具有随 β 增长的趋势。 β 值越大, 表明地基土体中含水量越小, 地基承载力受地下水位而下降的影响就越小。换句话讲, 随着地下水位的上升, 在其影响深度范围内, 地基土的含水量会不断提高, 于是, 粘性土地基承载力也就会不断下降。

2.4.4. 工程实例分析

有一条形基础, 宽度 $B=2.5\text{m}$, 地基土的重度 γ 为 19kN/m^3 , 内摩擦角 $\phi=20^\circ$, 粘聚力 $c=15\text{kN/m}^2$, 现确定该粘性土地基承载力受地下水位上升影响的程度。

在该例中, 取 $\beta=0.30$, 安全系数 $K=2.5$, 考虑地下水位从 Z_{max} 处开始上升分别至基底面及地表两种状况。我们选用泰勒补充公式来计算该粘性土的地基承载力。

由式(2-10)得 $\phi=20^\circ$ 下的各承载力系数为:

$$N_q = e^{\frac{2c}{\gamma B} \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = 6.40$$

$$N_r = (N_q - 1) \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = (6.40 - 1) \tan \left(45^\circ + \frac{20^\circ}{2} \right) = 7.712$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = (6.4 - 1) \cot 20^\circ = 14.836$$

由 $\phi=20^\circ$ 查表 2-4 得最大影响深度系数 $\alpha=1.162$, 则得最大影响深度为:

$$Z_{\max} = \alpha B = 1.162 \times 2.5 = 2.9 \text{ m}$$

我们先详细计算基础埋深 $D=1.0\text{m}$ 时, 地下水位上升情况下的地基承载力。

1. 地下水位在 Z_{\max} 以下时

此时, 不考虑地下水位对地基承载力的影响作用。由式(2-9)得:

$$\begin{aligned} P_u &= \frac{1}{2} \gamma B N_r + q N_q + c N_c \\ &= \frac{1}{2} \gamma B N_r + \gamma D N_q + c N_c \\ &= \frac{1}{2} \times 19 \times 2.5 \times 7.712 + 19 \times 1 \times 6.4 + 15 \times 14.836 \\ &= 527 \text{ (kPa)} \end{aligned}$$

$$P_s = \frac{P_u}{K} = \frac{527}{2.5} = 211 \text{ (kPa)}$$

2. 地下水位上升至基底面时

此时, $\Delta h = \alpha B$, 则由式(2-60)得:

$$\begin{aligned} P'_u &= \frac{1}{2} \left[\frac{\gamma + \Delta h(\gamma' - \gamma)}{\alpha B} \right] B N_r + \gamma D N_q + c N_c \\ &= \frac{1}{2} \gamma B N_r + \gamma D N_q + c N_c \\ &= \frac{1}{2} \beta \gamma B N_r + \gamma D N_q + c N_c \\ &= \frac{1}{2} \times 0.3 \times 19 \times 2.5 \times 7.712 + 19 \times 1 \times 6.4 + 15 \times 14.836 \\ &= 399 \text{ (kPa)} \end{aligned}$$

$$P'_s = \frac{P'_u}{K} = \frac{399}{2.5} = 160 \text{ (kPa)}$$

3. 地下水位上升至地表时

此时, $q' = \gamma D$, 故由式(2-64)得:

$$\begin{aligned}
 P'_q &= \frac{1}{2} \gamma B N_r + q' N_q + c N_c \\
 &= \frac{1}{2} \gamma B N_r + \gamma D N_q + c N_c \\
 &= \frac{1}{2} \beta \gamma B N_r + \beta \gamma D N_q + c N_c \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.3 \times 19 \times 2.5 \times 7.712 + 0.3 \times 19 \times 1 \times 6.4 + 15 \times 14.836 \\
 &= 314 \text{ (kPa)}
 \end{aligned}$$

以上述类同的方法, 便可计算得到基础埋深 $D=1.5\text{m}$ 和 2.0m 时的该粘性土地基承载力。现将 $D=1.0\text{m}$, 1.5m 和 2.0m 的全部结果列于表 2-47。

表 2-47 地基承载力计算结果

地 下 水 位	地下水位埋深 2m			上升至基底面			上升至地表面		
$D(\text{m})$	1.0	1.5	2.0	1.0	1.5	2.0	1.0	1.5	2.0
$P_d(\text{kPa})$	211	230	254	160	179	203	126	130	128

由计算结果表 2-47 进而可得, 当地下水位由 $Z_{\text{水}}$ 处上升至基底面时, 该粘性土的地基承载力的降低率分别是 $D=1.0\text{m}$ 时为 24.2 %, $D=1.5\text{m}$ 时为 22.2 %, $D=2.0\text{m}$ 时为 20.1 %; 当地下水位由 $Z_{\text{水}}$ 处上升至地表时 $D=1.0\text{m}$ 的降低率为 40.3 %, $D=1.5\text{m}$ 的降低率为 43.5 %, $D=2.0\text{m}$ 的降低率为 45.7 %。为便于进一步的对照分析, 我们将上述各降低率折算成单位深度(即 1m 深度内的)降低率, 即地下水位由 $Z_{\text{水}}$ 处上升至基底面时, $D=1.0\text{m}$ 的单位深度降低率为 8.3 %, $D=1.5\text{m}$ 时为 7.7 %, $D=2.0\text{m}$ 时为 6.9 %; 当地下水位在基础埋深内上升时, $D=1.0\text{m}$ 的单位深度降低率为 21.2 %, $D=1.5\text{m}$ 时为 18.2 %, $D=2.0\text{m}$ 时为 16 %。由此可见, 地下水位上升必将引起粘性土地基承载力的下降; 基础埋置深度 D 越大, 粘性土地基承载力的单位深度降低率

则越小，亦即基础埋深大受地下水位上升而使地基承载力下降的幅度相对要小些。这就从实例的结果证实了我们在前述所得的结果。

2.5 小 结

本章所介绍的极限荷载理论或规范公式，是用来确定浅基础地基承载力的常用的基本理论公式。考虑地下水位对地基承载力的影响，是在土体力学性质在地下水位上下皆保持一定的假定下，对物理性质的影响方面着手进行分析。

本章所述的极限承载力影响比率，实质上是地基承载力的变化比率，这是因为：

$$\frac{P'_s}{P_s} = \frac{\frac{P'_s}{K}}{\frac{P_s}{K}} = \frac{P'_s}{P_s}$$

地下水位上升对浅基础地基承载力的影响，无论对砂性土地基，还是粘性土地基，都起较大的削弱作用。对砂性土地基而言，相对最大下降率可达 70 % 左右；对于粘性土则可达 50 % 左右。对此，必须引起足够的重视。由土的性质所决定，粘性土地基承载力受地下水位上升而削弱影响，要小于砂性土的削弱影响，这是由于粘性土存有粘聚力 c 的内在作用之故。

关于上述两种不同土质的、受地下水位上升而引起的地基承载力的削弱影响的异同，我们将在下面进一步来加以说明。

1. 地基承载力变化比率值范围

我们以 P_u 或 $P_{u\text{粘}}$ 来表示砂性土的或粘性土的地基极限承载力。我们由 2.3 节和 2.4 节可得：

$$\frac{P'_{u\text{粘}}}{P_{u\text{粘}}} = \frac{P'_s + cN_c}{P_s + cN_c} \quad (2-67)$$

由前述分析, 一般有 $P'_u < P_u$, 即 $P'_u + cN_c < P_u + cN_c$, 亦即:

$$\frac{P'_u + cN_c}{P_u + cN_c} < 1$$

则得:

$$\frac{P'_{u粘}}{P_{u粘}} < 1 \quad (2-68)$$

另设 $P'_u/P_u = K$, 则

$$\frac{P'_{u粘}}{P_{u粘}} = \frac{KP_u + cN_c}{P_u + cN_c} = K + \frac{(1-K)cN_c}{P_u + cN_c}$$

因为 $K < 1$, 所以

$$\frac{(1-K)cN_c}{P_u + cN_c} > 0$$

即有

$$K + \frac{(1-K)cN_c}{P_u + cN_c} > K$$

亦即

$$\frac{P'_{u粘}}{P_{u粘}} > \frac{P'_u}{P_u} \quad (2-69)$$

由式(2-68)及式(2-69), 联立得:

$$\frac{P'_u}{P_u} < \frac{P'_{u粘}}{P_{u粘}} < 1 \quad (2-70)$$

2. 地基承载力变化比率随 c 及 ϕ 的变化趋势

首先, 我们知道承载力系数 N_c 是关于 ϕ (内摩擦角) 的函数, 且随着 ϕ 值而增大, 粘性土地基承载力确定时, 其粘聚力 c 的影响牵扯着 ϕ 而表现出来。

其次, 参照式(2-67), 设 $A > E$, 试比较 $\frac{P'_u + A}{P_u + A}$ 与 $\frac{P'_u + E}{P_u + E}$ 两式。

$$\text{由} \quad \frac{P'_u + A}{P_u + A} - \frac{P'_u + E}{P_u + E} = \frac{(A-E)(P_u - P'_u)}{(P_u + A)(P_u + E)}$$

因为

$$A > E, \quad P_u > P'_u$$

所以

$$\frac{(A-E)(P_u - P'_u)}{(P_u + A)(P_u + E)} > 0$$

即:

$$\frac{P'_u + A}{P_u + A} - \frac{P'_u + E}{P_u + E} > 0$$

亦即

$$\frac{P'_u + A}{P_u + A} > \frac{P'_u + E}{P_u + E} \quad (2-71)$$

由式(2-70)表明,粘性土地基承载力随地下水位上升而下降的幅度,要小于砂性土地基承载力的相应下降幅度;由式(2-71)表明,随着粘性土的 c 与 ϕ 的共耦作用的提高,地基承载力随地下水位上升而下降的值就越小。

由 2.4 节所分析得到的结果,还可发现,运用不同假定下的理论公式,进行地下水位上升对地基承载力的影响分析,所得的影响规律及揭示出的变化趋势基本类同。这是由于,它们都有相类似的公式形式;都有相同的考虑地下水位上升影响的方式;都有一致的承载力系数变化趋势。

1. 从地基承载力公式来看

泰勒补充公式(2-9)及太沙基公式(2-16),皆为:

$$\begin{aligned} P_u &= \frac{1}{2} \gamma B N_r + q N_q + c N_c \\ &= \frac{1}{2} \gamma B N_r + \gamma D N_q + c N_c \end{aligned}$$

临界荷载公式(2-29)实质即为现行地基规范公式:

$$P_{1/4} = \gamma B N_B + \gamma D N_D + c N_C$$

对照上述三种理论公式,尽管推导过程中采用的理论及假定不尽一致,但就其形式而言,是十分相似的。

2. 从考虑地下水的影响方式来看

我们在讨论、研究地下水对地基承载力的影响问题中,都忽略不计那种水下土体由于失去由毛细管应力或弱结合力所形成的表观粘聚力使承载力降低的影响,而是考虑由于水的浮力作用,使土体的有效重量减小而降低了承载力这一因素。亦即都是采用地下水位上升引起土的物理性质(主要是指土的重度)的变化的方式,去探讨地下水位上升对地基承载力的影响的。因此,在探求对地基承载力的影响变化规律时,有着相同的考虑地下水的影响作用的方式。

3. 从承载力系数的变化趋势来看

现将泰勒补充公式, 太沙基公式及规范公式的承载力系数列于表 2-48。由此可见, 随着地基土内摩擦角 ϕ 逐渐增大, 各理论公式相应的承载力系数都呈增大趋势, 故其变化趋势是一致的。

综上所述, 我们采用上述三种理论公式, 所得的地下水位对地基承载力的变化影响规律是相似的。

上述所讨论的地基土质皆假定为匀质的。对于地基土是非匀质情况, 即基础埋深 D 与 Z_{\max} 之间, 或 D, Z_{\max} 各自范围内存在不同土层情况时, 则土体的计算重度 γ , 粘聚力 c , 及内摩擦角 ϕ 可取相应的加权平均值 $\bar{\gamma}$, \bar{c} 及 $\bar{\phi}$, 亦即:

$$\bar{\gamma} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} \quad (2-72)$$

$$\bar{c} = \frac{\sum c_i h_i}{\sum h_i} \quad (2-73)$$

$$\bar{\phi} = \frac{\sum \phi_i h_i}{\sum h_i} \quad (2-74)$$

各式中, γ_i, c, ϕ_i 及 h_i 为相应于 i 层土的重度, 粘聚力, 内摩擦角及该层土层厚。用如此求得的地基土的各加权平均值指标, 然后按前述的分析方法, 再来考虑地下水位对地基承载力的影响。

表 2-48 承载力系数

理论公式	ϕ	0°	10°	20°	30°	40°
泰勒补充公式	$N_c(N_b)$	0	1.75	7.71	30.1	135.5
	$N_q(N_0)$	0	1.20	4.00	21.8	125
	N_γ	0	0.18	0.51	1.90	7.20
太沙基公式	$N_c(N_b)$	1.00	2.74	6.40	18.4	64.2
	$N_q(N_0)$	1.00	2.69	7.42	22.5	81.3
	N_γ	3.14	4.17	5.66	7.95	11.73
地基规范公式	$N_c(N_b)$	5.14	8.35	14.8	30.1	75.9
	$N_q(N_0)$	5.71	9.58	17.6	37.2	95.7
	N_γ	1.00	1.73	3.06	5.59	10.84

参 考 文 献

1. 洪毓康主编. 土质学与土力学. 人民交通出版社, 1990
2. 建筑地基基础设计规范(GBJ7-89). 中国建筑工程出版社, 1991
3. 华南理工大学等四校合编. 地基与基础. 中国建筑工程出版社, 1991
4. 孙更生, 郑大同主编. 软土地基与地下工程. 中国建筑工程出版社, 1984
5. 丁金粟等编. 土力学及基础工程. 地震出版社, 1992
6. 殷志建主编. 建筑结构设计新编 地基基础设计. 安徽科学技术出版社, 1988
7. 华东水利学院土力学教研室. 土工原理与计算. 水利电力出版社, 1984
8. 屠洪权, 周健. 地下水位对浅基础地基承载力影响的最大深度确定. 水文地质工程地质, 1994 年 7 月第 21 卷第 4 期
9. 屠洪权, 周健. 粘性土地基承载力随地下水位上升而变化的规律. 岩土工程师, 1994 年 5 月第 6 卷第 2 期
10. 屠洪权, 周健. 地下水位上升对砂性土地基承载力的影响. 上海地质, 1994 年第二期
11. 周健, 屠洪权. 地下水位上升对浅基础地基承载力的影响. 港口工程, 1994 年第一期
12. 周健, 屠洪权. 地下水位上升与粘性土地基承载力. 岩土力学 1994 年第 15 卷第二期

第三章 地下水位上升对地基土液化的影响

3.1 概 述

当饱和松砂承受往返剪切作用时,常发生体积压密的永久变形。而与体积压密变形相对应,则是要从土粒孔隙中排出相同体积的水。然而,水的排出速度取决于土的渗透系数和渗径长度。当土的渗透系数较小时,往返剪切作用引起的永久体积压密变形的速率大于孔隙水排出速率,孔隙水处于受阻状态,孔隙水压力就要升高。而此时总的压力没有变,孔隙水压力的升高只能由土的静有效正应力的相应降低来平衡。换言之,孔隙水压力的增加,减少了土体中的有效应力,从而减少土体的抗剪强度。当其有效应力降低为零时,该土就丧失其抗剪强度,这时,土体处于一种粘滞液体状态。土的这种因往返剪应力作用,由于孔隙水压力的上升致使抗剪强度骤然下降至零,而使其由固体状态转变为液体状态的现象,称之为“液化”。

现场震害调查表明,在疏松而饱和的粉、细砂土地区,在地震时,大量产生地滑,边坡坍塌,建筑物的沉陷倾斜,甚至倒塌,并在地面附近常常发生喷砂冒水现象。在这方面,国内外的实例甚多。在国内,1975年2月4日,辽南海城发生了7.3级大地震,在营口、盘锦地区发生了大面积因砂土液化所造成的破坏。1976年7月28日,唐山丰南地区发生了7.8级强烈地震,在滦县、天津、塘沽、乐亭一带,在极大的范围内,发生喷砂冒水,出现了大面积的砂土液化现象。在国外,1976年的危地马拉7.6级地震,1977年的阿根廷7.4级地震和1978年的日本Miyagiken-oki7.4级地震,都给这些地区造成了大面积砂土液化,致使许多建筑物发生严重破坏。

液化多半发生在疏松饱和的粉细砂土,然而,目前已有许多证据说明,粘粒含量不高的粘性土(地基基础规范称之为粉土)也会在地震中发生液化。例如,前面所说的 1975 年海城地震,其中就有大量粉土地基发生了大面积的液化;1976 年的唐山地震中,天津等沿海粉土地区也出现了类似的现象。

这种现象的出现,都是如在本节开头讲述的那样,是由于在地震中,在往返剪应力的作用下,粉土丧失抗剪强度之故。

3.2 砂土液化的机理

饱和砂土地震液化的主要原因,是由于地震作用造成的周期剪应力,从而使深层土体中产生超静孔隙水压力之故。当地面呈水平时,土层中的每一个土体单元可理想地被看作是受到一系列反复作用的应力过程。在地震前,单元体是处于静止的应力状态,竖向主应力为 σ'_0 ,侧向(水平向)为 $K_0\sigma'_0$ (K_0 为砂的静止土压力系数)。在地震期间,由于在水平面和竖直面产生周期性的剪应力 τ_{kv} ,单元体发生变形。

由于交变周期应力作用的结果,土体单元内各土颗粒接触处就发生滑动变形,土体体积有缩小的趋势。在不容许排水的情况下,这种滑动变形必然由颗粒骨架承担的一部分垂直有效应力传递施加到不可压缩的孔隙水上。随着应力向孔隙水的传递以及土粒上应力的降低,土的骨架就回弹,其回弹量必等于土体体积的缩小量,以保持总的体积不变。土体体积的缩小与土粒骨架的回弹的相互作用决定着土中孔隙水压力增加的大小。

当孔隙水压力接近限制压力(例如上覆有效压力 σ'_0)时,砂土就开始变形。如果砂土是疏松的,那么孔隙水压力就骤然增加到所施加的限制压力,砂就迅速开始很大的变形,剪应变可达 20 % 或者更大。如果砂土没有足够的抵抗变形的能力,它发生无限的变形,则可以说该砂土发生液化了。倘若砂土是密实的,它可以产生孔隙水压

力,在完成某些应力循环以后,它可以等于限制压力(即产生初始液化条件),随着往返应力的作用仅引起砂土的有限的应变。这是因为密实砂土还有一定的抗拉变形的残余阻力,或是因为土的膨胀所致。于是孔隙水压力下降,最后砂土发展到具有足够的阻力以抵抗所施加的应力,土在作用的循环周数下处于稳定状态。

下面,我们来看看
往返三轴试验结果。

试验表明饱和砂土样在往返荷载作用下的变形可分为两个阶段。图 3-1 给出了等向固结往返荷载三轴试验的结果。图中可见,在第一阶段,变形幅值很小,基本保持不变,随往返作用次数的增加没有明显的增

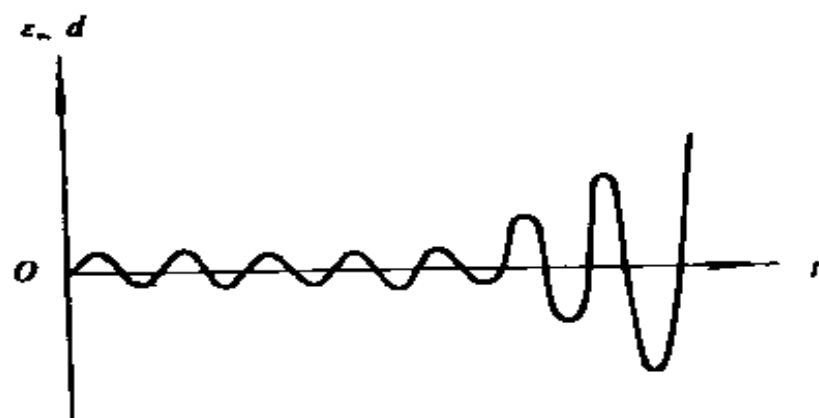


图 3-1 在往返荷载作用下饱和砂土的变形

加。当往返次数到达一定值时,变形幅值的增长加快,并进入第二个发展阶段。且所需的往返作用次数和在第二个变形阶段变形发展的加快程度均与砂的密度有关,如图 3-2 所示,从中可以看到,松砂由第一个变形阶段过渡到第二个变形阶段所需的往返作用次数少,而在第二个变形阶段变形迅速增长。密实砂由第一变形阶段过渡到第二变形阶段所需的往返次数多,且在第二个变形阶段变形增长缓慢,甚至会稳定下来。这样,虽然在往返荷载作用下,松砂和密实砂的孔隙水压力均能达到侧向固结压力,但是当孔隙水压力达到固结压力后,松砂和密实砂变形的发展并不相同。对于松砂,因在第二个变形阶段变形发展迅速,由孔隙水压力等于固结压力发展到变形达到破坏的数值所需的往返作用次数很少,破坏具有突然性。对于密实砂,因在第二个变形阶段发展缓慢甚至会稳定下来,由孔隙水压力等于侧向固结压力发展到变形达到破坏的数值所需的往返作用次数要很

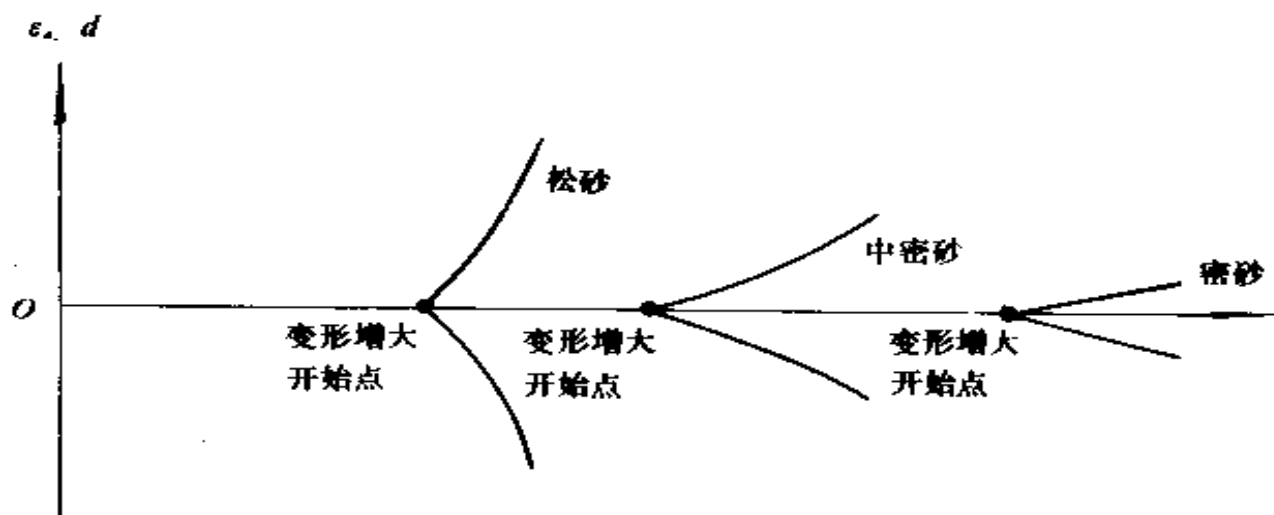


图 3-2 密度对饱和砂土在往返荷载作用下变形的影响

多，甚至变形不能达到破坏的数值。在变形的第二个阶段中，当剪应力增加时，产生比较大的剪切变形要表现出明显的剪胀性。故在第二个变形阶段松砂的变形增长速度要比密砂的快得多。

上述讨论表明，在往返荷载作用下，孔隙水压力升高到侧向固结压力与剪切变形达到破坏的数值是不同的两回事。孔隙水压力升高到侧向固结压力只是产生剪切破坏的一个必要条件，但是能否产生破坏所需的剪切变形还取决于砂的密实程度。

因此，“砂土液化”的更为确切的定义是，饱和松砂在往返荷载和其它动荷载作用下，由于孔隙水压力的升高，其抗剪强度或对剪切变形的抵抗能力的丧失的这种现象，称之为“砂土液化”。

3.3 影响砂土液化的主要因素

在往返荷载或动荷载作用下砂土的液化是一个复杂的物理力学性状，而影响砂土液化的因素众多。近二三十年来众多的学者通过试验和现场宏观调查，对于影响砂土液化的诸多因素，有了一定的认识，业已证明，饱和砂土的液化是砂土的本身特性(即内因条件)及外部的变化作用(即外因条件)这两大方面因素综合致成的。诸如地震特征、土的初始应力状态等属于外因，而土的物理力学特征则

属于内因。下面，我们按这两方面来讨论对砂土液化的主要影响因素。

3.3.1 内因方面

1.土的类型

试验结果和现场观察证明，对于砂性土，颗粒均匀的比级配良好的更容易发生液化。不均匀系数越小，砂土更容易发生液化。当不均匀系数超过 10 时，砂土一

般不易发生液化。而在级配均匀的砂土中，粉、细砂比中、粗砂更容易液化。图 3-3 是 K.L 李等人综合绘制成的易液化土的颗粒分布曲线。

土的颗粒组成通常可用平均粒径 d_{50} 来表示。图 3-4 表示出三轴振动液化试验得到的抗液化强度与平均粒径 d_{50} 的关系。

我国海城地震的宏观调查也证实，平均粒径 d_{50} 介于 0.05 ~ 0.09mm 之间的粉细砂极易发生液化，这与图 3-4 所示的试验结果相吻合。

2.砂土的密度

密度是影响饱和砂土液化的一个重要因素。正如在前节中描述砂土液化机理所说的，疏松状况下的砂土极易发生液化，而密实的砂土即使在动荷载作用下孔隙压力达到侧向固结压力时，由于自身存在着相当的抵抗能力故不至于发生液化。

通常用相对密度来作为饱和砂土密实状态的指标。对于同一种砂土来讲，相对密度越高，液化敏感性就越小，即越不容易液化，反

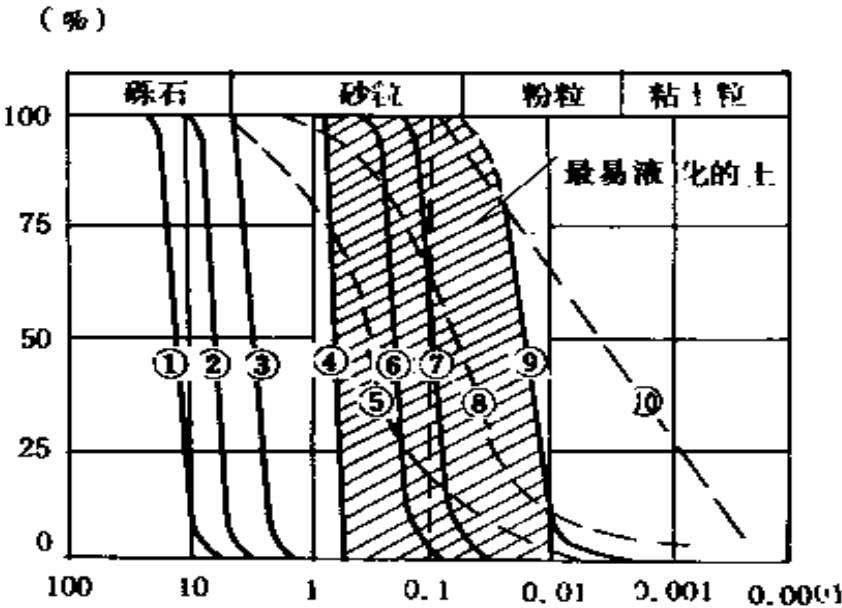


图 3-3

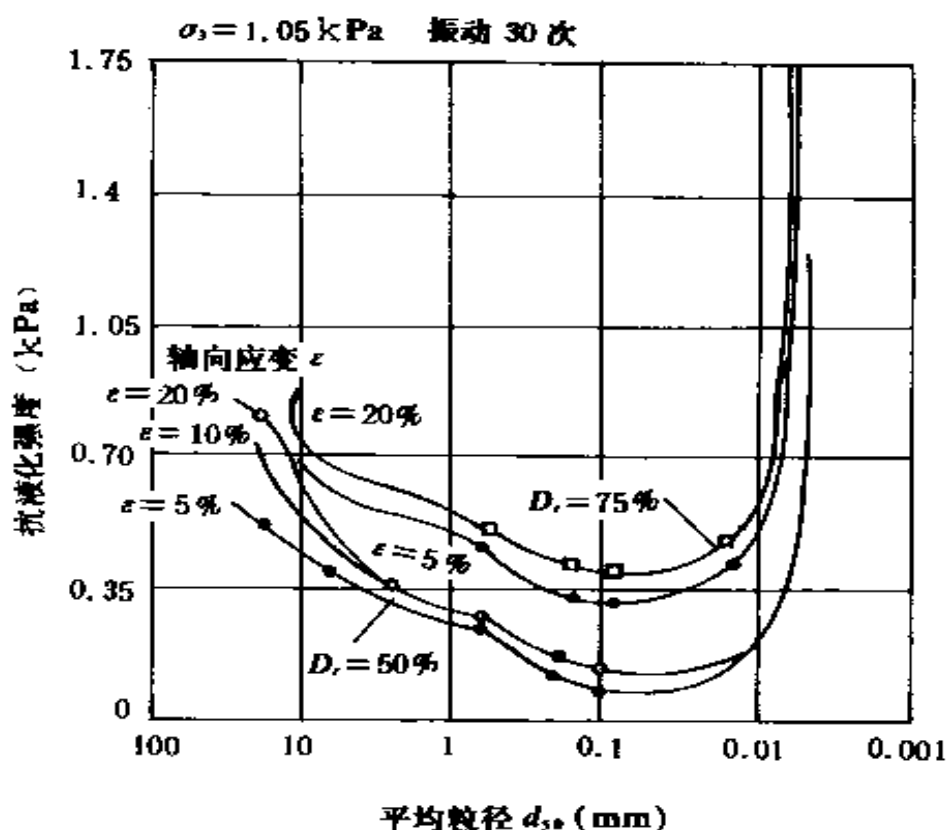


图 3-4

之，则越容易液化。在地震应力作用下，砂土受剪时孔隙水压力增大的原因在于松砂的剪缩性。当砂土密度增大之后，其剪缩性就会减弱，一旦砂土性状转化到具有剪胀性时，受剪土体内部产生负孔隙水压力，因而土的阻抗能力增加，因此土不会发生液化。例如，1964年的日本新潟大地震表明，相对密度为 50 % 左右的地方，砂土普遍液化，而相对密度超过 70 % 的区域就没有发生液化。我国中科院经对海城地震砂土液化进行了考察后亦认为，砂土的相对密度大于 55 % 时在 7 度地震区亦不发生液化。各类的试验结果也都证明了相对密度对砂土的液化性能的影响。根据均等固结往返荷载三轴试验结果，在给定往返作用次数下，引起液化所需的往返剪应力比与相对密度之间的关系如图 3-5 所示。可以看出，液化应力比与相对密度之间的关系随选用的液化标准而不同。首先，当相对密度小于 50 % 时，不论选用孔隙水压力达到侧向压力作为标准，还是选用应变达到 5 % 作为标准，两者具有同一线性关系，当相对密度大于 50 % 时，

如果是用前者作为标准的, 则液化应力比与相对密度之间还近似地保持线性关系。然而若是选用后者作为液化标准的, 则液化应力比相对密度关系曲线将是上翘的趋势。

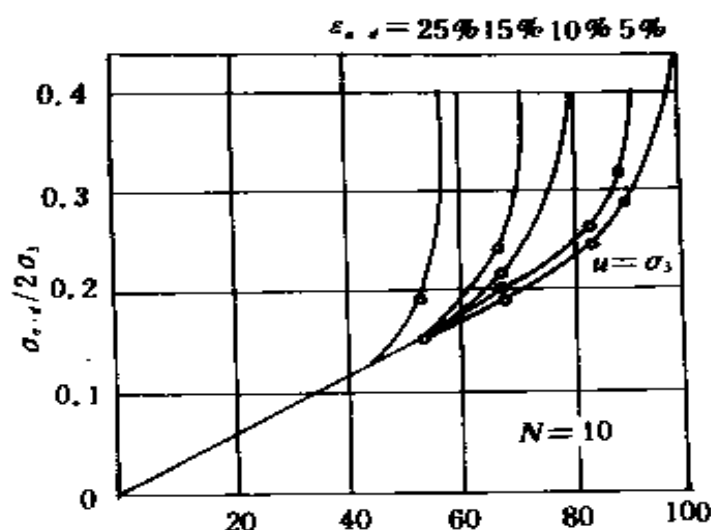


图 3-5 饱和砂土的密度对液化的影响

3. 饱和度

饱和度也是影响砂土液化的因素之一。在完全饱和的条件下, 水被认为是不可压缩的, 一次往返剪切作用引起的孔隙水压力增量可由下式确定:

$$\Delta u = E_r \Delta \varepsilon_{r,d} \quad (3-1)$$

式中, Δu 为孔隙水压力增量, E_r 为卸荷模量, $\Delta \varepsilon_{r,d}$ 为第 N 次往返作用所产生的永久体积应变变量。在欠饱和的情况下土体因含有的气泡水而具有一定的压缩性, 则一次往返剪切作用引起的孔隙水压力增量可由下式计算^[1]。

$$\Delta u = \frac{E_r \Delta \varepsilon_{r,d}}{1 + n \frac{E_r}{K_w}} \quad (3-2)$$

式中, n 为砂土的孔隙率, K_w 为含气水的体积压缩模量, 它是砂土饱和度 S_r 的函数, 两者之间的关系可用下述的简化公式表示^[2]。

$$\frac{1}{K_w} = \frac{S_r}{K_{w0}} + \frac{1-S_r}{u} \quad (3-3)$$

式中, K_{w0} 为不含气的水的压缩模量, u 为孔隙水压力。这样, 指定不同的饱和度 S_r , 按式(3-2)可计算出孔隙水压力的增长。由此可确

定出孔隙水压力升高到等于静上覆压力时与所需的往返剪切作用次数之间的关系,如图(3-6)所示。从中可以看出,饱和度稍有减小,液化应力比就会有明显增大。

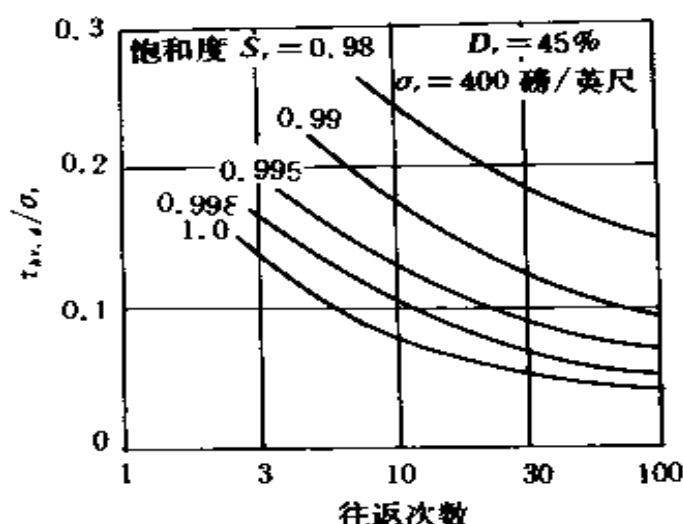


图 3-6 饱和度的影响

3.3.2 外因方面

1. 地震强度

砂土在一定的初始

约束力下,地震时是否发生液化,这就取决于地震所产生的动剪应力强度的大小,很显然,地震产生的剪应力大于砂土在初始约束压力下的抗液化强度时,砂土就会发生液化。地震强度一般可由地震产生的地面运动烈度来反应的。而地震烈度的大小主要是由地面加速度来加以度量的。日本新泻在过去近 400 年来,经历了 25 次地震。但在其城市或附近地区的松砂发生液化有历史记载的仅有三次。这三次地震的地面加速度,估计都超过 $0.13g$ (g 为重力加速度),最大的约达 $0.16g$ 。然其它 22 次地震的地面加速度估计在 $0.005g \sim 0.12g$ 范围内。在该城市及其附近皆没有发生过砂土液化的记载。可见,地面运动的烈度,可看作为估计砂土发生液化可能性的一个重要因素。

2. 初始静应力

在讨论砂土的液化机理中,我们提到在地震力的作用下,土的孔隙水压力等于固结压力是砂土产生液化的必要条件。而固结压力可用有效上覆应力和侧压系数来表示。即固结压力越大,亦即有效上覆应力越大,砂土在给定的往返应力作用次数下产生初始液化所需的往返剪应力(即所谓的砂土的抗液化强度)则越大。很显然,此时若在其它条件相同的情况下,砂土就越不容易发生液化。动扭剪试验结果表明,在一定的初始有效上覆应力条件下,砂土的抗液化强

度随初始静止土压力系数 K_0 值增大而增大;砂土的抗液化强度与初始上覆有效应力成正比。

海城地震砂土液化的宏观调查表明,有效上覆应力水平小于 50kPa 的地区,液化普遍且严重;有效上覆应力介于 50 ~ 100kPa 的地带,液化现象较轻;而未发生液化的区域,有效上覆应力大多大于 100kPa。调查资料还表明,埋深大于 20m,即使松砂也很少发生液化。具体事例国内外都有,例如日本新泻地震时,在一个 3m 厚的填土下的砂土层还能保持稳定,而在填土范围以外的同样的砂土都普遍发生液化。我国海城地震时,在营口水源乡苗家店附近约 10km² 的地方,由于修建水库时填了一层土(后该水库未用),而在该范围内基本未发生液化,除此外,砂土则广泛液化。很显然,上两例说明,填土层增加了初始有效上覆应力,故增加了下卧砂土层的抗液化强度,因而在地震时就不易发生液化。

3. 地震历时

地震历时,即地震时震动持续时间,是确定砂土液化可能性的一个重要因素。在目前的实验室的试验研究中,地震历时常常用各种不同的循环周数来反应,两者之间的相互关系如表 3-1 所示。

表 3-1 震级、循环周数、震动历时转换关系

地 震 震 级	5.5 ~ 6.0	6.5	7.0	7.5	8.0
等效循环周数 N_w	5	8	12	20	30
震时持续时间(s)	8	14	20	40	60

我们知道,孔隙水压力升高到侧向固结压力是砂土液化的必要条件。H.B.Seed 等通过试验和研究,提出了循环剪切作用下,砂土所产生的孔隙水压力 U_L 与循环周数 N 之间的关系,可由下列公式表示:

$$\frac{U_L}{\sigma'_0} = \frac{2}{\pi} \arcsin\left(\frac{N}{N_L}\right)^{\frac{1}{2\theta}} \quad (3-4)$$

式中, σ'_0 为固结压力,三轴试验时代表初始平均有效应力,单剪试验时代表初始垂直应力,现场条件下为初始上覆有效应力。 N_L 为液

化周数, θ 为与土的类型和试验条件有关的经验常数, Seed 等认为, 大多数土可取 0.7。

考虑到目前动力试验和分析的精度, Pratar 等人在 Seed 研究结果的基础上, 进而提出了 U_g/σ'_0 与 N/N_L 的近似相等的线性关系式, 即:

$$\frac{U_g}{\sigma'_0} = \frac{N}{N_L} \quad (3-5)$$

由此可进一步看出, 地震所产生的震动持续时间越长, 亦即等效循环周数越大, 则对应产生的孔隙水压力 U_g 也越大, 于是砂土液化的可能性也越大。

1964 年阿拉斯加的地震由于液化而引起的安克莱奇滑坡便是例证。在该处, 地震开始后相当一段时间内没有发生滑坡, 但到 90s 左右的时间后滑坡发生了。很显然, 如果地面震动历时较短, 则就不致液化, 也不会发生滑坡。实验室做试验时, 即使振动应力的幅值不大, 但如果振动的的时间很长, 则也有可能发生液化。这是由于在振动的作用下, 孔隙水压力的增长需要一定的时间才能达到最大值。此外, 由于土体内的液化范围也是随着时间而扩大, 当液化范围足够大时, 才能产生滑动的条件。

4. 地下水位变化

地下水位变化, 直接影响了砂层液化的产生和发展。地下水位上升, 在增强地震动剪应力强度的同时, 减小了砂土液化剪应力, 亦即削弱了砂土的抗液化强度, 处于该情况下的砂土层则更容易发生液化, 这是不言而喻的了。地震调查资料也证明了这一点。

新潟、福井、浓尾、旧金山、智利、阿拉斯加、高知冲等地的许多地震资料表明, 在一般情况下, 当地下水位埋深在 0 ~ 3.5m 时, 液化临界深度约在 6.1m, 同样, 当地下水位埋深为 4.6m 时, 临界深度为 9.2m。

我国唐山地震的调查资料也表明, 在地震烈度 7 度地震区, 液化只发生在地下水埋深小于 2m 的场地。8 度和 9 度地震区, 液化只发生在地下水埋深小于 4m 的场地。由此可以得到两点启示, 其一,

地下水位距地表越浅(亦即地下水位上升),砂土层就越容易液化;其二,随着地震烈度的增大,致使砂土层易液化的地下水位上升影响范围越大。

关于地下水位上升对砂土液化的影响,我们将在以后小节中作详细叙述。

3.4 砂土液化的判别方法

震害的宏观调查结果及实验室的试验分析结果都已表明,饱和疏松的砂土地基的地震液化会使建筑场地的各种建筑物造成严重的破坏。因此对此类地基土上的建筑结构抗震设计的首要任务,就是要进行砂土液化可能性的判别。在这方面,国外学者通过室内各种振动实验手段,对砂土液化机理及影响因素等方面作了广泛深入的研究,提出了一系列的砂土液化可能性的判别方法。

需要指出的是,现有的各类鉴别方法,并非尽善尽美。这是由于正如我们在前面已经指出的,对砂土液化的影响有众多因素,因此,对于所提出的评价砂土液化的各种方法,在各自的推导过程中,要考虑到其便于考虑及应用的可能性,故不能够包罗万象,将影响因素全考虑进去,而是所考虑的因素都有自己的侧重点,对于有些因素,由于数学上的困难或为了简化推理和计算,则难以计取或忽略不计,这势必使得每种方法都有其各自的适用范围,有其一定的局限性。

下面我们仅介绍现今常用及新近出现的几种判别方法:一是动剪应力对比法;二是规范判别法;三是新近出现的剪切波判定法。

3.4.1 动剪应力对比法

动剪应力对比法首先是由 H.B.Seed 和 I.M.Idriss 提出的^[1],现被广泛应用。在此,主要介绍他们所提出的简化法。它由如下三个基本步骤组成:

- (1) 确定地震所产生的砂土单元承受的水平地震剪应力;
- (2) 确定砂土单元的抗液化强度;
- (3) 将水平地震剪应力与抗液化强度进行比较, 以此来判别砂土的液化可能性。

下面, 我们来分别加以说明。

1. 水平地震剪应力的确定

地震时土体中任意一点发生的剪应力主要是由基岩向上传播的剪切波引起的。假定土柱在地震时做刚体运动, 地面最大加速度为 a_{\max} 时, 作用于深度为 h 的单元土柱底面上的最大剪应力为:

$$(\tau_{\max})_r = \frac{\gamma h}{g} a_{\max} \quad (3-6)$$

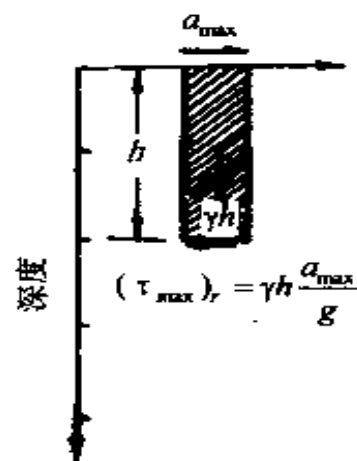


图 3-7

因为土柱在地震过程中并非作刚体运动, 而是表现为变形体出现, 所以在深度 h 处的剪应力 $(\tau_{\max})_d$ 将小于 $(\tau_{\max})_r$ 。引进应力折减系数 r_d , 显然 $r_d < 1$, 则得:

$$(\tau_{\max})_d = r_d (\tau_{\max})_r \quad (3-7)$$

r_d 随土柱深度, 地震和土柱的不同而不同。对一系列的地震和土柱求得 r_d 随深度的变化范围如图 3-8 所示。在水平地面下 12m 范围内土柱底部单元所受的地震剪应力的最大值可用下式来计算:

$$\tau_{\max} = \frac{\gamma h}{g} a_{\max} r_d \quad (3-8)$$

在 12m 深度内, 采用虚线所求的平均值 r_d , 则由此引起的误差小于 5%, 一般来讲已经足够精确。

由于地震时土层中任一点的剪应力的实际时程变化是呈不规则形状, 具体应用时, 须将这种不规则的剪应力用等效的平均剪应力来替代, Seed-Ideiss 根据经验建议:

$$\tau_{eq} = 0.65 \tau_{\max} \quad (3-9)$$

将式(3-8)代入式(3-9)得

$$\tau_{eq} = 0.65 r_d \frac{\gamma h}{g} a_{max} \quad (3-10)$$

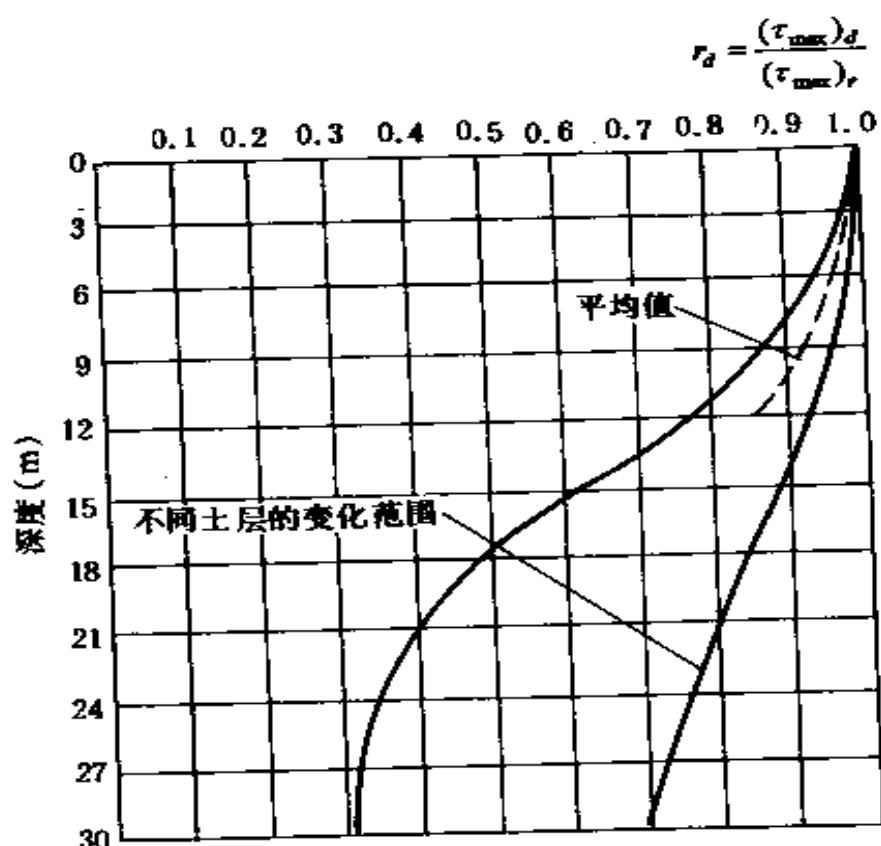


图 3-8

这样确定的等效平均剪应力 τ_{eq} 相对应的循环周数 N_{eq} 与地震震动的历时有关，亦即与地震震级有关，它们之间的对应关系，可由表 3-1 查得。

2. 抗液化强度的确定

砂土的抗液化强度，亦即饱和砂土单元发生液化所需的水平剪应力，它可由室内液化试验确定。饱和砂土发生液化的应力条件是用应力比 $\sigma_{ad}/2\sigma_3$ 表示的， $\sigma_{ad}/2\sigma_3$ 表示试样内 45° 平面上的液化剪应力与该平面上有效正应力之比，也称为液化应力比。研究表明现场的液化应力比(亦即现场引起的液化剪应力 τ_d 与初始有效上覆压力 σ'_v 之比)即 τ_d/σ'_v 由研究得知，它要小于室内三轴试验所得的液化应力比 $\sigma_{ad}/2\sigma_3$ ，引进一个修正系数 $C_r < 1$ ，则可实现从室内三

轴液化试验来推求现场液化应力条件的转换,它们之间的关系由下式来确定:

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_v} = \frac{C_r \sigma_{ad}}{2\sigma_3} \quad (3-11)$$

修正系数 C_r 与砂的密度有关,一般可查图 3-9 得到。应该指出的是, C_r 是一个意义更广泛的经验系数,它不仅包括考虑水平地面下土单元体实际受力与三轴试验受力状态不同的影响,还包括原状砂上结构完全破坏砂抗液化能力不同以及在单向剪切与多向剪切作下液化结果不同的影响。考虑到这个情况, C_r 可综合取值为 0.6。

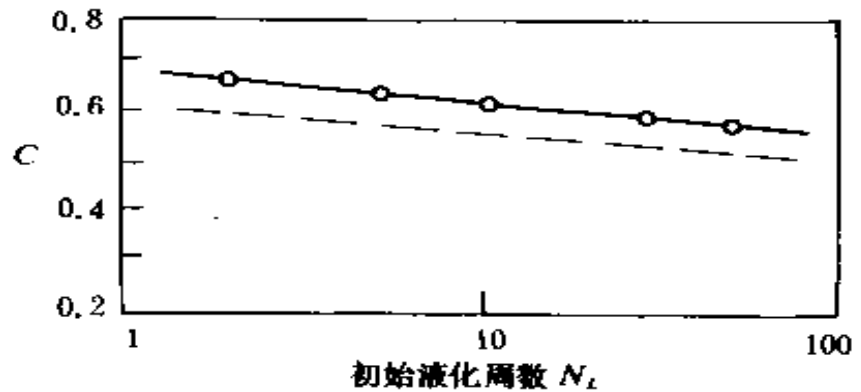


图 3-9

在用式(3-11)来确定现场砂土单元抗液化强度 τ_d 时,若没有条件进行液化试验得到液化应力比 $\sigma_{ad}/2\sigma_3$,则可用图 3-9 与图 3-10 所示的结果。首先根据平均粒径 d_{50} 和等效循环周数 N_{eq} ,由图 3-10 与图 3-11 求得。

相对密度 $D_r=50\%$ 的液化应力比 $[\sigma_{ad}/2\sigma_3]_{50}$,然后假定相对密度小于 80% 的液化应力比与相对密度成正比,则得相对密度为 D_r 的液化应力比为:

$$\frac{\sigma_{ad}}{2\sigma_3} = \frac{D_r}{50} \left[\frac{\sigma_{ad}}{2\sigma_3} \right]_{50} \quad (3-12)$$

将式(3-12)代入式(3-11),可得到砂土单元的抗液化强度为:

$$\tau_d = C_r \frac{D_r}{50} \left[\frac{\sigma_{ad}}{2\sigma_3} \right]_{50} \sigma'_v \quad (3-13)$$

3. 砂土液化可能性判别

根据上述求得的由地震作用产生的等效平均剪应力 τ_{eq} 以及在

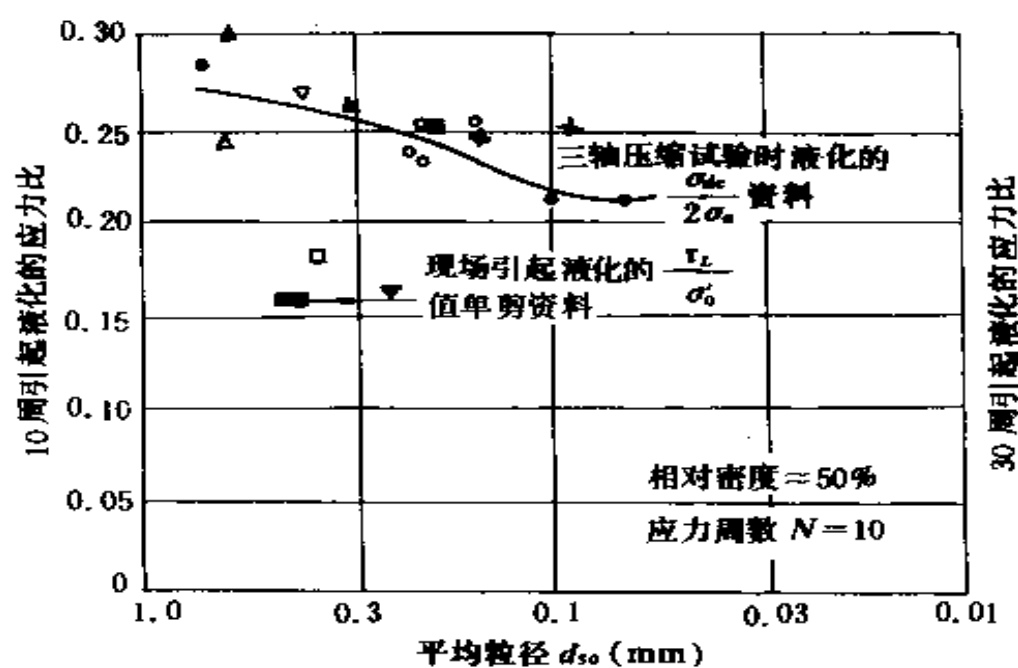


图 3-10

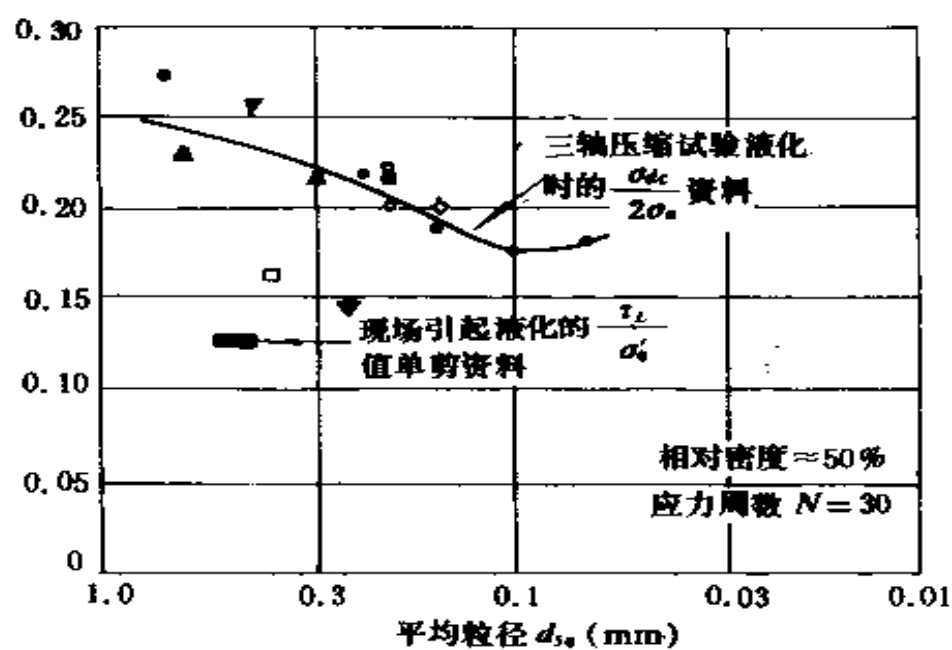


图 3-11

等效循环周数下饱和砂土单元发生液化所需的剪应力(亦即砂土单元的抗液化强度) τ_d 的比较,我们可以用来比较,以判别砂土液化的可能性。即若

$$\tau_{eq} < \tau_d \quad (3-14)$$

则砂土单元不发生液化;反之液化发生。对沿土层深度逐个单元进行比较,可绘出 τ_{eq} 与 τ_d 沿深度的分布。如图3-12所示, $\tau_{eq} < \tau_d$ 的区域就是液化区。这样就可以确定水平地面下饱和砂土液化的范围。

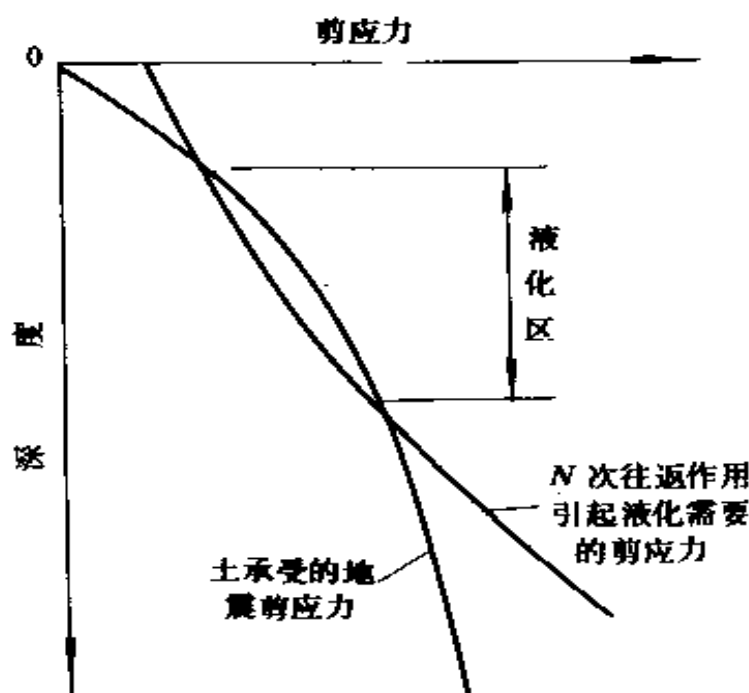


图 3-12 在水平地面下砂土液化范围的确定

在介绍判别砂土的剪应力对比法中,我们可以看到,诸多影响饱和砂土的因素得到适当的考虑。如在确定地震产生的水平剪应力时,就考虑了地震烈度、震级(地震持续时间)、上覆应力以及土层中剪应力随深度的变化;在砂土的抗液化强度的确定中,考虑了砂土的土类范围(d_{50}),相对密度(D_r),以及有效上覆应力等。由此得到的判别方法,适用性较强,故得到广泛的运用。

3.4.2 规范判别法

通过对地震震害的调查及室内试验研究,人们发现在地震中所

可能产生的液化现象，与该砂土层的标贯击数有非常稳定和密切的联系。于是我们就利用这种内在联系，建立起经验判别方法。

判别饱和砂土液化的规范判别方法，是建立在大量的地震液化现场调查资料上的经验方法。现行的规范判别式，是在对 TJ11-18 旧规范判别式进行修改基础上建立起来的。

1.TJ11-78 规范判别式

1978 年，中国科学院工程力学所根据我国邢台和通海等几次大地震的现场资料(如表 3-2 所列)，以及所掌握的液化与否及标贯试验数据，绘制成标准贯入击数 N_0 与地震烈度 I 之间的变化关系，如图 3-12 所示。

由于这些现场的地下水位深度一般为 2m，发生液化的深度平均为 3m。因此，图 3-12 可视为 $d_w=2m$ ，上覆厚度 $d_s=3m$ 的饱和砂土所提供的在给定地震烈度下发生液化与否的分界线。

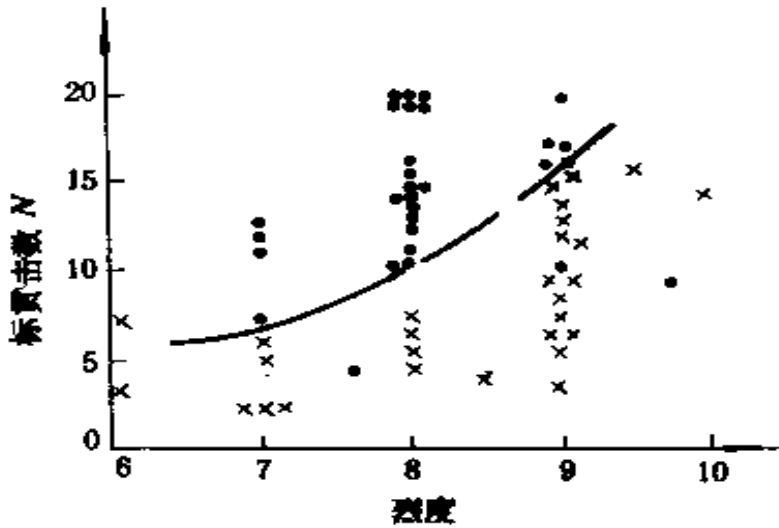


图 3-13 液化界限
未液化 × 液化

表 3-2 地震现场资料

震 名	河源地震	邢台地震	邢台地震	邢台地震	阳江地震	通海地震
时 间	1962.3.19	1966.3.8	1969.3.22	1969.7.18	1969.7.28	1970.1.5
震 级	6.4	6.7	7.2	7.4	6.	4
烈 度	6	6 - 8	6 - 9	6 - 7	7	8 - 9

由图 3-12 可得相应烈度下的临界标贯击数 N_0 为:

烈度 I	七	八	九
N_0	6	10	16

然后根据 Gibbs 等人提供的砂的相对密度 D_r 与标贯击数的关系, 将由上述确定的 N_0 转换成发生液化的相对密度界限值(即最小相对密度) $D_{r,\min}$ 。

烈度 I	七	八	九
$D_{r,\min}(\%)$	50	65	77

再借助于 Seed-Idriss 简化法, 可以求得 $d_s=3\text{m}$, $d_w=2\text{m}$ 时, 上述相应的最小相对密度下的实验修正系数 C_r 为

$$C_r = 0.65 \gamma_s \frac{50}{D_{r,\min} \left[\frac{\sigma_{\text{sat}}}{2\sigma_3} \right]_{50}} \cdot \frac{\gamma d_w + \gamma_{\text{sat}}(d_s - d_w)}{\gamma d_w + \gamma'(d_s - d_w)} \cdot \frac{a_{\text{max}}}{g} \quad (3-15)$$

式中 γ_{sat} 为砂土的饱和重度。

采用可确定的修正系数 C_r 值, 对砂层的埋深 $d_s=1, 2, 3, \dots, 10\text{m}$, 地下水位埋深 $d_w=1, 2, 3, 4, 5\text{m}$ 时, 按式(3-15)计算出 $D_{r,\min}$, 并转换成临界标贯击数 N_{cr} 。指定 d_w 绘制 $N_{cr} - d_s$ 曲线关系; 指定 d_s 绘制 $N_{cr} - d_w$ 曲线关系, 发现这些关系可以近似地取为直线, 即得到

$$N_{cr} = N_0 [1 + \alpha_w(d_w - 2) + \alpha_s(d_s - 3)] \quad (3-16)$$

式中, α_w 及 α_s 为地下水位影响系数及砂的埋深影响系数。以 $d_s=3\text{m}$, $d_w=2\text{m}$ 处的临界击数为标准, 求其它条件下的临界击数与此标准的比值 α 。 α 值是 d_s , d_w 和 I 的函数。 α 随 d_s 和 d_w 的变化见图 3-14 和图 3-15。由图 3-14 可见, α 值随 d_s 接近直线变化; 由图 3-15 可见, α 值随 d_w 的变化离线甚远。不同烈度抗液化强度对 $\alpha - d_s$ 曲线和 $\alpha - d_w$ 曲线的斜率(分别以 α_w 和 α_s 表示)影响不大。取七, 八, 九地震烈度时, $\alpha - d_s$ 曲线的平均斜率 $\alpha_s=0.125$; α_w 取 $d_w=2 \sim 4\text{m}$ 的范围内 $\alpha - d$ 曲线的斜率 $\alpha_w=0.05$ 。

以 $\alpha_s=0.125$, $\alpha_w=0.05$ 代入式(3-16), 得

$$N_{cr} = N_0 [1 - 0.05(d_w - 2) + 0.125(d_s - 3)] \quad (3-17)$$

式(3-17)便是 TJ11-74 规范采用的砂土液化判别式。即当现场测得的标贯击数 $N_{63.5} < N_{cr}$ 时, 表示砂土发生液化; 否则不发生液化。

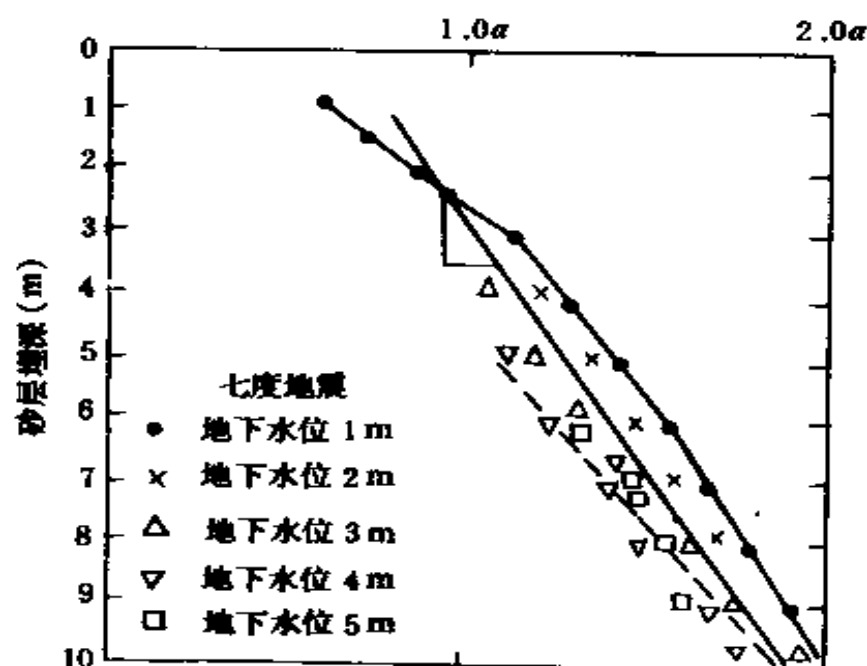


图 3-14 α 值随 d_s 的变化

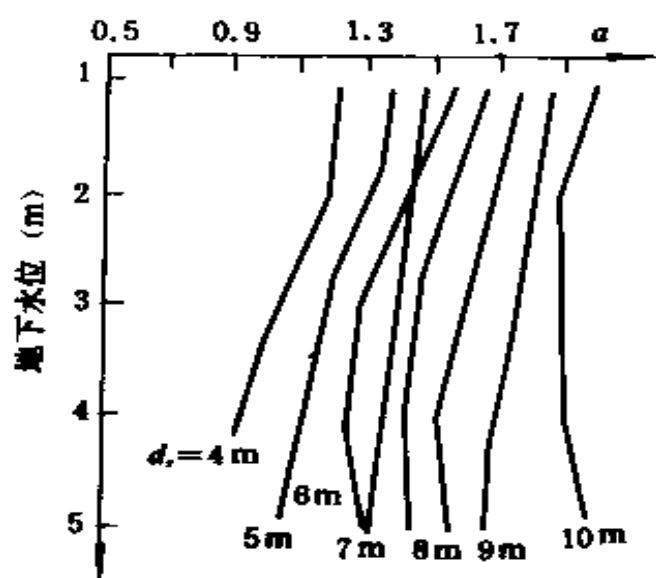


图 3-15 α 值随 d_w 的变化

2. GBJ11-89 规范判别式^[4]

对于 TJ11-74 规范判别式(3-17), 经历了 1975 年我国海城地震和 1976 年唐山地震的可靠性检验. 用该式进行试判和现场液化试验

实况进行对照，其结果表明，其判别砂土液化与否的平均率均超过85%。对在当时国内较少地震液化资料的基础上所建立的砂土液化此类复杂问题的判别式，具有如此的精度，还是令人满意的。

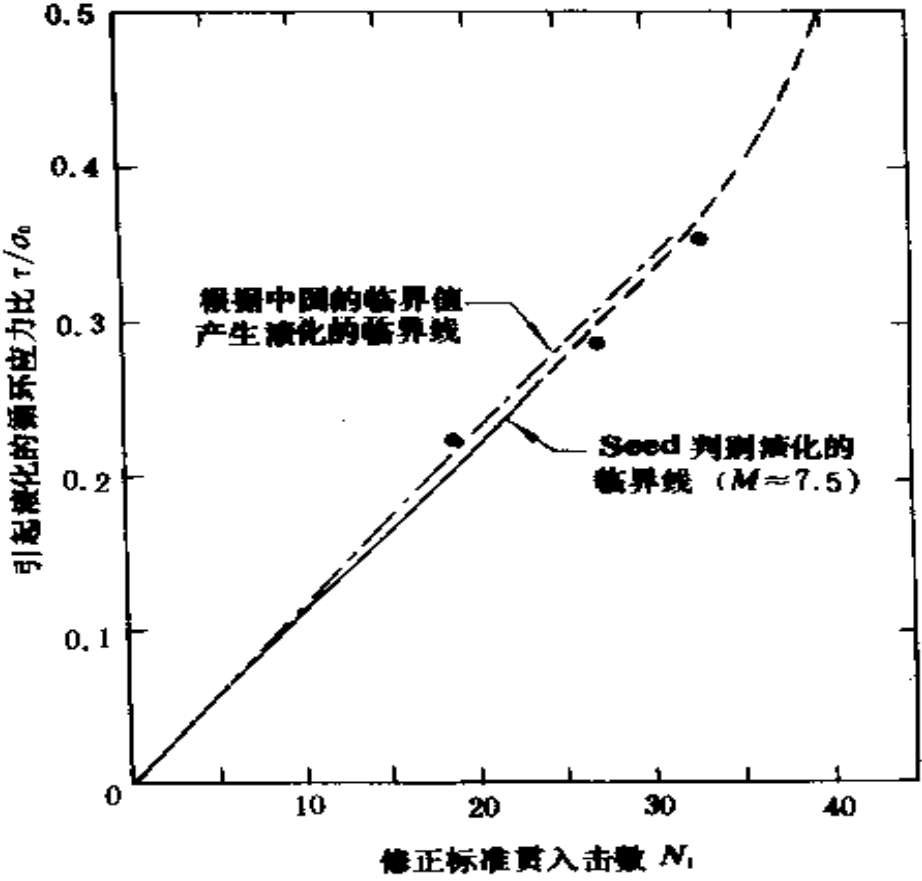


图 3-16 式(1)的 N_0 与 Seed 经验公式的比较

1979 年，Seed 将我国的规范公式(3-17)的界限标准 N_0 与其经验公式给出的判别液化界限标准作了比较(见图 3-16)，发现，两个界限标准基本吻合^[5]。两者之间的这种一致性，在一定程度上验证了结果的可靠性。然而，随着对地震液化的室内研究和理论分析的不断 发展，以及对旧的规范判别式使用经验的积累，已感到规范判别式(3-17)不尽完善，主要缺陷是，其一，由于判别式本身仅仅依靠现场勘察资料和震害现象建立起来的，也不可能反映后来进行的相应室内研究成果。其二，判别式中，水位影响系数 α_w 偏小，而砂土埋深影响系数 α_d 偏大，故有此必要进行修正。

1. α_s 和 α_w 的确定

在对 α_s 和 α_w 的修正上, 仍借助 Seed 的方法进行推导。

(1) 计算不同水位, 不同土层埋深条件下的地震剪应力比, 即

$$\frac{\tau}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad (3-18)$$

式中, $\sigma_v = 10r_1d_w + r_2(d_s - d_w)$, $\sigma'_v = 10r_1d_w + (r_2 - 1)(d_s - d_w)$; $r_1 = 19 \text{ kN/m}^3$ 为水位以上土的重度; $r_2 = 20 \text{ kN/m}^3$ 为水位以下土的重度; $a_{\max}/g = A$ 为地震系数, 可采用 $0.1 \sim 0.4$; r_d 为应力折减系数, 可取图 3-8 中的虚线表示的平均值, 也可近似地用下列公式进行计算:

$$r_d = 1 - 0.1d_s \quad (d_s \leq 10\text{m}) \quad (3-19)$$

$$r_d = 1.22 - 0.03d_s \quad (d_s > 10\text{m}) \quad (3-20)$$

(2) 计算不同水位, 不同土深条件下的临界贯入击数 N_1

根据剪应力比 τ/σ'_v 与地震级数 M , 由图 3-17 求出临界修正贯入击数 N_1 。

再由下式计算不同覆盖压力条件下的临界贯入击数 N_{cr} :

$$N_{cr} = \frac{N_1}{C_N} \quad (3-21)$$

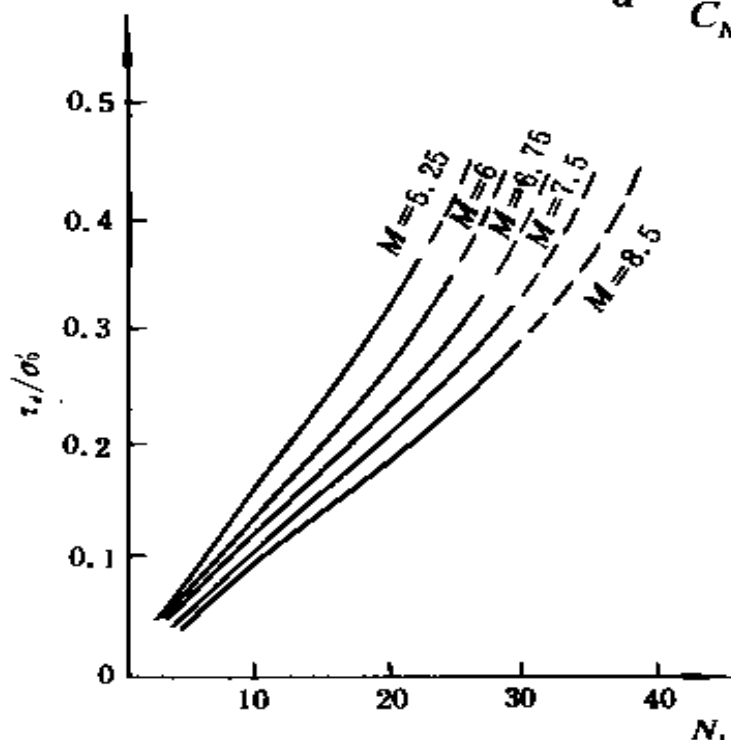


图 3-17 修正临界贯入击数 N_1 与震剪应力比 τ/σ'_v 的关系曲线

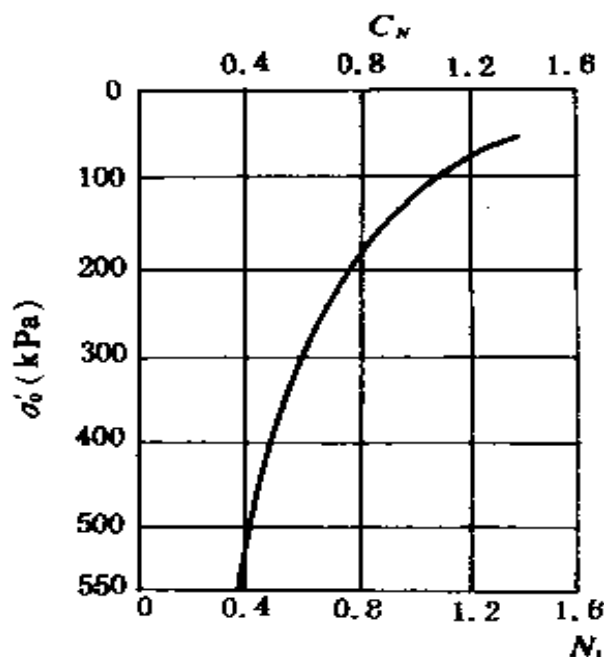


图 3-18 标贯击数修正系数 C_N 与有效上覆应力的关系

式中, C_N 为将不同有效覆盖压力 σ'_v 条件下测得的 N 值换算到 $\sigma'_v = tf/m^2$ 时的修正系数, 按图 3-18 确定; N_1 为由式(3-18)及图 3-17 所求得的 $\sigma'_v = tf/m^2$ 的临界贯入击数。

(3) 求出不同条件下的 α_s 与 α_{sw}

以式(3-16)及其前述的相应方法求得不同 d_s , d_w 和 I 下的 α_s 与 α_{sw} 。

通过上述步骤计算, 并用现场资料进行检验, 将水位影响系数 α_{sw} 由 0.05 加大到 0.1, 土的影响系数 α_s 由 0.125 改为 0.1 这样修正后, 不仅判别成功率有提高(高达 98%), 也更加符合液化机理, 有利于解释某些液化现象。

2. N_0 值的确定

室内试验及震害调查皆已表明, 在同一地震烈度下, 地震的震级越大, 震动持续时间越长, 越容易引起砂土的液化。

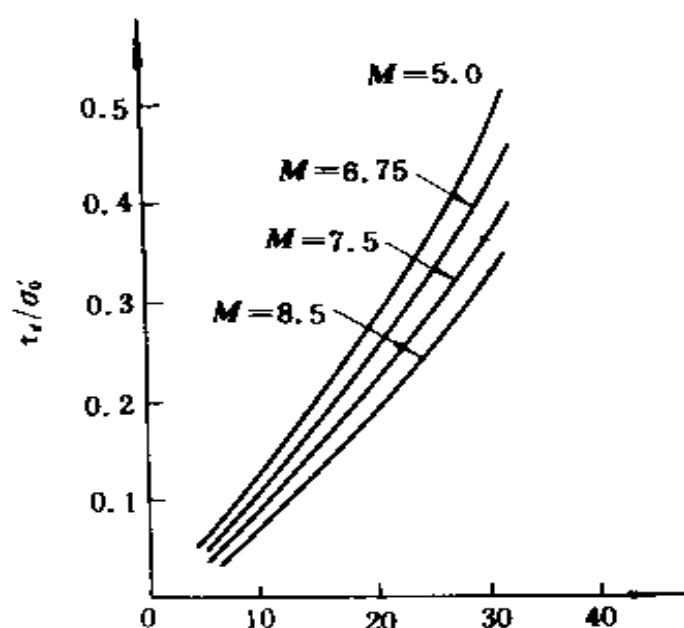


图 3-19 推荐的分界线

在 N_0 值的确定时, 考虑了室内试验研究的成果, 仿 Seed 采用的方法, 不同震级确定相应的等效循环次数, 对不同的循环次数测定相应的液化应力比。图 3-19 给出了依据所收集到的数据确定的当 M 为 8.5, 7.5, 6.75, 6 时的分界线。

考虑到修正后的新规范仍以烈度为基础, 且将七、八度按震中烈度区分为近震与远震, 为此, 将图 3-19 的结果换算成 $d_s=3m$, $d_w=2m$ 的临界标贯击数 N_0 值, 由表 3-3 列出。由表可知, 远震烈度高, 即相当于震级大, 震动持续时间长, 容易引起液化, 故要求的 N_0 值较近震为高。

表 3-3 临界标贯击数 N_0

烈度	近远震	TJ11-78 规范	GBJ11-89 规范
7 度	近震	6	6
	远震	6	8
8 度	近震	10	10
	远震	10	12
9 度	—	16	16

对 TJ11-74 规范判别式的修正, 考虑到原有判别式为工程界所熟悉, 以及新旧判别式需有个良好的衔接; 再则为适用粉土液化的判别, 故又引进了一个修正系数 $\sqrt{3/\rho_0}$, 即得到 GBJ11-89 的规范判别式。

$$N_{\alpha} = N_0[1 - 0.1(d_w - 2) + 0.1(d_s - 3)]\sqrt{\frac{3}{\rho_0}} \quad (3-22)$$

式中, ρ_0 为粘粒含量。若 $\rho_0=3$ 时, 则式(3-22)为

$$N_{\alpha} = N_0[1 - 0.1(d_w - 2) + 0.1(d_s - 3)] \quad (3-23)$$

式(3-23)即为新规范下的砂性土液化的判别式。

3.4.3 剪切波速判别法

剪切波速是能反应土层地震液化势的一个很好的指标, 利用它来测定土的液化势是新近出现的方法。它建立在理论与实践相结合的基础上, 工程中得到日益普遍的应用, 因此越来越为人们所重视和推广。

然而, 正如影响土层液化的因素有诸多方面一样, 在剪切波速的确定上, 也存有许多影响因素。由于考虑影响因素的侧重面不同, 故相应得到的具体判别方法也不尽相同。

1. 与门槛剪应变相关的方法

由 Seed 等的经验简化公式, 我们可得到砂土等效剪应力为:

$$\tau_{eq} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \rho z r_d g \quad (3-24)$$

相应的剪应变为

$$\gamma_{eq} = \frac{\tau_{eq}}{G} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\rho z}{G} r_d g \quad (3-25)$$

式中

$$G = G_{max} \left(\frac{G}{G_{max}} \right)_{\gamma_{eq}} \quad (3-26)$$

$$G_{max} = \rho v_s^2 \quad (3-27)$$

由式(3-25), (3-26), (3-27)可得

$$V_s = \sqrt{\frac{0.65 a_{max} z r_d}{\gamma_{eq} \left(\frac{G}{G_{max}} \right)_{\gamma_{eq}}}} \quad (3-28)$$

取 $\gamma_{eq} = \gamma_{cr}$, 则

$$V_{scr} = \sqrt{\frac{0.65 a_{max} z r_d}{\gamma_{cr} \left(\frac{G}{G_{max}} \right)_{\gamma_{cr}}}} \quad (3-29)$$

式中 $(G/G_{max})_{\gamma_{cr}}$ ——门槛剪应变时的剪切模量比;

γ_{eq} ——动剪应变;

γ_{cr} ——门槛剪应变;

r_d ——应力折减系数;

z ——上覆土层厚度。

对于砂土 γ_{cr} 及 $(G/G_{max})_{\gamma_{cr}}$ 的取值, 一般 $\gamma_{cr} = 1 \times 10^{-4}$, $(G/G_{max})_{\gamma_{cr}} = 0.75$ 。这样, 我们可将实测的砂土的剪切波速 v_s 与临界波速 v_{scr} 相比较, 若

$$v_s > v_{scr} \quad (3-30)$$

则不发生液化; 反之, 液化发生。

2. 与标准贯击数相关的方法

剪切波速与标贯击数之间具有的相关关系为

$$v_s = 72 N^{0.429} \quad (\text{m/s}) \quad (3-31)$$

由前述式(3-21), 将修正后的标准贯入击数 N_1 代入式(3-31), 得

$$v_s = 72 \left(\frac{N_1}{C_N} \right)^{0.429} \quad (3-32)$$

在此, C_N 为修正系数, 由下式确定:

$$C_N = 1 - 1.25 \log\left(\frac{\sigma'_v}{9.84}\right) \quad (3-33)$$

σ'_v 为有效上覆压力。

判别液化可能性的具体步骤如下:

(1) 由式(3-10)及 σ'_v , 计算等效地震剪应力比 τ_{eq}/σ'_v 。

(2) 由 τ_{eq}/σ'_v 及相应的地震震级 M , 查图 3-16, 得修正贯入击数 N_1 。

(3) 由 N_1 及式(3-32), (3-33)求得产生液化的临界剪切波速 v_{scr} 。

(4) 若实测砂土的剪切波速 $v_s > v_{scr}$, 则不液化; 否则液化发生。由于在一定的地震强度和砂土相对密度 D_r 及平均粒径 d_{50} 下式(3-37)中,

$C_r \frac{\sigma_{ad}}{2\sigma_3}$ 为一常量, 故砂土液化剪应力 $\gamma - \gamma' > 0$ 与 σ'_v 成正比。

又因为 $\gamma - \gamma' > 0$, 所以, h_w 越小, $(\gamma - \gamma')h_w$ 也就越小, 即 σ'_v 越小。

3.5 地下水位上升对砂土液化的影响

由砂土液化机理可知, 地震动载作用下, 砂土层中的孔隙水压力的产生和增长, 是砂土液化的必要条件。很显然, 由温室效应和链锁反应所引起的地下水位上升, 必然会对砂土的液化产生重要的影响, 所以有必要对此加以研究。可以说, 国内外近代的, 尤其是现代的, 由地震引起的砂土液化造成灾难性破坏的大量震例, 表明砂土的液化现象是抗震工程和岩土工程中的一大重要问题; 而温室效应所引起的地下水位上升的潜在趋势, 又为我们提出了它对砂土液化影响的一个值得研究的重大课题。

3.5.1 地下水位上升引起的砂土液化势变化分析

1. 对地震剪应力的影响

众所周知, 地震强度越大, 地震加速度产生对砂土单元的剪应力强度也越大。由 Seed-Idriss 的砂土液化判别简化理论可得, 在由地震产生的地面最大加速度 a_{max} 作用下, 饱和砂土单元承受的等效

平均的地震剪应力 τ_{eq} 为

$$\tau_{eq} = 0.65 \gamma_d \frac{a_{max}}{g} \sigma_v \quad (3-34)$$

式中, σ_v 为上覆总压力, 且

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (3-35)$$

γ_i 为第 i 层土的重度, 地下水位以上的土取土的天然重度 γ , 以下的取饱和重度 γ_{sat} , h_i 为该土层厚度。

为简化分析起见, 将所研究的砂土单元及其上覆层视为同一砂土层情况, 如图 3-20 所示, 此时, 式 (3-35) 即为

$$\sigma_v = \gamma h_w + \gamma_{sat} (h_k - h_w) = (\gamma - \gamma_{sat}) h_w + \gamma_{sat} h_k \quad (3-36)$$

h_w 为地下水埋深, h_k 为研究单元的上覆厚度。

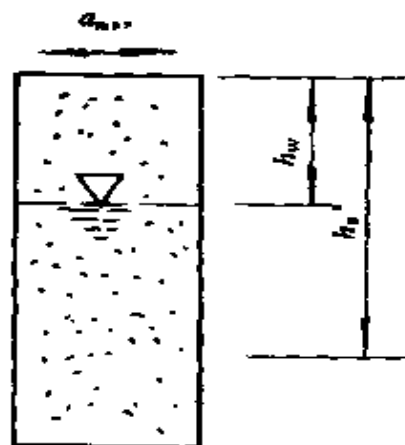


图 3-20 砂土单元

因为在一定的地震强度及上覆厚度下, 式 (3-34) 中, $0.65 \gamma_d \frac{a_{max}}{g}$ 为一确定值, 所以地震剪应力 τ_{eq} 正比于所研究的砂土单元的上覆总压力 σ_v 。

在式 (3-36) 中, 一般有 $\gamma - \gamma_{sat} < 0$, 则 h_w 越小, $(\gamma - \gamma_{sat}) h_w$ 反而越大, 即随 h_w 的减小, σ_v 增大。由此得到, 地震产生的剪应力强度随地下水位上升而增大。

2. 对砂土液化剪应力的影响

同样由 Seed-Idriss 液化判别简化理论可得, 饱和砂土单元发生液化所需的水平地震剪应力 (亦即砂土的抗液化强度) τ_d 为

$$\tau_d = \frac{C_r \sigma_{sat} \sigma'_v}{2 \sigma_3} \quad (3-37)$$

式中有效上覆压力 σ'_v 由下式确定:

$$\sigma'_v = \sum_{i=1}^n \gamma'_i h_i \quad (3-38)$$

γ'_i 在地下水位以上的土层重度取天然重度 γ , 地下水位以下的取有

效重度 γ' 。

同理讨论如图 3-19 所示的砂土单元, 此时有

$$\sigma_v = \gamma h_w + \gamma'(h_s - h_w) = (\gamma - \gamma')h_w + \gamma h_s \quad (3-39)$$

由此可见, 随着地下水位的上升, 砂土液化剪应力 τ_d 越小, 亦即砂土抗液化的能力降低。

3. 对等效砂土液化强度比的影响

对于上述呈现出的地震剪应力或砂土液化剪应力随地下水位上升呈增加或削减的趋势, 我们以等效砂土液化强度比 τ_d/τ_{eq} 随地下水位上升所产生影响的定量结果, 给出综合评述。

对于图 3-39 所示的砂土单元, 由式(3-34)和式(3-37)得

$$\frac{\tau_d}{\tau_{eq}} = \frac{C_v \frac{\sigma_{ad}}{2\sigma_3} \sigma'_v}{0.65 \frac{a_{max}}{g} r_d \sigma_v} \quad (3-40)$$

在地震强度、砂土相对密度、平均粒径及砂土单元埋深一定的情况下, 式(3-40)中第一分式为可确定值, 令其为 K 。由式(3-36)及(3-39)进而得

$$\frac{\tau_d}{\tau_{eq}} = K \frac{\gamma h_w + \gamma'(h_s - h_w)}{\gamma h_w + \gamma_{sat}(h_s - h_w)} \quad (3-41)$$

当地下水位与所研究的砂土单元上覆层面界限齐平时, 即 $h_w = h_s$ 时, 由式(3-41)得

$$\frac{\tau_d}{\tau_{eq}} = K \quad (3-42)$$

当地下水位上升到地表时, 即 $h_w = 0$, 由式(3-41)得

$$\frac{\tau_d}{\tau_{eq}} = K \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} = K \frac{\gamma_{sat} - \gamma'}{\gamma_{sat}} \quad (3-43)$$

一般, γ_{sat} 为 γ_w 的 1.8 ~ 2.3 倍, 取 γ_{sat} 两倍于 γ_w 由此产生的误差, 是可满足工程上的精度要求的, 故式(3-43)即为

$$\frac{\tau_d}{\tau_{eq}} = \frac{K}{2} \quad (3-44)$$

由 Seed-Idriss 的砂土判别简化理论可知, τ_d/τ_{eq} 越小, 则砂土液

化的可能性越大,当 $\tau_d/\tau_{eq} < 1$ 时,砂土就判为发生液化。比较式(3-43)和式(3-44)可得,当地下水位由所研究的砂土单元界面深处开始上升到地表后,砂土单元液化的可能性增大了一倍。

4. 对液化时孔隙压力变化的影响

由上述分析便可得知,砂土的液化势将由于地下水位的升高而增大。另一方面,地下水位的升高,减少了地震时的超孔隙水压力在土层内的消散区,而致使孔隙水压力上升。若水位埋藏较深,在上覆土层较厚而透水性强的情况下,地震产生的孔隙水压力将在接近地表的土层内消散,则仍会产生孔压区。

由 Seed 等提供的地下水位 4.6m 和 1.5m 时的孔压变化结果如图 3-21 所示。地下水埋深 4.6m 时,尽管在 4.6 ~ 12.2m 深度内液化了,然在 3.0m 深度内,未出现明显的孔压。这是因为孔压可向上消散,使地下水位抬高,但并不在地下水位以上的土层内产生孔压。地下水埋深 1.5m 时,在 4.6 ~ 12.2m 深度范围内液化的同时,在地表层 1.5 ~ 3m 深度范围产生了 40% ~ 75% 的高孔压比。

由此可见,在地震后致使砂土液化、孔压消散过程中,随着地下水位上升,高孔压区域也将随之上移到地表浅层,足以使浅基础建筑物遭到致命性破坏。

5. 对其他与砂土液化有关因素的影响

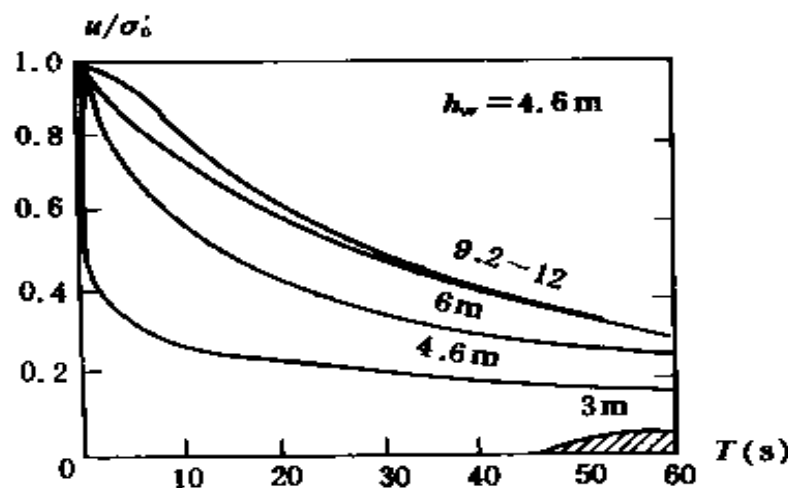
(1) 对含水量的影响

分析表明,初始含水量 w 对砂土浅层的液化影响比较敏感。

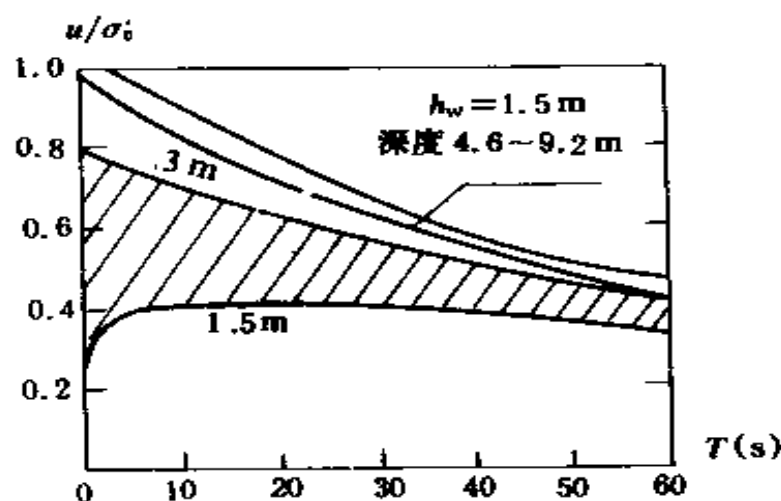
我们将上覆层分别为 1, 3, 6, 9m 的、基本共有的砂土液化强度比 τ_d/τ_{eq} 在含水量由 25 % 增至 100 % 时的降低率 η 与地下水埋深 h_w 之间的关系,示于图 3-22。

$$\eta = \frac{\left(\frac{\tau_d}{\tau_{eq}}\right)_{25} - \left(\frac{\tau_d}{\tau_{eq}}\right)_{100}}{\left(\frac{\tau_d}{\tau_{eq}}\right)_{25}} \quad (3-45)$$

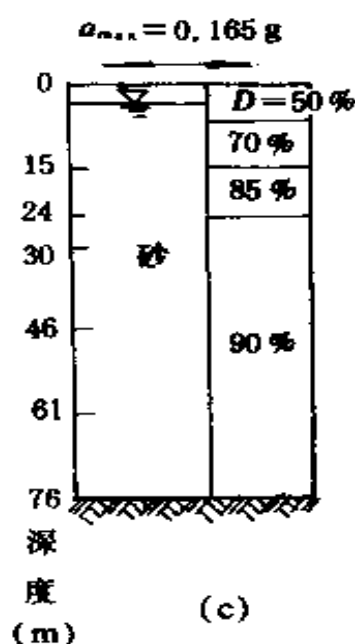
式中 $(\tau_d/\tau_{eq})_{25}$ 和 $(\tau_d/\tau_{eq})_{100}$ 分别为含水量 $w=25\%$ 和 100% 时的砂土



(a)



(b)



(c)

图 3-21 地下水位对孔压发展的影响

液化强度比 τ_d/τ_{eq} 值。

当含水量由 25 % 增至 100 % 后, 地下水埋深 $h_w=4\text{m}$ 时的 τ_d/τ_{eq} 只微乎其微地降了 0.5 %; 当地下水位升至地表 ($h_w=0$) 时, τ_d/τ_{eq} 则降低了 25 %。

不言而喻, 地下水位上升, 必然增大砂土的含水量; 而砂土初始含水量在浅层的提高, 促使砂土抗地震液化的能力随之减弱, 这种减弱影响与上覆层厚度基本无关。

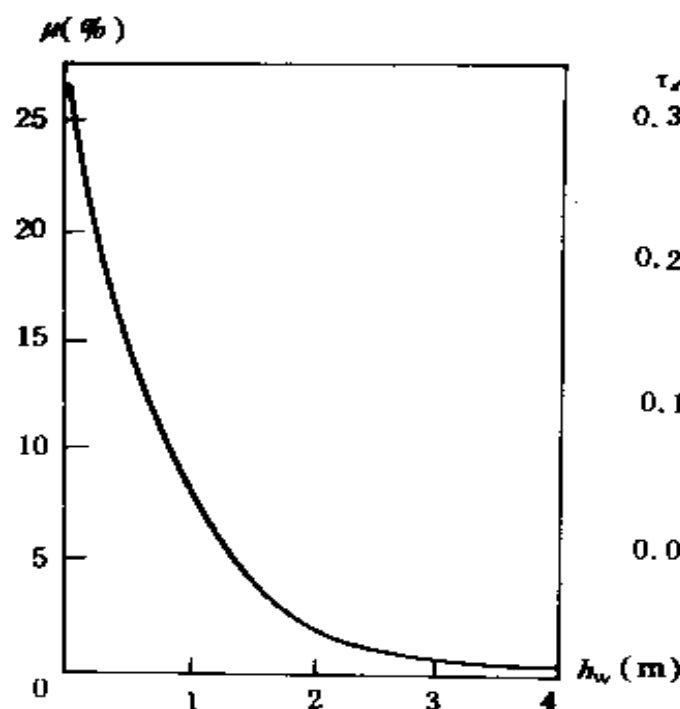


图 3-22 $\mu \sim h_w$ 关系曲线

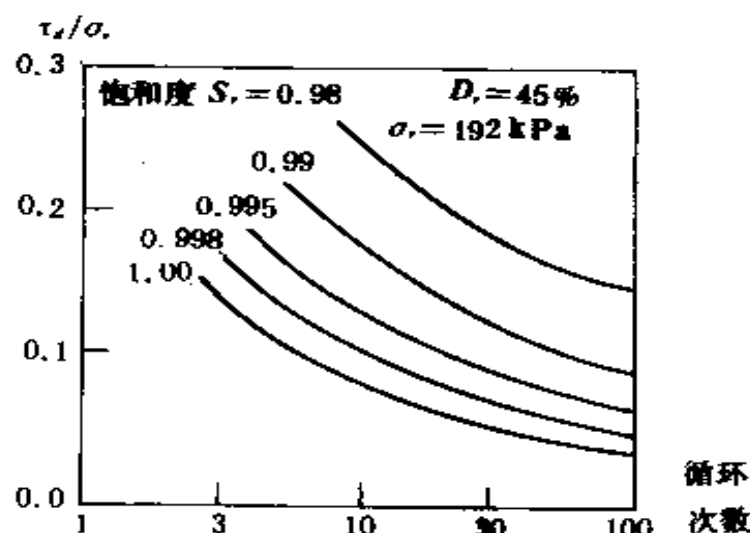


图 3-23 饱和度的影响

(2)对砂土饱和度的影响

欠饱和的砂土,因含气水的体积压缩,在一次循环剪切作用下产生的孔隙水压力增量 Δu 由式(3-2)确定,即:

$$\Delta u = \frac{E_r \Delta \varepsilon_{v,d}}{1 + \frac{n E_r}{K_w}}$$

式中的含气水的体积压缩模量 K_w 可由式(3-3)得到,为

$$K_w = u K_{w0} \frac{1}{K_{w0} + (u - K_{w0}) S_r} \quad (3-46)$$

故 K_w 是关于饱和度 S_r 的函数,进而孔压增量 Δu 是关于 S_r 的复合函数。以不同的 S_r 按式(3-2)计算孔压的增长,确定出孔压等于土壤压力 σ_v 时所需的循环压力比 τ_d/σ_v 和往返作用次数的关系,进而可看到饱和度对砂土液化的影响。这种关系及其影响如图 3-23 所示,饱和度 S_r 稍有增大,液化应力比就会明显减小;反之, S_r 稍有减小,液化应力比就会明显增大。这就说明,砂土的饱和度对液化具有敏感的影响反应。地下水位的上升,必然加速砂土的饱和及扩大饱和

的范围, 这便致使液化应力比 τ_d/σ_v 显著下降, 进而加剧了砂上的地震液化。

(3) 对地下水埋深的影响

极为明显, 地下水位上升就等于地下水埋深 h_w 的减小。由确定砂土液化的临界标准贯入击数 N_{cr} 规范公式(3-23)得

$$N_{cr} = N_0[0.9 + 0.1(h_s - h_w)] \quad (3-47)$$

由式(3-47)可见, 在一定的地震烈度及上覆层 h_s 下, 地下水埋深 h_w 越小, 砂土相应的临界标贯击数 N_{cr} 越大, 即随着地下水位上升, 地下水埋深减小所引起的砂土地震液化的范围在不断扩大。若当地下水位由埋深 $h_w=6\text{m}$ 处上升到地表时, 此时地下水埋深 h_w 减为零, 由此而扩大的可能液化的范围倍数 α 为

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{(N_{cr})_0 - (N_{cr})_6}{(N_{cr})_6} \\ &= \frac{0.6}{0.3 + 0.1h_s} \end{aligned} \quad (3-48)$$

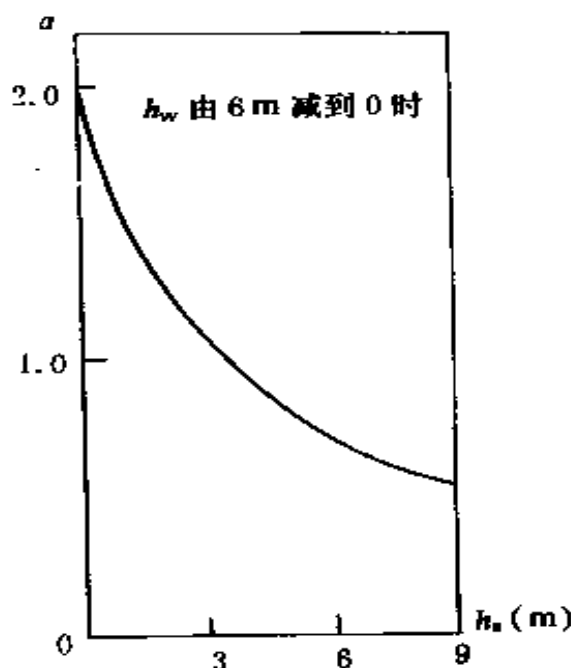


图 3-24 $\alpha - h_s$ 关系曲线

式中, $(N_{cr})_0$, $(N_{cr})_6$ 分别为地下水埋深 $h_w=0\text{m}$, 6m 时的临界标贯击数 N_{cr} 。

不同上覆层 h_s 下的 α 结果如图 3-24 所示。结果表明, 此时, 地表砂土可能发生液化的范围扩大了 2 倍; 上覆层 $h_s=1\text{m}$ 时, 液化范围扩大了 1 倍; $h_s=9\text{m}$ 时扩大了 0.5 倍。这也说明, 地下水位上升, 减小了地下水的埋深, 扩大了砂土的地震液化发生的可能范围, 这种扩大势态, 随着上覆土层的减小而加剧。

3.5.2 地下水位上升引起的砂土液化的变化规律

1. 液化强度比公式

由式(3-34), (3-35), (3-36), (3-38)及(3-13), 考虑上覆土层厚为 h_s , 地下水埋深为 h_w 时, 可得液化强度比的确定式为:

$$\begin{aligned} \frac{\tau_d}{\tau_{eq}} &= \frac{C_r \frac{D_r}{50} \left[\frac{\sigma_{ad}}{2\sigma_3} \right]_{50} \sum_{i=1}^n \gamma'_i h_i}{0.65 r_d \frac{a_{max}}{g} \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i} \\ &= \frac{C_r \frac{D_r}{50} \left[\frac{\sigma_{ad}}{2\sigma_3} \right]_{50} \cdot \frac{\gamma h_w + \gamma' (h_s - h_w)}{\gamma h_w + \gamma_{sat} (h_s - h_w)}}{0.65 r_d \frac{a_{max}}{g}} \quad (3-49) \\ &= \frac{D_r \left[\frac{\sigma_{ad}}{2\sigma_3} \right]_{50} \cdot \frac{h_w + \beta (h_s - h_w)}{h_w + \alpha (h_s - h_w)}}{32.5 r_d \left(\frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{1}{C_r} \right)} \end{aligned}$$

式中, $\alpha = \gamma_{sat}/\gamma$, $\beta = \gamma'/\gamma$ 若 $\tau_d/\tau_{eq} > 1$, 则认为砂土不发生液化; 反之液化发生。

2. 液化强度比公式中各参数的确定

(1) a_{max}

经对有关资料的分析, 我们拟取 7 度、8 度和 9 度时地震烈度下的地面最大加速度分别为 $0.1g$, $0.2g$ 和 $0.4g$ 。

(2) C_r

查图 3-9 及上节所提及的综合取值, 拟取 $C_r = 0.56$, 以偏于安全。

(3) $\frac{a_{max}}{gC_r}$

由上(1), (2)可得地震 7 度、8 度和 9 度时的 $\frac{a_{max}}{gC_r}$ 分别 0.179, 0.357 和 0.741。

(4) $[\sigma_{ad}/2\sigma_3]_{50}$

由三轴液化试验结果(查图 3-10)得到, 相应于地震烈度分别为 7

度、8度和9度时,砂土平均粒径 d_{50} 分别是 0.1, 0.2, 0.3mm 所对应的液化应力比 $[\sigma_{sd}/2\sigma_3]_{50}$ 分别为 0.216, 0.236, 0.256, 0.196, 0.218, 0.241, 0.175, 0.200, 0.225。

(5) r_d

查图 3-8 得, h_s 为 1, 3, 6, 9m 时的 r_d 分别为 0.99, 0.98, 0.97, 0.91。

(6) β 及 α

由本章的有关章节已得到

$$\beta = 0.6241 \frac{1}{1+w}$$

即含水量 w 在 100 % ~ 25 % 范围内, β 大致可划分为三档: 0.3, 0.4 和 0.5。

$$\text{而} \quad \alpha = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma} = \frac{\gamma_w}{\gamma} + \frac{\gamma'}{\gamma} = \frac{\gamma_w}{\gamma} + \beta \quad (3-50)$$

取 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_w = 9.8 \text{ kN/m}^3$, 代入式(3-50), 得

$$\alpha \approx 0.5 + \beta \quad (3-51)$$

同理, 含水量 w 在 100 % ~ 25 % 范围内, α 的取值为 0.8, 0.9 和 1.0。

(7) h_w

地下水埋深 h_w 考虑取 0.0, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0 和 6.0m。

3. 液化强度比值计算

由上述确定的各参数, 即:

$\frac{a_{max}}{gC_r}$: 地震烈度 7 度时为 0.179, 8 度时为 0.357, 9 度时为 0.714;

$[\sigma_{sd}/2\sigma_3]_{50}$: 平均粒径 d_{50} 为 0.1, 0.2, 0.3mm 时,

地震 7 度时, 分别为 0.216, 0.236, 0.256;

地震 8 度时, 分别为 0.196, 0.218, 0.241;

地震 9 度时, 分别为 0.175, 0.200, 0.225;

h_s 及 r_d : h_s 为 1, 3, 6, 9m 时相应 r_d 分别为 0.99, 0.98, 0.97, 0.91;

h_w : 0.0, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 6.0m;

D_r : 50 %, 60 %, 70 %;

β 与 α : 0.3, 0.4, 0.5 与 0.8, 0.9, 1.0

分别以不同的组合, 代入式(3-49), 便可得到所选参数下的液化强度比的全部结果列于表 3-4 ~ 表 3-6, 并将 $h_s=3\text{m}$ 的相应结果以图 3-25 ~ 图 3-27 直观表示。

4. 液化强度比结果分析

由计算结果表 3-4 ~ 表 3-6 及图 3-25 ~ 图 3-27 显然可见:

(1) 不论参数的组合取值如何, 都呈现出地下水埋深越浅, 液化强度比 τ_d/τ_{eq} 越小的趋势。这便说明了随着地下水位的上升, 砂土抗液化的能力具有随之下降的必然性。对于上覆层 $h_s=3\text{m}$ 而言, 地下水位从埋深 6m 处上升到地表时抗液化强度比降低最大值为 73.6%。

(2) $\frac{a_{\max}}{gC_r}$ 越大, $\tau_d/\tau_{eq} \sim h_w$ 变化曲线越趋平缓, 而 $\frac{a_{\max}}{gC_r}$ 是反映地震强度的一种综合参数, 地震烈度越大, 其值越大, 亦即地震强度越大。由此说明, 地震强度较大时, 地下水位上升对砂土抗液化能力的削弱影响, 比地震强度小时更甚。在上覆土层厚 $h_s=3\text{m}$ 、相对密度 $D_r=50\%$ 且地下水位上升位于地表时, 地震烈度由 7 度增强至 9 度, 液化强度比最大值由 0.95 减小 0.19, 即削弱了 80%。

(3) 较大的液化应力比 $\sigma_{ad}/2\sigma_3$ 或砂上的平均粒径 d_{50} , 可获得较陡斜的 $\tau_d/\tau_{eq} \sim h_w$ 变化曲线。这就说明, 在地下水位上升中, 液化应力比较大的或平均粒径较粗的砂土, 抗地震液化的能力也较强。在 $h_s=3\text{m}$, $D_r=50\%$, 地下水位上升到地表, 液化应力比由 0.216 增至 0.256, 或平均粒径 d_{50} 由 0.1mm 增大到 0.3mm 时, 液化强度比 τ_d/τ_{eq} 增大了 19%。

(4) 饱和砂性土相对密度 D_r 越大, 液化强度比 τ_d/τ_{eq} 随地下水位埋深 h_w 减小未必降低。这也说明, 就同一种砂土而言, 随着地下水位上升, 相对密度越低, 亦即砂土越疏松, 液化的敏感性就越大, 即越容易液化, 反之就越难以液化, 亦即, 其相对密度的敏感性较大。当 $h_s=3\text{m}$ 时, 相对密度 D_r 由 70% 减小到 50% 后, 液化强度比 τ_d/τ_{eq} 就降低了 40%。

表 3-4 液化强度比计算数表

$$\frac{a_{\max}}{gC_r} = 0.179, h_s = 3\text{m}$$

D_r	$d_{50}(\text{mm})$	0.10			0.20			0.30		
	$\sigma_{vd}/2\sigma_s$	0.216			0.236			0.256		
	β	0.3	0.4	0.5	0.3	0.4	0.5	0.3	0.4	0.5
50%	$h_w(\text{m})$ 0.0	0.71	0.85	0.95	0.78	0.93	1.04	0.85	1.00	1.13
	$h_w(\text{m})$ 0.5	0.95	1.04	0.11	1.04	1.14	1.22	1.13	1.23	1.32
	$h_w(\text{m})$ 1.0	1.17	1.23	1.27	1.28	1.34	1.39	1.39	1.45	1.51
	$h_w(\text{m})$ 2.0	1.57	1.58	1.59	1.71	1.72	1.74	1.86	1.87	1.88
	$h_w(\text{m})$ 4.0	2.21	2.22	2.22	2.41	2.42	2.43	2.61	2.62	2.64
	$h_w(\text{m})$ 6.0	2.70	2.77	2.85	2.95	3.03	3.13	3.20	3.29	3.39
60%	$h_w(\text{m})$ 0.0	0.86	1.02	1.14	0.94	1.11	1.25	1.02	1.21	1.36
	$h_w(\text{m})$ 0.5	1.14	1.25	1.34	1.25	1.36	1.46	1.36	1.48	1.58
	$h_w(\text{m})$ 1.0	1.41	1.47	1.53	1.54	1.61	1.67	1.67	1.74	1.81
	$h_w(\text{m})$ 2.0	1.88	1.89	1.91	2.05	2.07	2.08	2.23	2.24	2.26
	$h_w(\text{m})$ 4.0	2.65	2.66	2.67	2.89	2.90	2.92	3.14	3.15	3.16
	$h_w(\text{m})$ 6.0	3.24	3.33	3.43	3.54	3.64	3.75	3.84	3.95	4.07
70%	$h_w(\text{m})$ 0.0	1.00	1.19	1.34	1.09	1.30	1.46	1.19	1.41	1.58
	$h_w(\text{m})$ 0.5	1.34	1.46	1.56	1.46	1.59	1.70	1.58	1.73	1.85
	$h_w(\text{m})$ 1.0	1.64	1.72	1.78	1.79	1.88	1.95	1.95	2.03	2.11
	$h_w(\text{m})$ 2.0	2.19	2.21	2.22	2.40	2.41	2.43	2.60	2.62	2.64
	$h_w(\text{m})$ 4.0	3.09	3.10	3.12	3.37	3.39	3.40	3.66	3.68	3.69
	$h_w(\text{m})$ 6.0	3.78	3.88	4.01	4.13	4.24	4.38	4.48	4.60	4.75

表 3-5 液化强度比计算数表

$$\frac{a_{\max}}{gC_r} = 0.3, h_g = 3\text{m}$$

D_r	$d_{50}(\text{mm})$	0.10			0.20			0.30		
	$\sigma_{pa}/2\sigma_s$	0.196			0.218			0.241		
	β	0.3	0.4	0.5	0.3	0.4	0.5	0.3	0.4	0.5
50%	$h_w(\text{m})$ 0.0	0.32	0.39	0.43	0.36	0.43	0.48	1.40	0.47	0.53
	$h_w(\text{m})$ 0.5	0.43	0.47	0.50	0.48	0.53	0.56	0.53	0.58	0.62
	$h_w(\text{m})$ 1.0	0.53	0.56	0.58	0.59	0.62	0.64	0.65	0.68	0.71
	$h_w(\text{m})$ 2.0	0.71	0.72	0.72	0.79	0.80	0.80	0.87	0.88	0.89
	$h_w(\text{m})$ 4.0	1.00	1.01	1.01	1.11	1.12	1.12	1.23	1.23	1.24
	$h_w(\text{m})$ 6.0	1.23	1.26	1.30	1.36	1.40	1.44	1.51	1.55	1.60
60%	$h_w(\text{m})$ 0.0	0.39	0.46	0.52	0.43	0.51	0.58	0.44	0.52	0.59
	$h_w(\text{m})$ 0.5	0.52	0.57	0.61	0.58	0.63	0.67	0.59	0.64	0.69
	$h_w(\text{m})$ 1.0	0.64	0.67	0.69	0.71	0.74	0.77	0.72	0.76	0.78
	$h_w(\text{m})$ 2.0	0.85	0.86	0.87	0.95	0.96	0.96	0.97	0.97	0.98
	$h_w(\text{m})$ 4.0	1.20	1.21	1.21	1.33	1.34	1.35	1.36	1.37	1.37
	$h_w(\text{m})$ 6.0	1.47	1.51	1.56	1.64	1.68	1.73	1.67	1.71	1.77
70%	$h_w(\text{m})$ 0.0	0.45	0.54	0.61	0.51	0.60	0.67	0.56	0.66	0.74
	$h_w(\text{m})$ 0.5	0.61	0.66	0.71	0.67	0.73	0.79	0.74	0.81	0.87
	$h_w(\text{m})$ 1.0	0.75	0.78	0.81	0.83	0.87	0.90	0.92	0.96	0.99
	$h_w(\text{m})$ 2.0	1.00	1.00	1.01	1.11	1.11	1.12	1.22	1.23	1.24
	$h_w(\text{m})$ 4.0	1.40	1.41	1.41	1.56	1.56	1.57	1.72	1.73	1.74
	$h_w(\text{m})$ 6.0	1.72	1.76	1.82	1.91	1.96	2.02	2.00	2.17	2.23

表 3-6 液化强度比计算数表

$$\frac{a_{\max}}{gC_r} = 0.714, h_w = 3\text{m}$$

D_r	$d_{50}(\text{mm})$	0.10			0.20			0.30		
	$\sigma_{pd}/2\sigma_s$	0.175			0.200			0.225		
	β	0.3	0.4	0.5	0.3	0.4	0.5	0.3	0.4	0.5
50%	$h_w(\text{m})$ 0.0	0.15	0.17	0.19	0.17	0.20	0.22	0.19	0.22	0.25
	$h_w(\text{m})$ 0.5	0.19	0.21	0.22	0.22	0.24	0.26	0.25	0.27	0.29
	$h_w(\text{m})$ 1.0	0.24	0.25	0.26	0.27	0.28	0.29	0.31	0.32	0.33
	$h_w(\text{m})$ 2.0	0.32	0.32	0.32	0.36	0.36	0.37	0.41	0.41	0.41
	$h_w(\text{m})$ 4.0	0.45	0.45	0.45	0.51	0.51	0.51	0.57	0.58	0.58
	$h_w(\text{m})$ 6.0	0.55	0.56	0.58	0.62	0.64	0.66	0.70	0.72	0.74
60%	$h_w(\text{m})$ 0.0	0.17	0.21	0.23	0.20	0.24	0.26	0.22	0.26	0.30
	$h_w(\text{m})$ 0.5	0.23	0.25	0.27	0.26	0.29	0.31	0.30	0.32	0.35
	$h_w(\text{m})$ 1.0	0.28	0.30	0.31	0.33	0.34	0.35	0.37	0.38	0.40
	$h_w(\text{m})$ 2.0	0.38	0.38	0.39	0.43	0.44	0.44	0.49	0.49	0.50
	$h_w(\text{m})$ 4.0	0.53	0.54	0.54	0.61	0.61	0.62	0.69	0.69	0.69
	$h_w(\text{m})$ 6.0	0.65	0.67	0.69	0.75	0.77	0.79	0.84	0.87	0.89
70%	$h_w(\text{m})$ 0.0	0.20	0.24	0.27	0.23	0.27	0.31	0.26	0.31	0.35
	$h_w(\text{m})$ 0.5	0.27	0.29	0.31	0.31	0.34	0.36	0.35	0.38	0.40
	$h_w(\text{m})$ 1.0	0.33	0.35	0.36	0.38	0.40	0.41	0.43	0.45	0.46
	$h_w(\text{m})$ 2.0	0.44	0.45	0.45	0.51	0.51	0.51	0.57	0.57	0.58
	$h_w(\text{m})$ 4.0	0.62	0.63	0.63	0.71	0.72	0.72	0.80	0.81	0.81
	$h_w(\text{m})$ 6.0	0.76	0.78	0.81	0.87	0.90	0.93	0.98	1.01	1.04

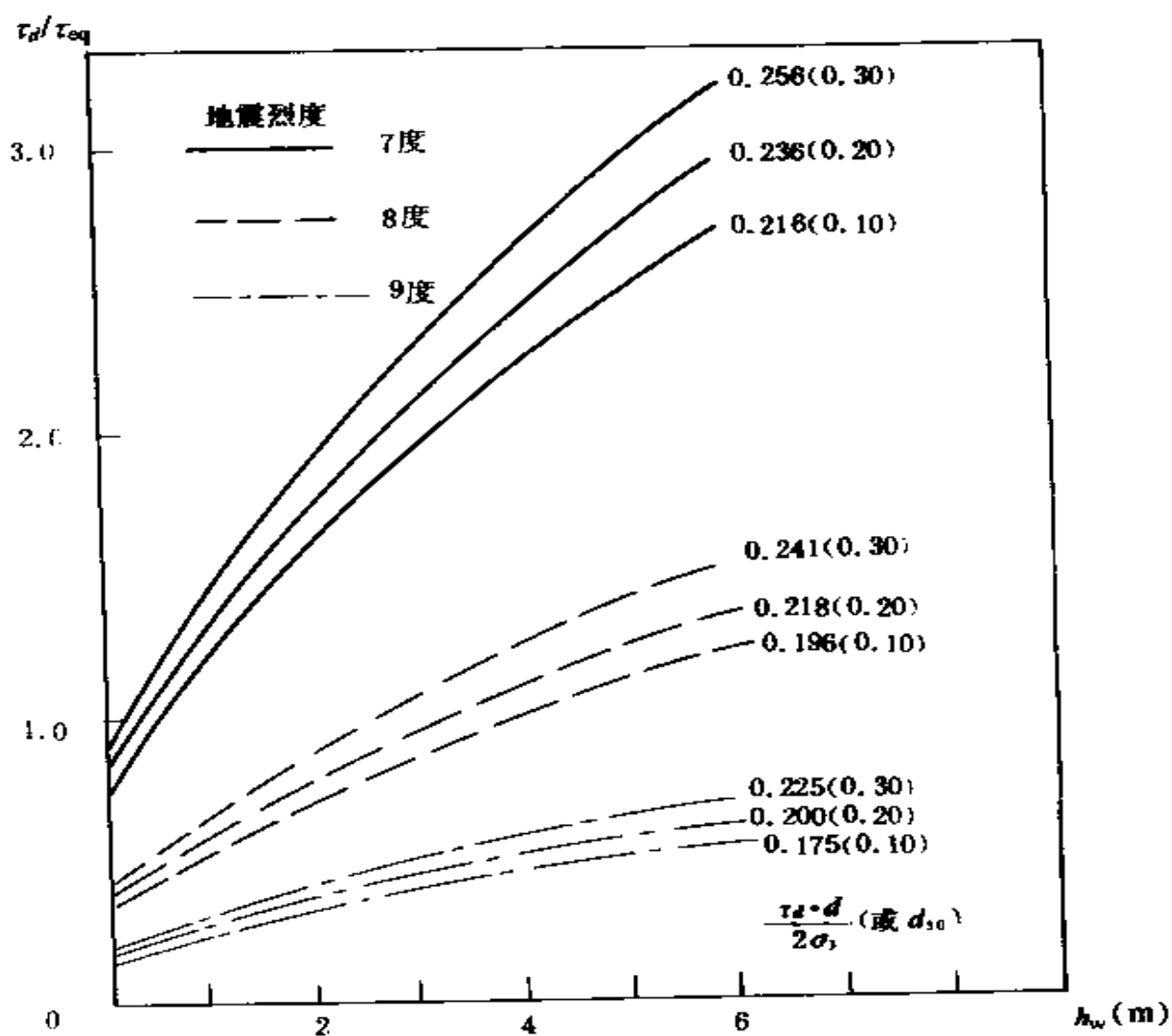


图 3-25 $\tau_d/\tau_{eq} - h_w$ 变化曲线
($h_s=3m, D_r=50\%, \beta=0.3$)

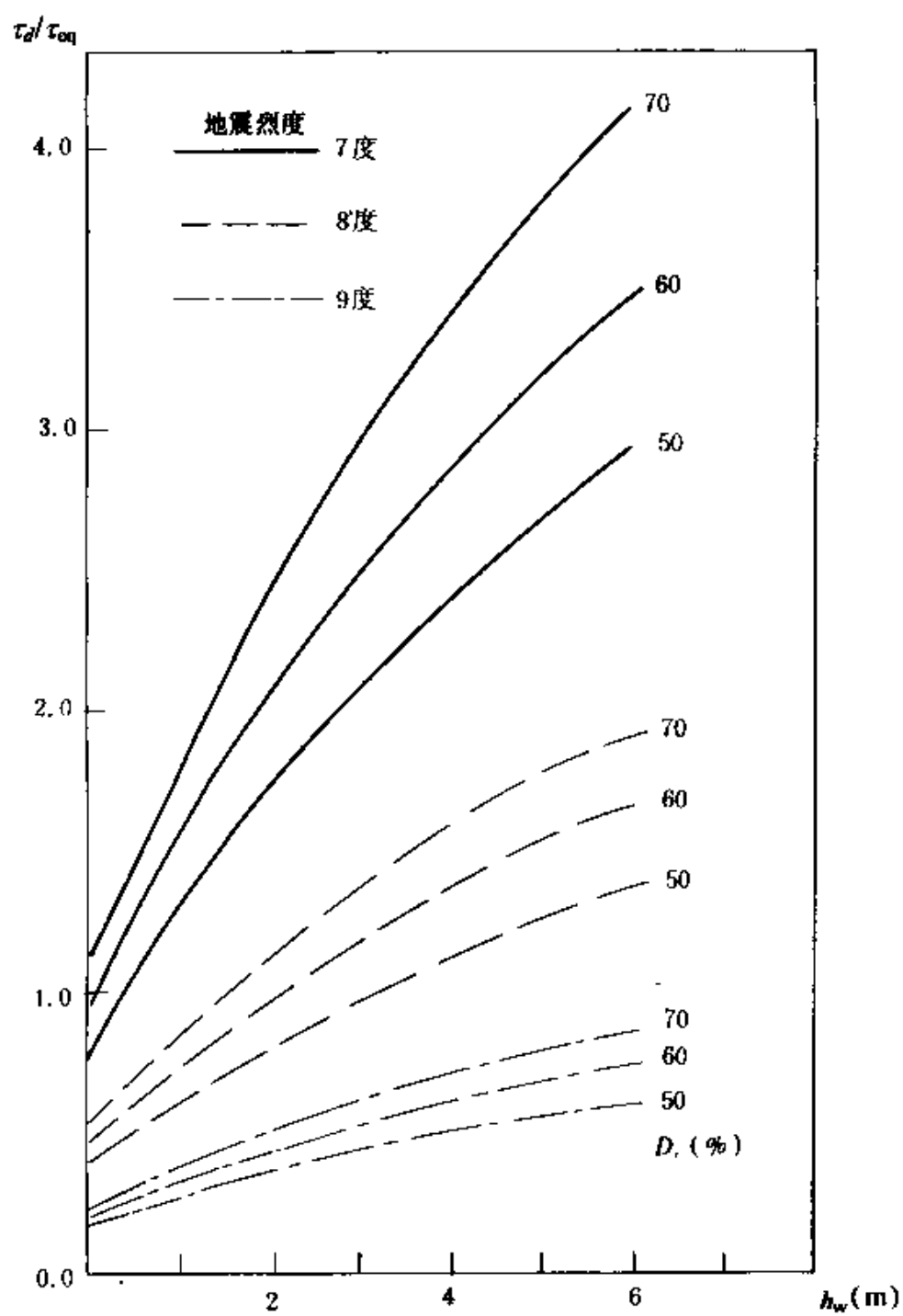


图 3-26 $\tau_d/\tau_{eq} - h_w$ 化曲线

($h_u=3\text{m}$, $d_{50}=0.2\text{mm}$, $\beta=0.3$)

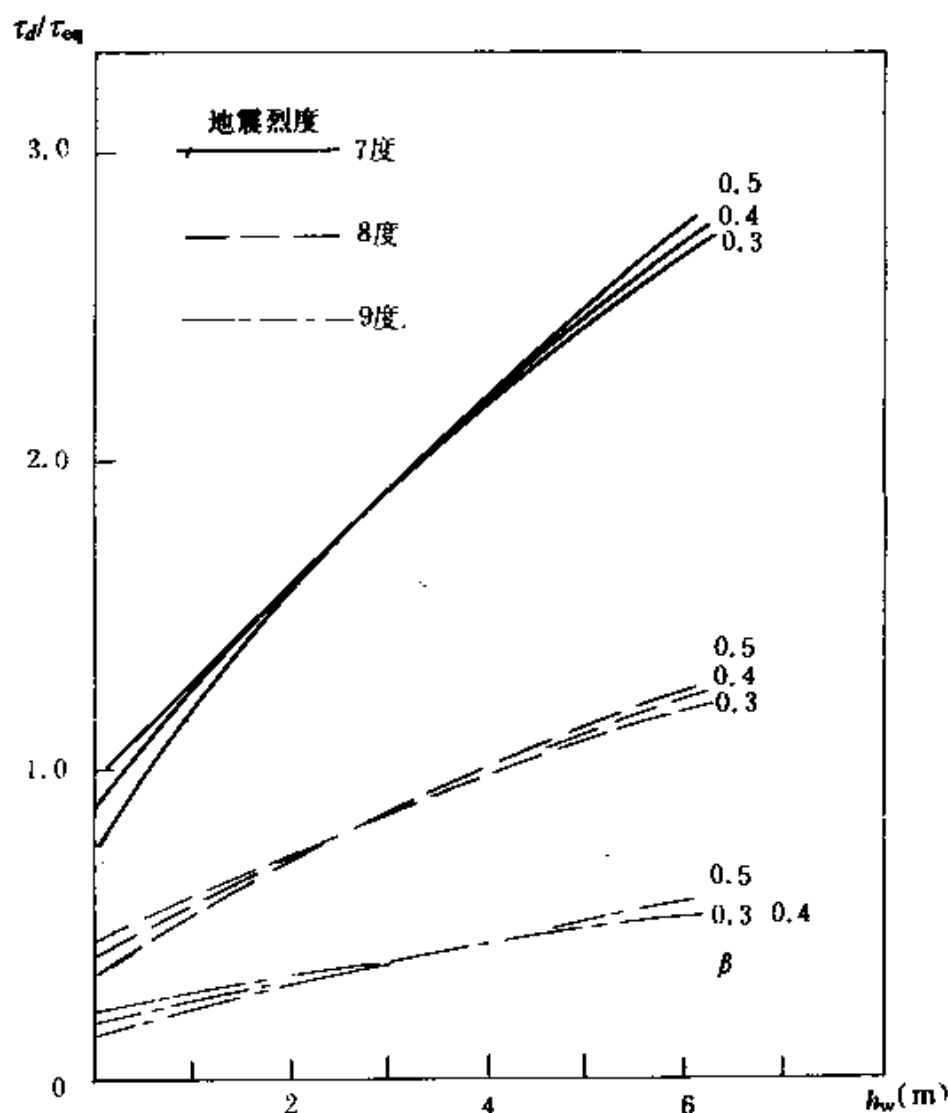


图 3-27 $\tau_d/\tau_{eq} \sim h_w$ 化曲线

($h_s=3m$, $D_r=50\%$, $r_{50}=0.2mm$)

(5)随着地下水位于 6m 深处上升时, β 对 τ_d/τ_{eq} 的影响反应是, 随着 β 的增大, $\tau_d/\tau_{eq} - h_w$ 关系呈现两头扩散, 在 $h_w=2 \sim 4m$ 中间区间几乎收缩在一起的曲线图像。这就说明, 在地下水位埋深在 2 ~ 4m 区间, 含水量对砂土液化的影响甚微。然而, 值得注意的是, 地下水位在浅表(地下水埋深在 2m 范围内)上升时, 较小的 β 相应获得较小的液化强度比值。 β 越小, 则表明土中的含水量越大, 很显然, 此时含水量越大, 砂土抗地震液化的能力越弱。换句话说, 随着地下

水位在浅表层上升,砂土的含水量必然增大,同时加速了土体的饱和,进而使得浅表层砂土在地震荷载作用下,更容易发生液化。

为进一步研究地下水位上升对砂土液化的影响,找出砂土液化的敏感区域,我们提出了液化强度比在单位深度的相对降低率的概念,其表达式如下:

$$K_{i,j+1} = \frac{\frac{\left(\frac{\tau_d}{\tau_{eq}}\right)_{i+1} - \left(\frac{\tau_d}{\tau_{eq}}\right)_i}{\left(\frac{\tau_d}{\tau_{eq}}\right)_{i+1}}}{\Delta h_{wj}} \times 100\% \quad (3-52)$$

式中, $K_{i,j+1}$ 表示地下由埋深 h_{wi+1} 处上升到 h_{wi} 处时的液化强度比在单位深度内的相对降低率; $(\tau_d/\tau_{eq})_i$ 及 $(\tau_d/\tau_{eq})_{i+1}$ 分别是地下水埋深为 h_{wi} 和 h_{wi+1} 时的液化强度比; $\Delta h_{wj} = h_{wi+1} - h_{wi}$, 为地下水埋深差; j 为地下水位埋深差计算序号。

由式(3-49), 进而式(3-52)可简化整理得

$$K_{i,j+1} = \frac{\frac{h_{wi+1} + \beta(h_s - h_{wi+1})}{h_{wi+1} + \alpha(h_s - h_{wi+1})} - \frac{h_{wi} + \beta(h_s - h_{wi})}{h_{wi} + \alpha(h_s - h_{wi})}}{\frac{h_{wi+1} + \beta(h_s - h_{wi+1})}{h_{wi+1} + \alpha(h_s - h_{wi+1})}} \frac{1}{\Delta h_{wj}} \times 100\% \quad (3-53)$$

$$= f(h_w, h_s, \beta)$$

由式(3-53)可知, $K_{i,j+1}$ 仅与地下水埋深 h_w , 上覆土层厚度 h_s 及土的含水量(因为 $\beta \propto 1/w$)有关。这就是我们所得到的地水位上升对砂土液化影响的共性反映的理论依据。

由式(3-53), 在所选择的各种参数组合下, 可得到如表 3-7 及图 3-28 和图 3-29 所示的 $K_{i,j+1}$ 的结果。

由表 3-6 及图 3-28 和图 3-29 及其建立、制成的根由此可见, 砂土液化强度比单位深度的降低率 $K_{i,j+1}$, 随着地下水位由下而上逐渐增大, 越接近地表, 降低率越大。当在所选择的参数中, 含水量最大(即 $\beta=0.3$), 上覆土层为最小($h_s=1m$)时, 降低率最大可达 96 %, 并显示出随 β 的减小(亦即含水量 w 增大)而增大的基本趋势。随着上

覆土层的加厚,降低率也随之减小,当上覆土层为 $h_s=9\text{m}$ 时,且含水量较小($\beta=0.5$)时,地下水位在浅表层时的降低率缩小到 11%,此时,随地下水位上升变化甚微。

表 3-7 K_i, K_{i+1} 值(%)计算表

h_s		1			3			6			9		
β		0.3	0.4	0.5	0.3	0.4	0.5	0.3	0.4	0.5	0.3	0.4	0.5
h_{wi+1} 0.5	h_{wi} 0.0	96	79	67	50	37	28	29	20	15	15	14	11
h_{wi+1} 1.0	h_{wi} 0.5	55	53	50	37	30	25	25	18	14	14	13	10
h_{wi+1} 2.0	h_{wi} 1.0	29	31	33	25	22	20	19	15	13	13	11	9
h_{wi+1} 4.0	h_{wi} 2.0	13	16	20	14	14	14	13	11	10	10	9	8
h_{wi+1} 6.0	h_{wi} 4.0	7	10	14	9	10	11	9	9	8	8	7	7

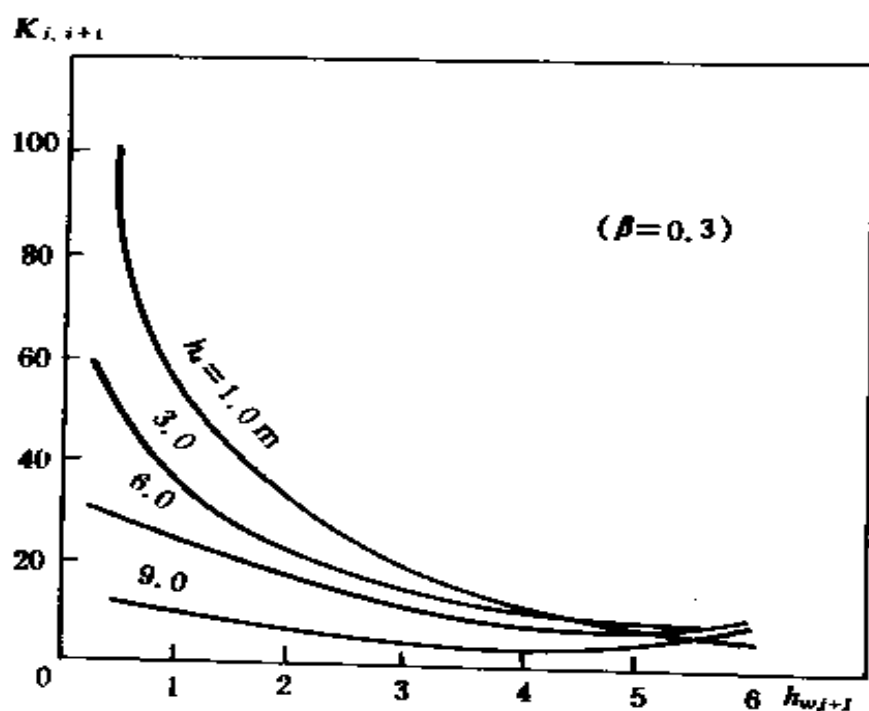


图 3-28 $K_{i,j+1} - h_{wi,j+1}$ 关系曲线

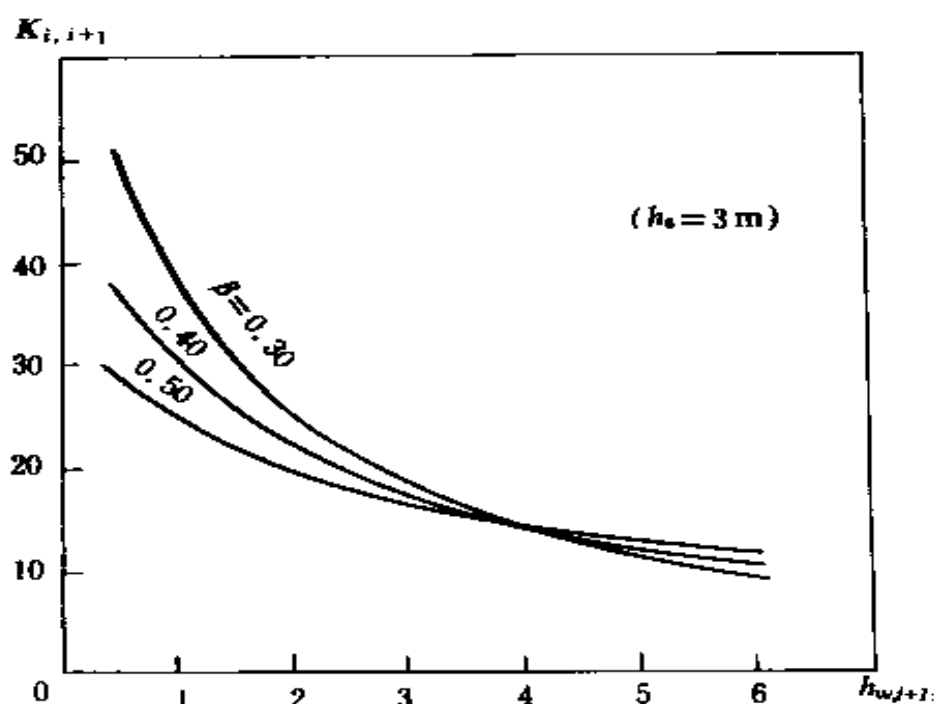


图 3-29 $K_{i,i+1} \sim h_{w,i+1}$ 关系曲线

上述表明,随着地下水位的上升,在所讨论的范围内,不同的地震烈度(分析考虑了 7 度、8 度和 9 度三种烈度情况)、液化应力比 $\tau_{wd}/2\sigma_3$ 、相对密度 D_r 、平均粒径 d_{50} , 在相同的砂土上覆层厚 h_s 及含水量 w (或 β)下,砂土抗液化的能力都具有相同的降低程度。地下水位越往上升,降低得越厉害,尤其当地下水位由 2m 处上升,反映出对其更为敏感的影响。这与我国近期的几次大地震液化资料所发现的,发生液化的场地,地下水埋深却在 2m 左右的结果相吻合。

同时,还表明了,这种浅层地下水上升砂土抗地震液化能力的降低影响,基本上是随着 β 的减小,亦即随着上体含水量 w 的提高而增大,并随着上覆土的浅化而加剧。

3.6 实例分析

3.6.1 用 Seed-I driss 法

唐山某工业场地砂土液化可能性的评价。此场地位于唐山市南

沙河两岸 I 级阶地上, 地形平坦, 地表至 8m 深度内除局部地段有 0.5 ~ 1.0m 粘土覆盖, 大部分为中细砂裸露地面, 8 ~ 10m 为灰 - 黄色有机质亚粘土(作为不液化层), 再往下至 16m 为粉细砂夹褐黄色亚粘土及轻亚粘土透镜体。场地地震烈度设为 8 度。

地下水埋深 $h_w=0, 2, 3, 4.3\text{m}$, 采用前章节所述的 Seed-Idriss 动剪应力对比法中的简化法, 所得的场地液化区域见图 3-30 所示。

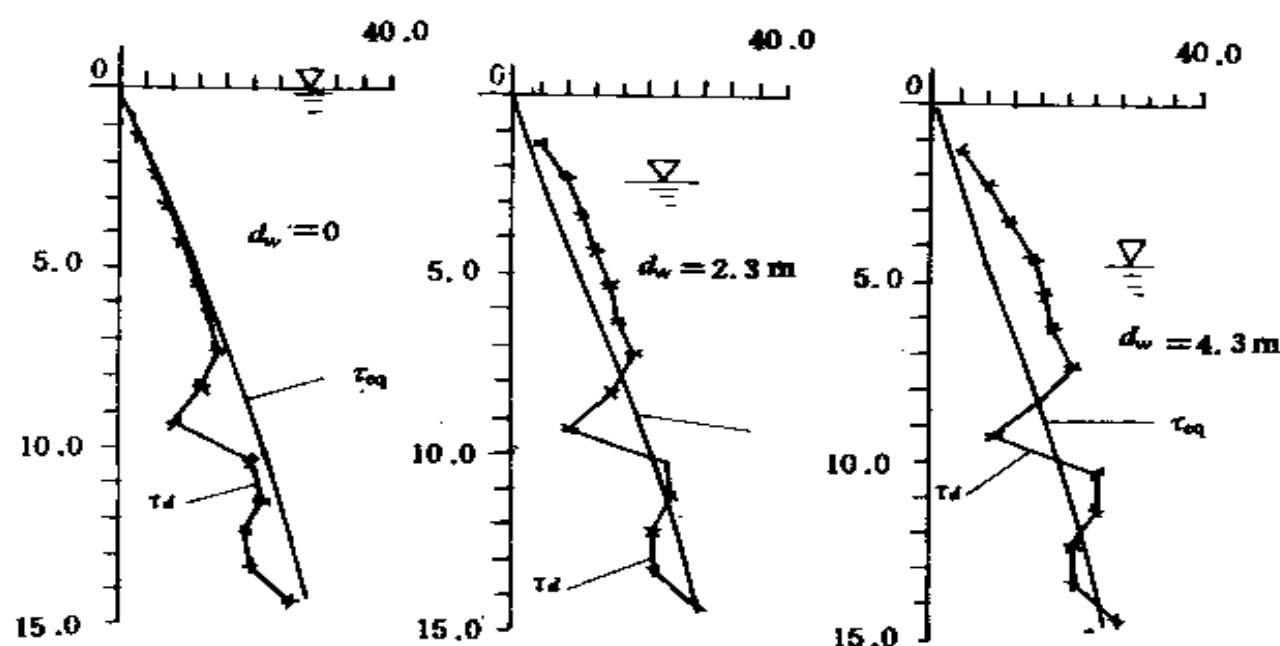


图 3-30 剪应力比法计算场地液化

由图可得出:

- (1) 当地下水埋深 $h_w=0$ 时, 0 ~ 15m 范围内土层全部液化(除 8 ~ 10m 不考虑液化外)。
- (2) 随着地下水埋深的加大, 液化深度处的 τ_{eq} 与 τ_d 的差值减小, 即表现为随地下水位下降, 液化程度降低。
- (3) 实际上地下水位对不同密度的饱和砂土液化势的影响程度是不同的, 其中松砂最为敏感。

3.6.2. 用规范判别式分析

海口某地河道防护工程, 经地质勘探获悉在顶部标高为 0.46 ~

4.17m 下, 存有一厚度范围为 1.40 ~ 15m 平均为 6.01m 的饱和、松散 ~ 中密的中粗砂层, 其标贯试验结果由表 3-8 所示。

根据国家地震区划, 海口地区基本地表烈度为 8 度, 又根据规范有关规定, 海口地区可不考虑远震影响。由于勘察孔全部都是水下作业, 表 3-8 所示的标贯结果所处的地下水埋深 h_w 皆按 0.00m 计。

表 3-8 标贯试验结果

地层	编号	标贯点深度 h_s	标贯击数 N_0	地下水深 h_w
中粗砂	(1)	0.95	14	0
	(2)	2.85	7	0
	(3)	7.95	16	0
	(4)	10.7	18	0

由规范判别式(3-47), 即

$$N_{cr} = N_0[0.9 + 0.1(h_s - h_w)]$$

标贯击数 N_0 按地震烈度 8 度近震取 10 击, 则可得到不同地下水位埋深 h_w 下的标贯临界击数 N_{cr} 与上覆层厚 h_s 之间的变化关系, 如图 3-31 中的各直线所示。

假定实测的标贯击数 $N_{63.5}$ 在地下水位变化中保持不变(实际上, 本例中 $N_{63.5}$ 将随着地下水埋深的加大是会有变化的, 会有所增大, 如此假定处于保守), 在图 3-31 中以折线表示。由

此可见, 随着 h_w 的减小, 亦即地下水位上升, 实测标贯击数 $N_{63.5}$ 落在液化区域的点子不断增加, 则表明砂土液化的范围在不断地扩大。

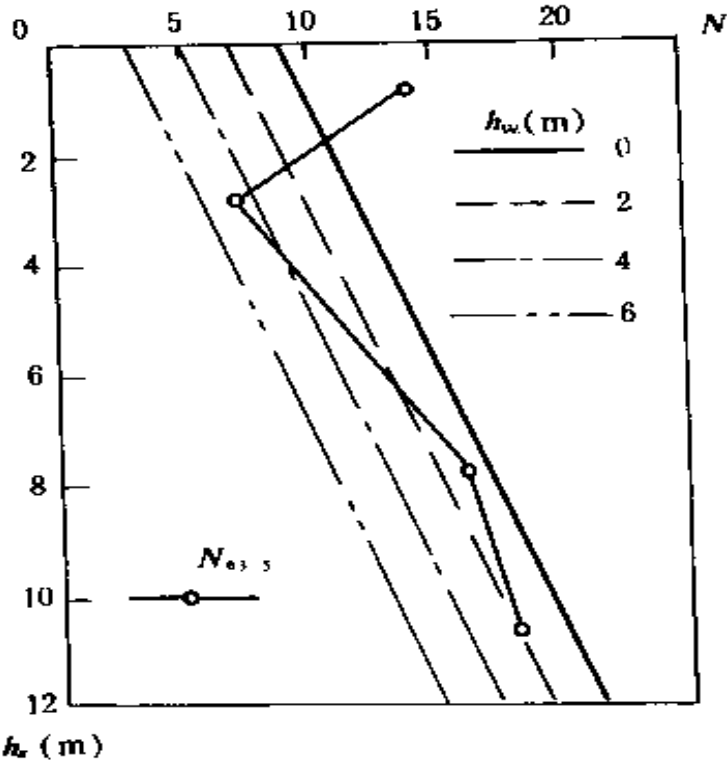


图 3-31 $N - h_s$ 关系

在上述基数上,进而可求得在不同地下水埋深 h_w 下的液化指数 I_{le} ,其结果列于表3-9。结果表明,当地下水位由埋深 $h_w=5\text{m}$ 处以上升至地表,砂土液化指数由0增大到12.4,即砂土液化等级由不液化,逐次转变为轻微液化、中等液化,直至逼近严重液化。这就进一步说明了,地下水位上升导致了砂土地震液化严重化的事实所在。

表 3-9 液化指数

h_w	0	1	2	3	4	5
I_{le}	12.4	9.3	6.9	5.1	2.9	0

3.7 地下水位上升对粘性土液化的影响

震害的宏观调查资料表明,液化非但在砂土中发生,也同样会在含有少量粘土颗粒、具有一定粘聚力的粉土中发生。表3-10、表3-11为1975年海城地震中对某些液化土的颗粒分析结果。表3-12、表3-13为1976年唐山地震中天津等地的液化土分析结果。这些资料足以证实液化土类不只局限于砂土,而已扩大到少粘土。

表 3-10

序号	粘土(%)	粉土(%)	砂(%)	土类	距地表埋深(m)
V 1	9.2 %	65.8	25	砂质粉土	0.50 ~ 2.1
V 2	3.0	7.0	90	粉砂	8.03 ~ 10.0
V 3	0	8.0	92	粉砂	5.20 ~ 12.26
V 4	0	5.6 ~ 3.8	94.4 ~ 96.2	粉砂	5.20 ~ 30.63
V 5	0	3.1	96.9	粉砂	8.55 ~ 15.15
V 6	3.4	11.9	84.7	砂质粉土	12.20 ~ 14.70
V 7	2.9	25.6	71.5	砂质粉土	0.95 ~ 11.08
V 8	2.0	10.6	87.5	砂质粉土	11.80 ~ 15.35
V 9	8.2	17.8	74	砂质粉土	4.84 ~ 9.16
V 10	6.2	34.8	69	砂质粉土	7.20 ~ 0.3
V 11	9.0	28.0	63	砂质粉土	7.52 ~ 10.82

表 3-11

地 点	喷出物	钻 孔 取 样			
	D_{50}	D_{50}	孔隙比 e	塑性指数 I_p	稠度 B
营口造纸厂	0.068	0.081	0.79	6	1.82
营口造纸厂			0.75	6	1.17
营口造纸厂			0.87	9	1.22
营口十二中学		0.085	0.80	6	1.17
营口木器厂		0.094	0.72	5	1.60
营口木器厂		0.084	0.67	5	1.60
营口木器厂			0.88	8	2.38
营口渔轮厂	0.058	0.058	1.02	9	2.11
营口造船厂		0.067	0.82	8	1.60
平均值	0.063	0.078	0.81	7	1.07

表 3-12

钻孔 编号	取土深度	颗粒组成百分比					容重	孔隙比 e	液性 指数 I_L	塑 性 指数 I_p	土壤名称
		>	0.10	0.05	0.01	<					
		0.1 mm	0.05 mm	0.01 mm	0.005 mm	0.005 mm					
46-2	2.60 ~ 2.75	1	78	15	2	4	1.99	0.711	0.82	8.3	粘质粉土
76-2	2.60 ~ 2.75	1	79	10	1	9	1.98	0.724	0.82	8.8	粘质粉土
78-2	2.50 ~ 2.65		70	19	1	10	2.05	0.650	0.75	9.3	粘质粉土
78-3	6.01 ~ 6.25	1	76	18	1	4	1.97	0.707	0.47	7.0	粘质粉土

均匀循环荷载下孔隙水压力上升随循环周期的变化如图 3-32 和图 3-33 所示。图 3-32 是 Seed 等根据土的密度不同的均匀细砂的试验结果;图 3-33 是我国中科院工程力学研究所根据粘土的试验结果。由比较可见,尤其是低循环荷载比情况下的低塑性土,孔隙水压力发展趋势与密砂的情况比较接近。即一加荷载就能显示出明显的

表 3-13

取样地点	土样编号	取土深度 (m)	稠度界限			颗粒组成百分比%						土壤类别 (按塑性 指数分类)	土壤类别 (按颗粒 分析分类)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
			液 限 %	塑 限 %	塑 性 指 数	相 度	砂																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
							粒径大小(cm)							粘土	粉土	粘土																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
							2.0	0.5	0.25	0.10	0.05						0.005																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			

应变，但其速率渐降并趋于零，它并不像饱和松砂那样出现孔压陡增和应变突然增大的土粒崩解式的液化现象，而在发生初始液化后，仍具有一定的抗剪能力，即剪切模量仍保有较大的值。

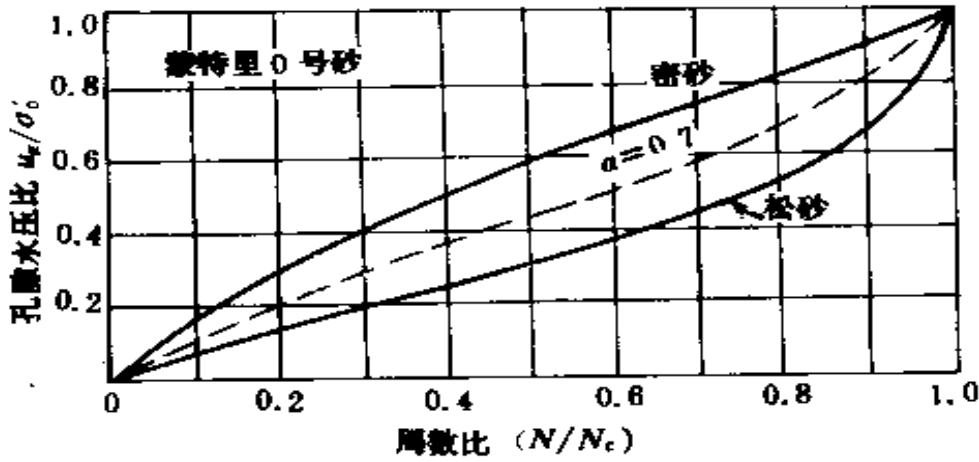


图 3-32 砂上的归一化的动孔压曲线 (据席德)

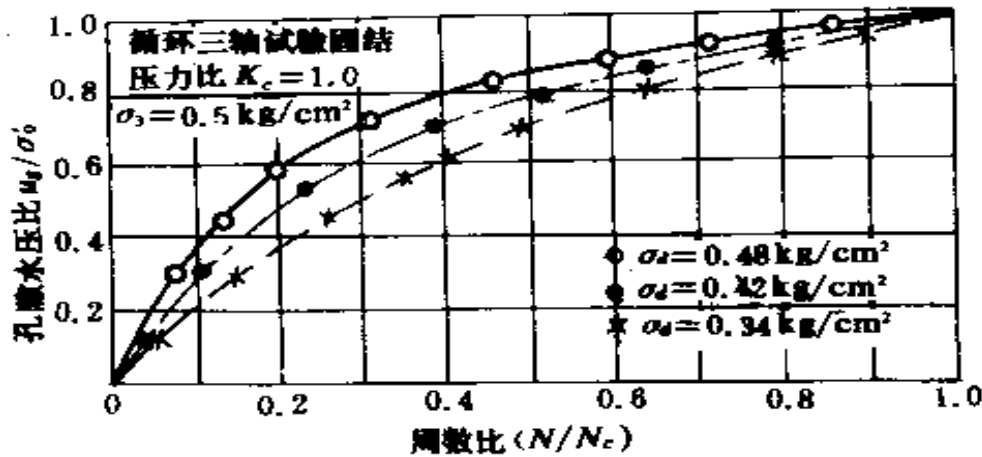


图 3-33 砂质粉土的归一化的动孔压曲线
(据中科院工程力学所)

粉土兼有砂性土和粘性土的某些特征。由于这类土含有大量的砂粒，粘粒含量较低，故有类似于砂类土的性质，在循环剪切作用下会发生土粒结构的不可逆的改变，在饱和和不排水的循环剪切下发生孔隙水压力，直至循环孔压比达到 100 % 和发生液化，但由于粉土内含有一定量的粘粒，使它在液化和其它性质方面与纯砂有着一

定的差别。

由于影响砂土和粉土液化的基本因素相同,这就决定了粉土液化的规范判别式,可在砂土液化判别式的基础上用修正临界标准贯入击数的方法,即所谓等效击数修正法来解决,选用粘粒含量 ρ_c 作为反映粉土液化的特性指标,因而得到前章节所述的式(3-22)的统一液化判别式,即

$$N_{\alpha} = N_0[1 + 0.1(d_s - 3) - 0.1(d_w - 2)]\sqrt{\frac{3}{\rho_c}}$$

由此判别式可见,对于粘土($\rho_c > 3$)较砂性土的液化判别式,仅多了 ρ_c 粘粒含量此项。对于粉土而言,粘粒含量 ρ_c 越大,则 N_{α} 越小,亦即粉土的不发生液化的区域在扩大,除此外,具有与砂土所具有的其它因素对液化势的影响变化情况,即上述讨论的地下水位对砂土液化变化影响,基本上对粉土的液化分析也可借鉴,至少可以说在运用规范判别式下是如此。

参 考 文 献

1. Martin, G.R., Finn, W.D.L. and Seed, H.B. Effects of System Compliance on Liquefaction Tests, Journal of The Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 104, No GT4, 1978
2. Koning, H.L. Some Observations on The Modulus of Compressibility of Water, Proceedings. European Cong. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, 1963
3. Seed, H.B and Idriss, I.M. A Simplified Procedure for Evaluating soil Liquefaction Potential, Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 91, No. SM4, 1975
4. 中国城乡建设环境保护部主编. 建设抗震设计规范(GBJ11-89). 中国计划出版社, 1990
5. 谢君斐. 关于修改抗震规范砂土液化判别式的几点意见. 地震工程与工程振动, 1984 年 4 卷 2 期
6. 地基与基础译文編集. 地基基础译文——砂土液化. 中国建筑工业出版社, 1979
7. 周锡元等. 场地、地基、设计地震. 地震出版社, 1990
8. 张克绪、谢君斐著. 土动力学. 地震出版社, 1989
9. 屠洪权、周健. 地下水位上升引起的液化势变化分析. 工程抗震, 1994 年第 3 期

第四章 地下水位上升对震陷的影响

4.1 震陷产生的原因

震陷,即土层在往返荷载作用下产生的附加沉降。震陷所引起的震害,在某些范围内是相当严重的。震陷可发生在多数地基土中,尤其在软粘土和饱和不排水砂性土地基土中的震陷更为严重。如唐山地震时,天津塘沽新港等沿海区造成了软土地基上建筑物的普遍震陷,震陷量达 30cm 左右,有的建筑物发生了显著的倾斜;由通坨上行线咎各庄至坨子头的一段铁路,由于沂河故道砂层震后普遍液化,路面产生波状不均匀震陷,震陷量最大达 2m;汉沽富庄村震前地形十分平坦,震后整个村几乎整体性震陷下沉,震陷量达 2.8m 左右,震陷面积达 $1 \sim 1.5 \text{ km}^2$ 。又如 1964 年日本新潟地震时,新潟城内大约有 340 幢建筑物遭到震陷破坏,最大震陷量达 3.8m,建筑物普遍发生沉陷和倾斜。产生震陷的主要原因为:其一,土层的软化。早在 60 年代和 70 年代初,美国的 Seed 等人和我国国内的有关学者对几种软粘土的震陷作了试验研究,其结果表明,经动应力(动应变)往返作用后的试件孔隙水压力增高,抗剪强度减小,刚度随之下落,表现出明显的软化现象。对于饱和不排水砂土,在往返荷载作用下,砂土的静模量也同样会降低,砂土的液化也便认为是软化的一种表现形式。其二,土的再固结变形。在短期往返荷载作用下,在饱和砂土、粉土及软粘土中产生孔隙水压力,由于土体的渗透系数较小,在 $10^{-6} \sim 10^{-8}$ 的数量级范围内,故地震期间孔隙水压力不易消散,则震后孔隙水压力随着时间不断消散,引起土体的再固结变形;在长期往返荷载作用下,还须考虑震动过程中孔隙水压力的产生与消散的反复与积累,而最终引起的再固结变形。

对于饱和软粘土产生震陷的原因,有学者还认为,由于饱和软

粘上的土粒空隙间冲满了不可压缩的水，且土体的渗透性非常低，在短瞬间的地震作用下，土体不可能产生固结排水。通常认为这种土在地表时是不可压密的。然饱和软粘土静强度较低，且具有一定的结构性，因此在往返荷载的反复作用下，其结构抗剪强度随着振动历时及振动往返次数的增加而降低。当承受的应力超过了土体结构抗剪强度时，土体中产生塑性剪切破坏，同时产生大幅度的剪切变形。

4.2 震陷的计算分析法

作为震陷分析手段的震陷计算方法，由于所考虑的震陷产生原因的侧重面的不同，而相应有不同的计算方法。大多数方法是建立在理论与实验结果相结合的基础上的，下面我们来介绍这些方法。

4.2.1 软化模式

软化模式源于土层在震动(或振动)作用下会软化这一考虑，其基本概念是土层在往返剪切作用下变软了，模量降低了，因而产生震陷值。

我们所采用的力学模型如图 4-1 所示。由此来形象直观地描述土中的软化效应。土上的总刚度 K_{ip} 由两种刚度 K_i 和 K_p 组成：

$$K_{ip} = \frac{1}{\frac{1}{K_i} + \frac{1}{K_p}} \quad (4-1)$$

假如震动前在白重应力下产生的初始位移为 ε_i ，由于振动前 K_p 比 K_i 大得多， ε_i 几乎都是 B 单元产生。在地震荷载作用下，产生相应的应变 ε_p ，而此时 K_i 保持不变， K_p 却随震动而减小，故 ε_p 完全由单元 A 产生的，而且随时间而变化，且是不可恢复的。与实际相应的是，地震荷载的反复作用使土变软了，表现在刚度或模量减小。

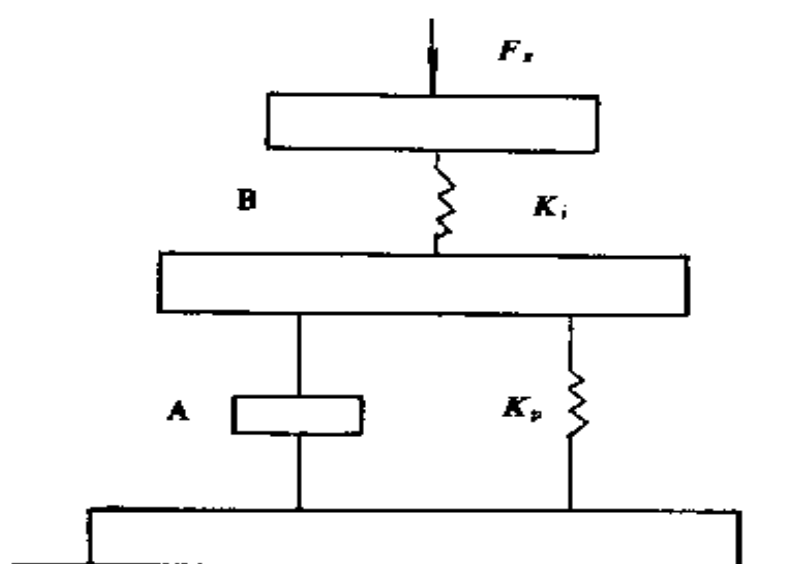


图 4-1 软化模型示意图

在用二维有限元进行震陷分析时,用土单元的初始模量 E_i 和拟割线模量 E_p 替代上述刚度中的 K_i 和 K_p ,求得软化后土的模量 E_{ip}

$$E_{ip} = \frac{1}{\frac{1}{E_i} + \frac{1}{E_p}} \quad (4-2)$$

$$E_p = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_p} \quad (4-3)$$

σ_d 为单元中的动应力, ε_p 为残余应变,由试验确定。

震陷分析的基本过程,即进行两次静力有限元分析,第一次用 E_i ,第二次用 E_{ip} ,两次静力分析求得的位移之差即为待求的震陷值。中间还需进行动力有限元分析以确定单元中的动应力 σ_d 值。图4-2所示的框图说明了试验与计算之间的联系。

4.2.2 残余变形模式

座落在软粘土上的建筑设施在动力荷载作用下所产生的沉降,迄今所观测到的大体上有两类:一类是,地震作用下,建筑物在短瞬间内突发性超量沉陷以及由于不均匀沉降而导致建筑物发生显著倾斜。例如前面所述的1976年唐山地震引致天津塘沽新港地区建在饱和

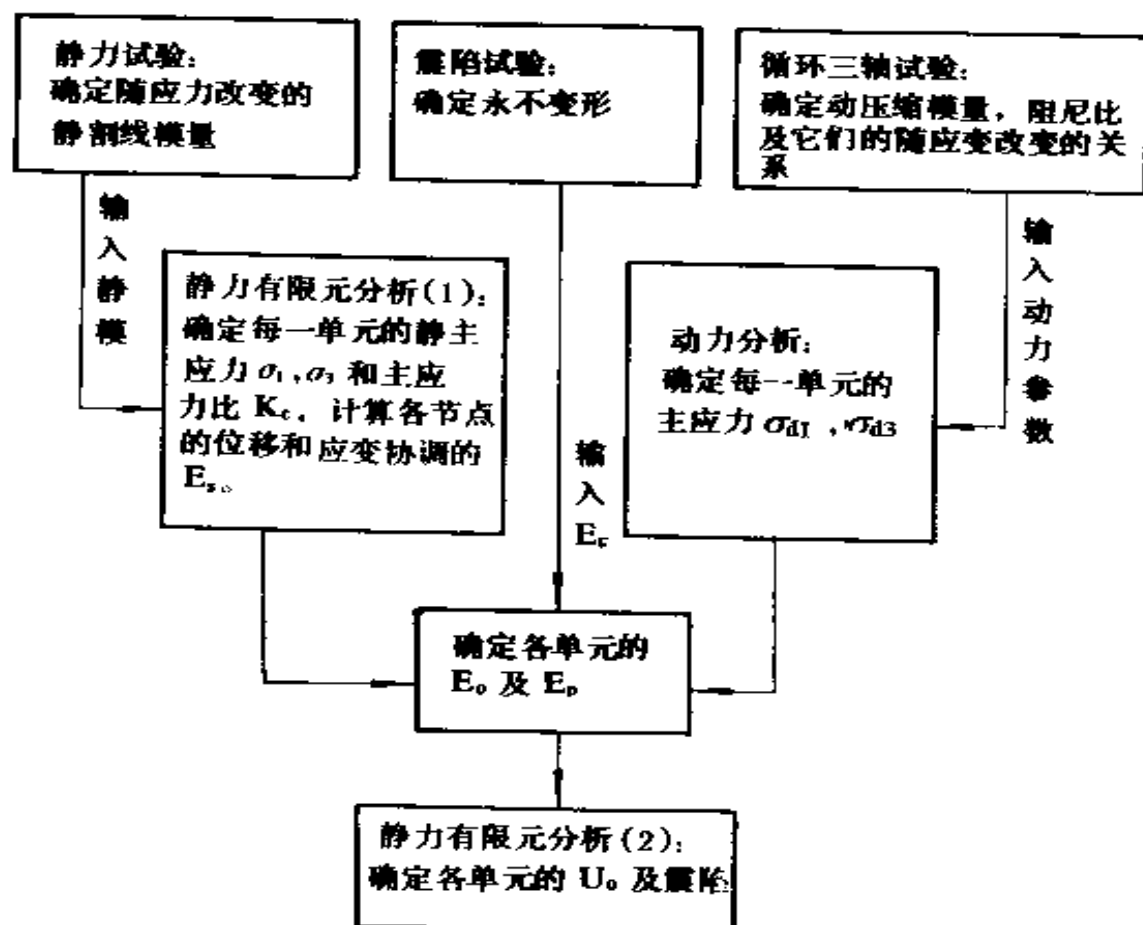


图 4-2 计算震陷步骤框图

软粘土上的建筑物震陷量达到 30cm 左右; 还有 1957 年和 1985 年的墨西哥城大地震以及 1957 年日本宫城冲地震, 都使得软土地区发生了严重的震陷。另一类是, 大量建在软粘土地基上的飞机跑道、机场停机坪、过江隧道以及公路与铁路的路基在相应的交通荷载作用下所表现出的不均匀沉降, 也可以引起软粘土的沉陷问题。日本道路协会曾对交通荷载引起基础地基沉降作过一些实际观测, 其结果如图 4-3 所示^[1]。在道路路堤和路面荷载引起的沉降的基础上, 增加了开放交通以后的新的沉降。这种沉降是由交通荷载所引起的。

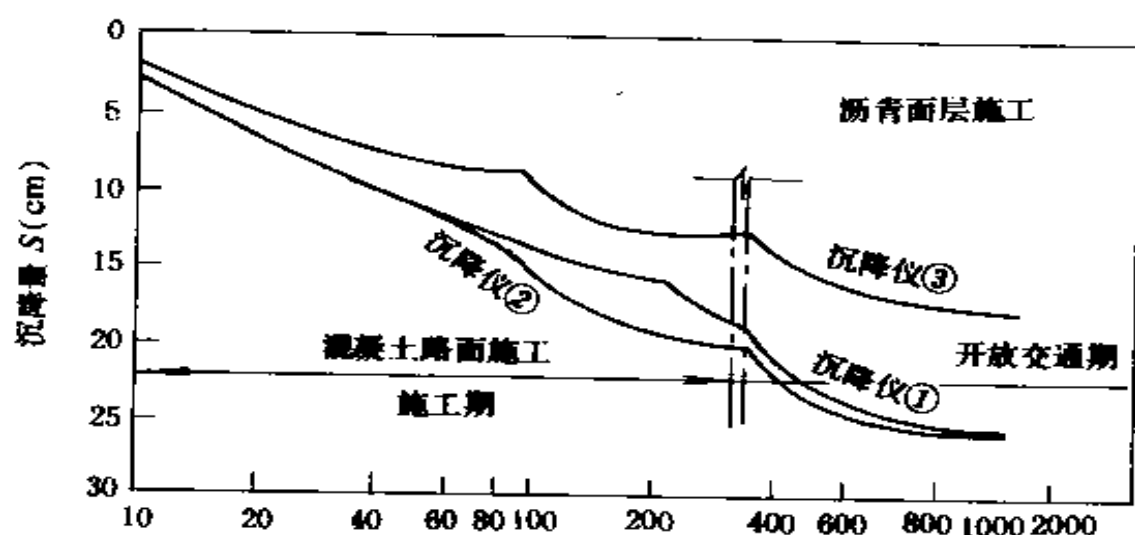


图 4-3 路堤施工中与开放交通后的沉降曲线

地震作用是一种短期的循环加载情况，在地震期间，粘土层可视为处于不排水之中；与此不同的是，各类交通荷载作用则是一种长期循环加载情况，此时，粘土层被认为是部分排水的。由动力荷载引起的残余变形可分为两种：一是动力加载下土体中的不排水瞬时变形中的不可恢复部分；二是土体中所产生的孔隙水压力的消散所引起的再固结变形。

估算建筑物在地震作用下或各类设施在交通荷载下，由软粘土的残余变形而可能产生的附加沉降量，对实际工程具有重要的意义。目前，现有的估计动力加载下的附加沉降的定量方法，大都建立在前小节所述的在 60 年代由 Seed 等人提出的软化效应的模式上^[2]。如国内有石兆吉等人提出的震陷计算的有限元法^[3]，以及郁寿松等人对上海地铁隧道振陷计算分析所运用的方法^[4]，都是在软化模式与实验结果相结合之下建立起来的，该模式只能计算最终震陷量。

根据实际存在的动力荷载的长期性和短暂性两种不同情况，以及对在不同动力加载条件下软粘土残余变形特性的了解、分析，我们将提出动力加载下的软粘土的残余变形计算模式，即建立对正常固结土进行三轴试验时在相应的加载次数下不排水剪应变、剩余孔隙水压力的变化进行估计的方法，进而来确定建在软粘土上的建筑

物及交通设施等在动力加载下的瞬时沉降和孔隙水压力消散引起的再固结沉降而叠加成的附加沉降。

1. 残余变形计算模式

我们在对日本 Ariake 重塑土进行三轴试验获得相应结果的基础上, 建立动力荷载作用下软粘土的残余变形计算模式。

(1) 循环应力比公式

图 4-4 所示的循环应力比(q_{cyc}/P_c)与循环加载次数 N 之间的由实验所得的关系, 可由下列公式表示:

$$\frac{q_{cyc}}{P_c} = aN_f^b \quad (4-4)$$

式中, q_{cyc} 为循环加载, P_c 为静总平均应力, N_f 为等压达 5 % 双峰值剪应变时或偏压达 5 % 最大峰值剪应变时的循环周数, a, b 是实验常数, $a=0.553, b=-0.058$ 。

在实际运用时, q_{cyc} 即为相应的地震作用或交通荷载。若地震作用为动载时, 可用两倍于 Seed 等人提出的等效均匀水平地震剪应力 (即 $2\tau_{eq}$) 来替代。

(2) 孔隙水压力模式

为了建立循环加载导致的孔隙水压力与下述的不排水残余应变的公式, 先介绍两个参数。

第一个参数是在等压情况或偏压情况下的归一化循环应力比, 定义如下:

$$\eta^* = \frac{\eta_{p,c} - \eta_s}{\eta_f - \eta_s} \quad (4-5)$$

其中

$$\eta_{p,c} \text{ 为当前有效应力比, } \eta_{p,c} = \begin{cases} \frac{q_{cyc}}{P_c - \frac{q_{cyc}}{3}} & \text{等压情况} \\ \frac{q_{cyc} + q_s}{P_c + \frac{q_{cyc}}{3}} & \text{偏压情况} \end{cases}$$

$$\eta_s \text{ 为初始有效应力比, } \eta_s = \begin{cases} \frac{q_{cyc}}{P_0 - \frac{q_{cyc}}{3}} & \text{等压情况} \\ \frac{q_{cyc} + q_s}{P_0 + \frac{q_{cyc}}{3}} & \text{偏压情况} \end{cases}$$

η_f 为破坏点的有效应力比。

第二个参数是表示循环破坏可能性的新参数:

$$NN = \frac{\log(N+1)}{\log(N_f+1)} \quad (4-6)$$

式中, N 是加载循环次数。

由式(4-6)给出的参数, 在循环加载开始时为 0; 破坏时为 1。

进而由实验室试验可得 η^* 与 NN 两参数间的关系如图 4-5 所示。

两者关系可由下式来表述:

$$\eta^* = \frac{NN^{c_2}}{c_1 - (c_1 - 1)NN^{c_2}} \quad (4-7)$$

式中, c_1, c_2 是实验参数, $c_1=2.7, c_2=1.5$ 。

在循环三轴试验的基础上, 可得到图 4-6 所示循环导致的孔隙水压力比 U/U_f 与循环应力比 η^* 之间的关系为:

$$\frac{U}{U_f} = \frac{\eta^*}{c_3 - (c_3 - 1)\eta^*} \quad (4-8)$$

式中, U_f 是当双峰剪应变达到 5 % 时的剩余孔隙水压力, $c_3=0.5$ 是实验参数。

联立式(4-6), (4-7), (4-8)便可得循环导致的孔隙水压力比。

然后, 循环导致的孔隙水压力由式(4-8)转换为

$$U = \frac{\eta^*}{c_3 - (c_3 - 1)\eta^*} U_f \quad (4-9)$$

其中, U_f 由下式给定:

$$U_f = \frac{P_c - (q_{cyc} + q_s)}{\eta_f} \quad (4-10)$$

(3) 残余应变公式

在实验的基础上,如图4-4~图4-7所示的循环加载下的不排水残余应变与循环应力比之间的关系,由下式来确定:

$$\varepsilon_p = \frac{\eta^*}{d - (d - 20)\eta^*} \quad (4-11)$$

式中, ε_p 即为不排水残余应变; $d=30$, 是实验参数。

为检验上述提出的实验所得的经验公式的可行性,我们将由此计算得到的、不排水或部分排水情况下的孔隙水压力和不排水残余应变值与观测值进行了比较。图4-8与图4-10是不排水情况下孔隙水压力与残余应变计算值与观测值的比较结果;图4-9与图4-11则是部分排水情况下的比较结果。由此表明,计算与观测在数值上有较好的吻合。

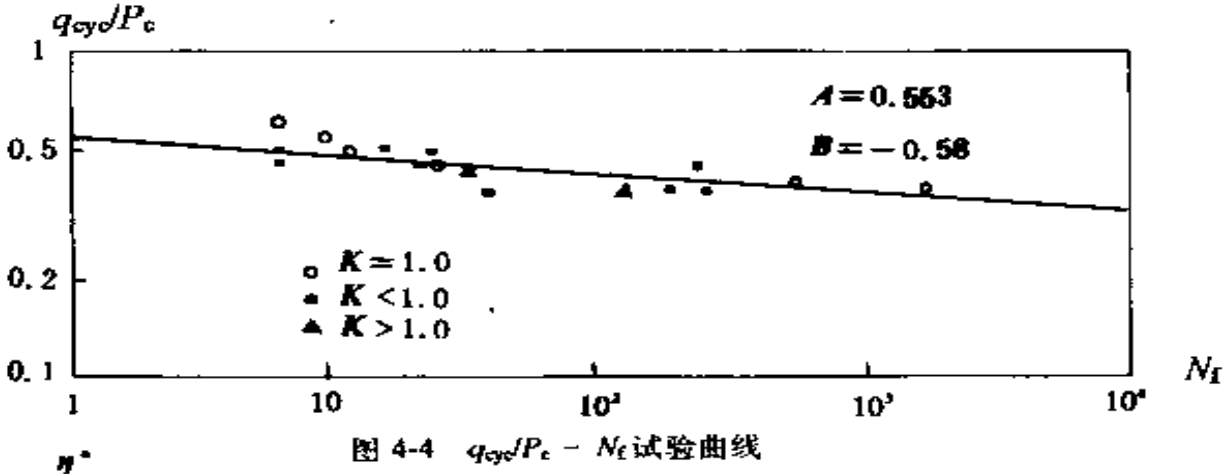


图 4-4 $q_{cyc}/P_c - N_f$ 试验曲线

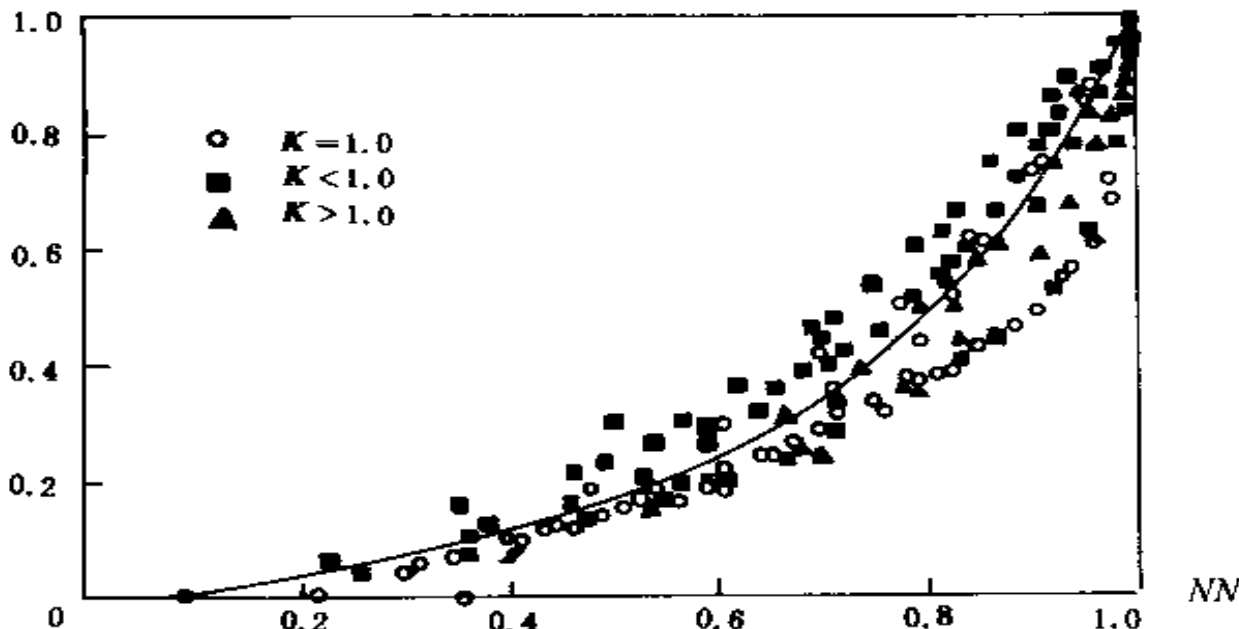


图 4-5 $\eta^* - NN$ 关系试验曲线

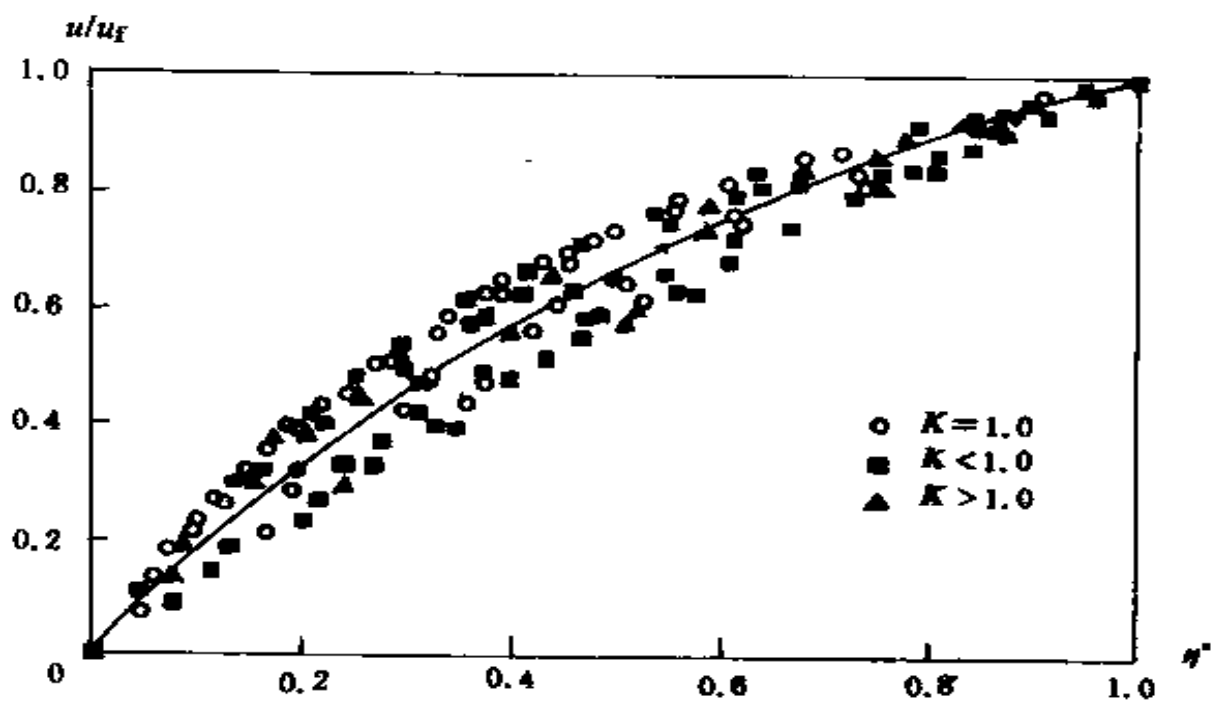


图 4-6 $U/U_\infty \sim \eta^*$ 关系试验曲线

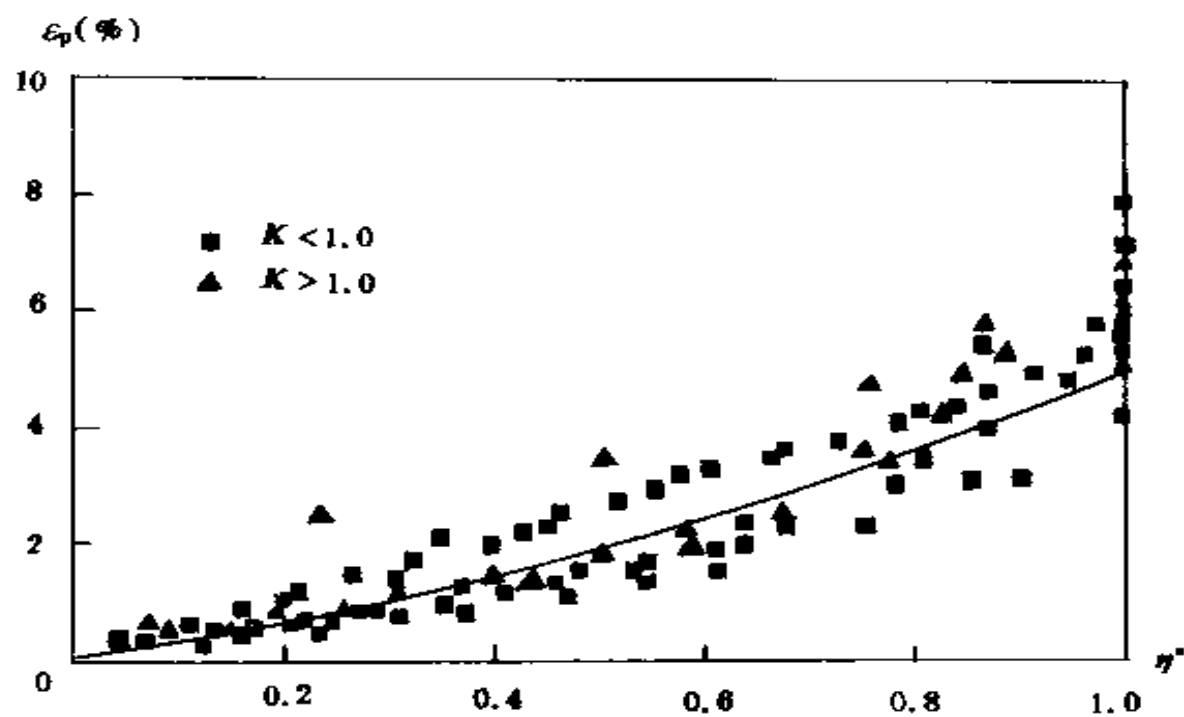


图 4-7 $\epsilon_p \sim \eta^*$ 关系试验曲线

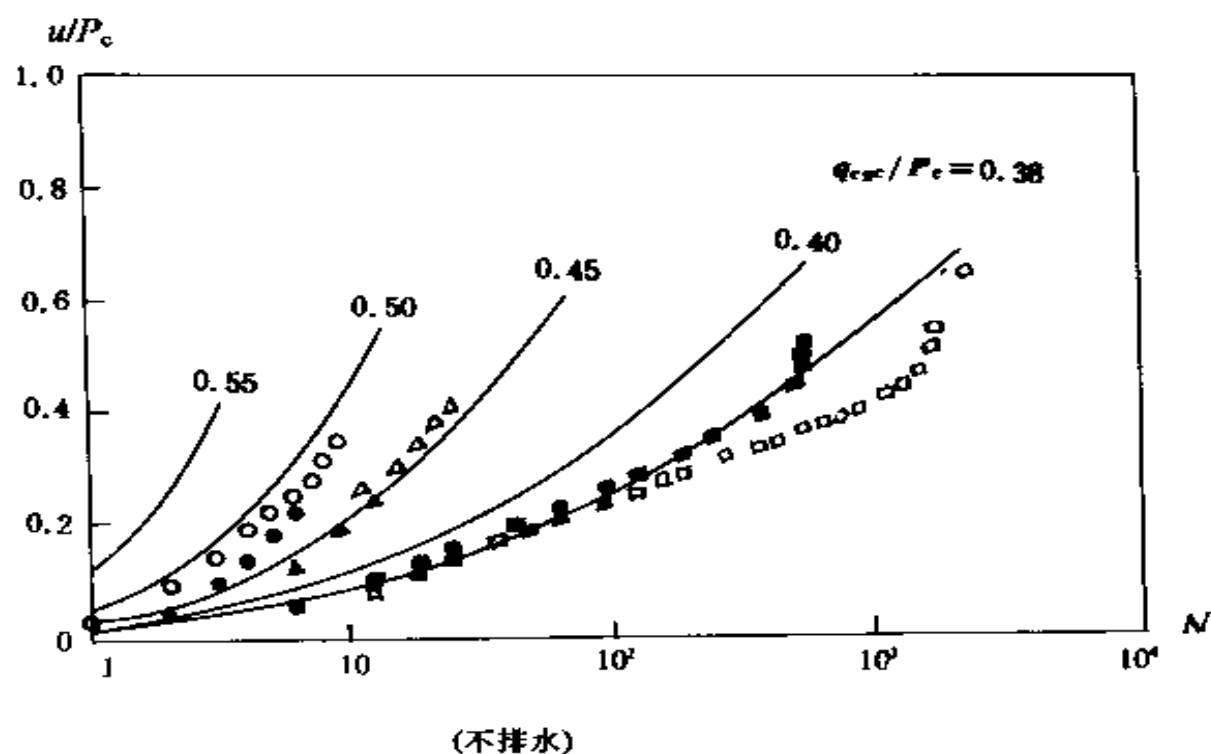


图 4-8 孔压计算值与观测值的比较结果

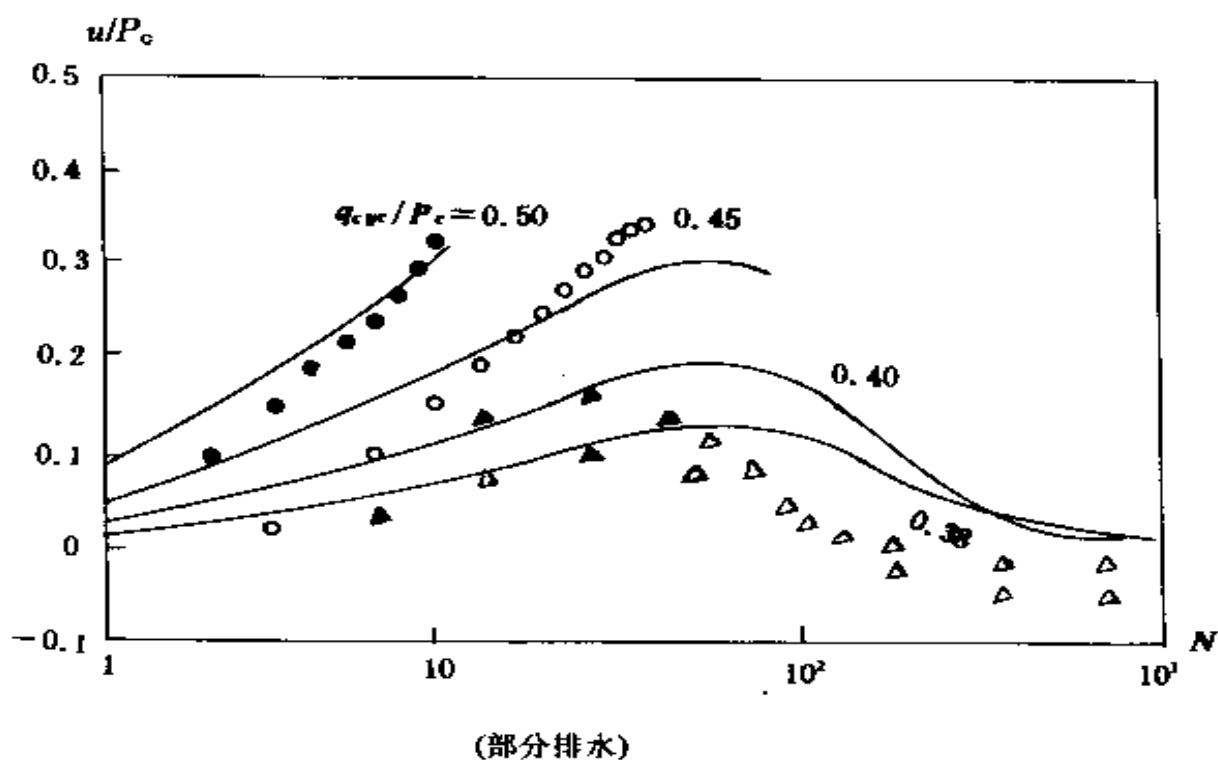


图 4-9 孔压计算值与观测值的比较结果

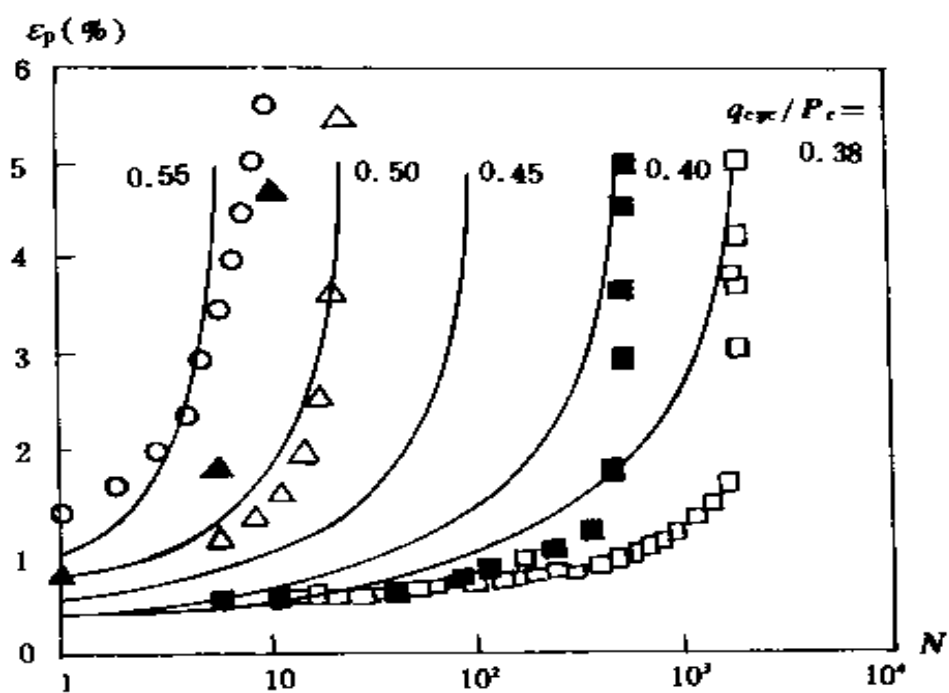


图 4-10 不排水情况下的残余应变计算值与观测值的比较

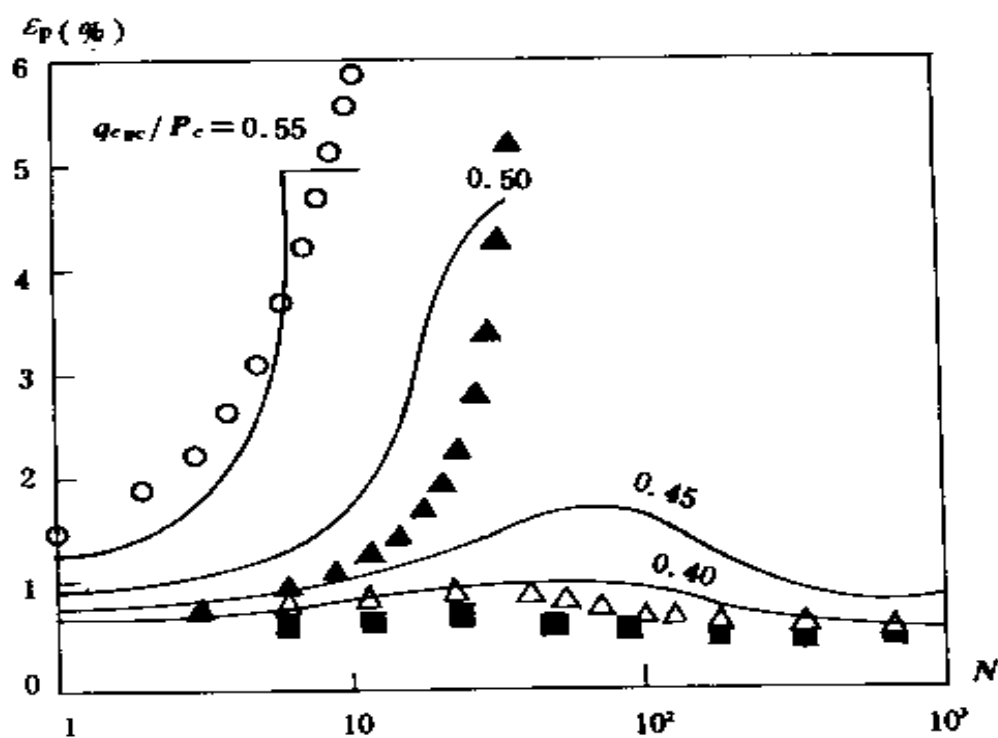


图 4-11 部分排水情况下的残余应变计算值与观测值的比较

2. 建筑设施的附加沉降估算

动力荷载作用引起的软粘土地基上的建筑物或交通设施的附加沉降 S_T ,正如前面所述的是由不排水沉降 S_{VR} 和振后再固结沉降 S_u 所组成,见沉降组成示意图4-12。这样,可得到:

$$S_T = S_{VR} + S_u \quad (4-12)$$

(1) S_u 的计算

振后沉降 S_u 是由循环加载所产生的剩余孔隙水压力决定的,循环加载方式须考虑两种:

①地震短时动载作用。此时由于所研究的震动沉陷的对象是透水性较差的软粘土,其渗透系数一般在 $i \times 10^{-6} \sim i \times 10^{-8}$ 之间,它们在短暂的地震作用过程中,所产生的孔隙水压力可视为难以消散。故一次地震所产的剩余孔隙水压力即可由式(4-8)来确定。进而由该孔隙水压力的震后消散求得相应的固结沉降。

②考虑诸如交通荷载这种长期动载作用。由于此时产生的孔隙水压力有一个产生和消散的反复过程,引起土体再固结变形的最终结果,是由这一反复过程而致的孔隙水压力的累积消散所产生的。故不能直接以式(4-8)所确定的孔隙水压力作为消散引起的最终再固结变形的依据,还须借助于比奥(Biot)或太沙基的有关孔隙水压力的消散理论,求得孔隙水压力的发展和消散过程,由此来推得再固结沉降的过程,然后才能求得最终的振后沉降。

当然,也可以借助 Biot 或太沙基的孔隙应力消散理论,求得情

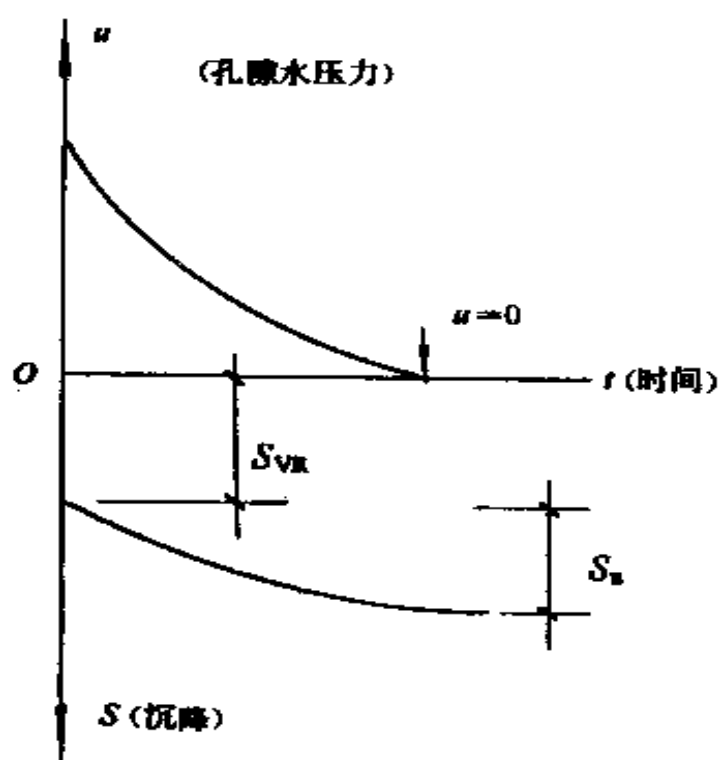


图 4-12 沉降组成示意

况①下的即地震短时动载作用下孔隙水压力的震后消散过程,由此求得相应的再固结沉降的过程。

(2) S_{VR} 的计算

式(4-10)用来确定不排水的残余应变 ε_p 的经验公式,是在动三轴试验基础上得到的。对于工程实际情况下的地基土体,在动力荷载下的残余应变大多属于平面应变问题,故须对由式(4-10)所确定的残余应变作适当的转换,方能使结果符合实际工程情况。

在室内循环三轴试验中,试样在循环荷载作用下,轴向应力发生变化,而径向应力保持不变。但在现场条件下,土体单元在动荷载作用下可能同时受到水平剪应力和应力差的作用而使主应力发生旋转和转向。为了调整试验室情况和工程实际情况之间的差异,在平面应变情况下的现场条件中,引用了应力差 $(\sigma_v - \sigma_h)/2$ 和水平剪应力分量 τ_{vh} (σ_v, σ_h 为竖向应力和水平应力)。竖向应变可由下式表示:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{vd} + \varepsilon_{vr} \quad (4-13)$$

式中 ε_v 为竖向应变, ε_{vd} 为应力差引起的垂直应变分量, ε_{vr} 是初始应力不均匀情况下水平剪应力引起的垂直应变分量。

三轴情况下的应力应变,可按下述各式转移成平面应变问题:

$$\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} = \frac{\sigma_a}{2} \quad (4-14)$$

$$\tau_{vh} = \frac{\sigma_a}{2} \quad (4-15)$$

$$\varepsilon_{vd} = \varepsilon_{ar} > 0 \quad (K_0 < 1, \sigma_v > \sigma_h) \quad (4-16)$$

$$\varepsilon_{vd} = \varepsilon_{ar} = -\frac{\varepsilon_{ae}}{2} > 0 \quad (K_0 < 1, \sigma_v > \sigma_h) \quad (4-17)$$

$$\varepsilon_{vd} = \varepsilon_{ar} < 0 \quad (K_0 > 1, \sigma_v > \sigma_h) \quad (4-18)$$

$$\varepsilon_{vd} = \varepsilon_{ar} = -\frac{\varepsilon_{ae}}{2} < 0 \quad (K_0 > 1, \sigma_v < \sigma_h) \quad (4-19)$$

$$\varepsilon_{vr} = \varepsilon_{ae} > 0 \quad (K_0 < 1) \quad (4-20)$$

$$\varepsilon_{vr} = \varepsilon_{ae} < 0 \quad (K_0 > 1) \quad (4-21)$$

各式中, σ_a 为三轴试验时的轴向应力, ε_{ar} 和 ε_{ae} 为 $K = (\sigma_{r0}/\sigma_{a0}) < 1$ 时的三轴试验的轴向应变和径向应变, ε_{ae} 和 ε_{ar} 为 $K > 1$ 时的三轴

试验的轴向应变和径向应变, $K = \sigma_{h0}/\sigma_{v0}$ 是地层中的静应力比。

此时, 我们就可以按式(4-10)的 ε_p 计算公式, 来确定 ε_{sc} 或 ε_{ac} , 再按上述相应的转换关系, 进而求得与工程实际相符合的竖相应变 ε_v 。则相对于计算层为 Δh 的瞬时沉降量为 $\Delta S_{VR} = \varepsilon_v \cdot \Delta h$ 再根据分层总和法, 求得整个土层的瞬时沉降量为:

$$S_{VR} = \sum \Delta S_{VR} = \sum \varepsilon_v \Delta h \quad (4-22)$$

综上所述, 我们便可以得到在动力荷载作用下, 软粘土地基上的建筑物或交通设施所产生的附加沉降过程及沉降值。

4.2.3 震陷计算的简化法

1 砂土液化震陷的简化计算

液化震陷专指在地震循环剪应力作用下, 饱和疏松的砂土及粉砂土, 因液化引起建筑物的附加沉降。下面在介绍液化震陷简化计算时, 将考虑地下水位上升对其的影响。

(1) 简化计算公式

在地震循环剪应力作用下, 砂土层中会产生超静孔隙水压力 U_g 。超孔隙水压力的形成与增长, 是由于土粒结构发生不可逆的改变, 其中很可能涉及土粒间微观的滑动。循环剪应力使土粒结构发生这种不可逆的改变, 常具有使结构发生收缩的倾向。但是, 不排水条件的饱和砂土的体积应是保持不变的, 因此土骨架的收缩的趋势与实际上又只能保持不变的矛盾性状, 决定了土中孔隙水压力的上升。

Seed 等通过研究提出, 孔隙水压力比 U_g/σ'_0 (σ'_0 为初始有效土覆应力) 与循环比 N/N_L (N 为振动周数, N_L 为液化周数) 之间的关系, 对于大多数土类, 可用下列公式表示:

$$\frac{U_g}{\sigma'_0} = \frac{2 \arcsin\left(\frac{N}{N_L}\right)^{\frac{1}{2Q}}}{\pi} \quad (4-23)$$

式中, Q 为由土的类型及试验条件所确定的经验常数, Seed 等认为, 多数土类可取用 0.7, 即图 4-13 中的曲线 1。

Prater 等认为, U_g/σ'_0 与 N/N_L 之间的关系可概括为线性关系, 即

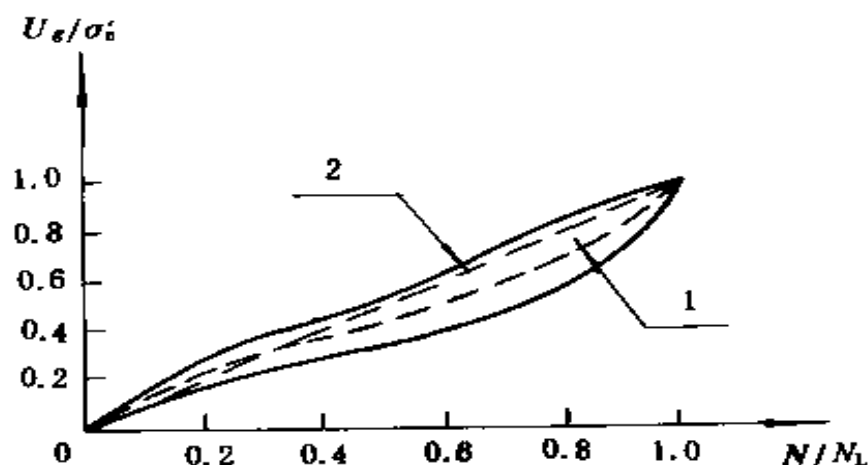


图 4-13 $U_g/\sigma'_0 - N/N_L$ 关系曲线

图 4-13 中的直线 2, 其直线方程为

$$\frac{U_g}{\sigma'_0} = \frac{N}{N_L} \quad (4-24)$$

由图 4-13 可见, 直线关系式(4-24)与曲线方程(4-23)所表示的结果, 实际相差较小, 利用直线式, 一般能满足精度要求。须指出的是, Seed 等所探求的公式(4-23)是在没有考虑初始水平剪应力影响的条件下所得, 故它不能适应于水平场地在地震前就有初始静应力的状态。有研究表明, 在地震循环应力作用下, 砂土超孔隙水压力 U_g 的增长, 与初始剪应力状态有很大关系, 最重要的是和初始应力比 $\alpha = \tau_0/\sigma'_0$ (有关 τ_0 为初始水平剪应力), 一般来讲, α 越大, 则 U_g 越小, 这可能是初始剪应力的剪胀作用所致。故实际水平场地上由于大量建筑物的存在, 对此就不能按式(4-23)或式(4-24)来直接求得由于地震作用而产生的 U_g , 进而推求砂土层的液化震陷值, 必须考虑初始剪应力的影响因素。

徐志英等建议公式为^[3]

$$\frac{U_g}{\sigma'_0} = \left(\frac{U_g}{\sigma'_0} \right)_{\alpha=0} (1 - m\alpha) \quad (4-25)$$

式中的 $(U_g/\sigma'_0)_{\alpha=0}$ 以式(4-37)代入, 得

$$\frac{U_g}{\sigma'_0} = (1 - m\alpha) \frac{N}{N_L} \quad (4-26)$$

式中 m 是孔压比递减率常数, 通常可取 1.1。

对于不同的地下水位埋深, 便可得到与之相应的 σ'_0 与 N_L , 则由式(4-26), 便可求得在初始剪应力状态下, 由地震作用产生的孔隙水压力 U_g , 进而可求得 U_g 沿土层埋深的分布曲线。震后, 这部分孔压随时间不断消失, 直到完全转为由砂土土粒骨架承受的有效应力 σ' , 即 $\sigma' = U_g$ 。于是砂土发生再固结变形, 由此产生相应的附加沉降。

根据所求得的 U_g 分布曲线, 划分相应的计算层, 然后再由分层总和法, 将各层的固结沉降量叠加起来, 便求得各种地下水位下的计算整个砂层的液化震陷值。

在推导上述震陷方法中, 出于简化分析和偏于安全, 不计地震期的孔隙水压力的消散影响。这是由于我们所要研究的液化震陷对象, 大量是细、粉砂土层, 它们的渗透系数相对较小, 在短暂的地震作用下, 孔隙水压力 σ' 的消失甚微, 可以忽略不计。

(2) 计算步骤

① N_L 的确定对于图 4-14 所示的震陷分析层, 可根据分析层中各单元层的液化应力比 $(\tau_{eq}/\sigma'_0)_i$, 查图 4-15 确定如下:

τ_{eq} (等效地震剪应力) 可用 Seed 的经验公式来确定:

$$\tau_{eq} = 0.65 r_{di} a_{max} \frac{\gamma h_w + \gamma_{sat} (h_{si} - h_w)}{g} \quad (4-27)$$

式中, γ 为土的天然重度, γ_{sat} 为饱和重度, g 为重力加速度, a_{max} 为地震最大加速度, h_{si} 为分析单元层中点处的上覆土厚, h_w 为地下水位埋深, $\gamma_{di} = 1 - 0.015 h_{si}$ (γ_{di} 为应力折减系数)。

$$\sigma'_{0i} = \gamma h_w + \gamma' (h_{si} - h_w) \quad (4-28)$$

式中 γ' 为砂土的有效重度。

由式(4-27)和式(4-28), 计算 $(\tau_{eq}/\sigma'_0)_i$; 然后根据砂层的相对密度 D_r , 由图 4-15 查得 N_L 。

② 根据地震震级确定 N ; 根据相应的地震烈度确定 a_{maxL} 。

③ 以初始剪应力比 α , 由式(4-26)和式(4-28)求得 U_{gi} 及 U_g 沿地下深度的分布。

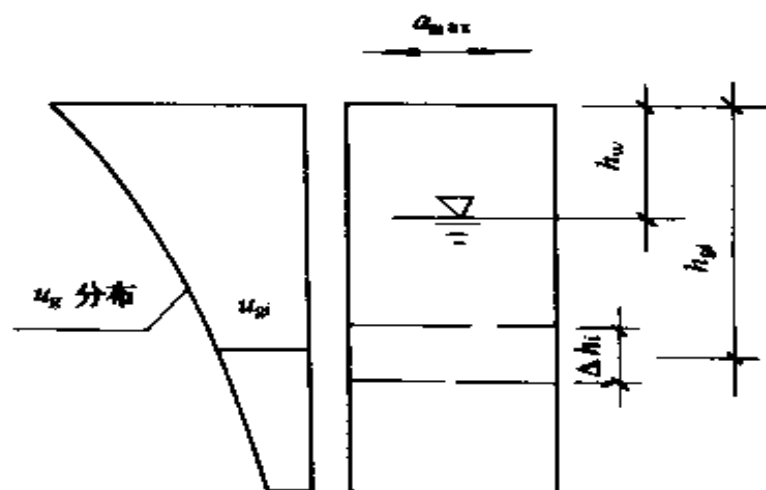


图 4-14 震陷计算简图

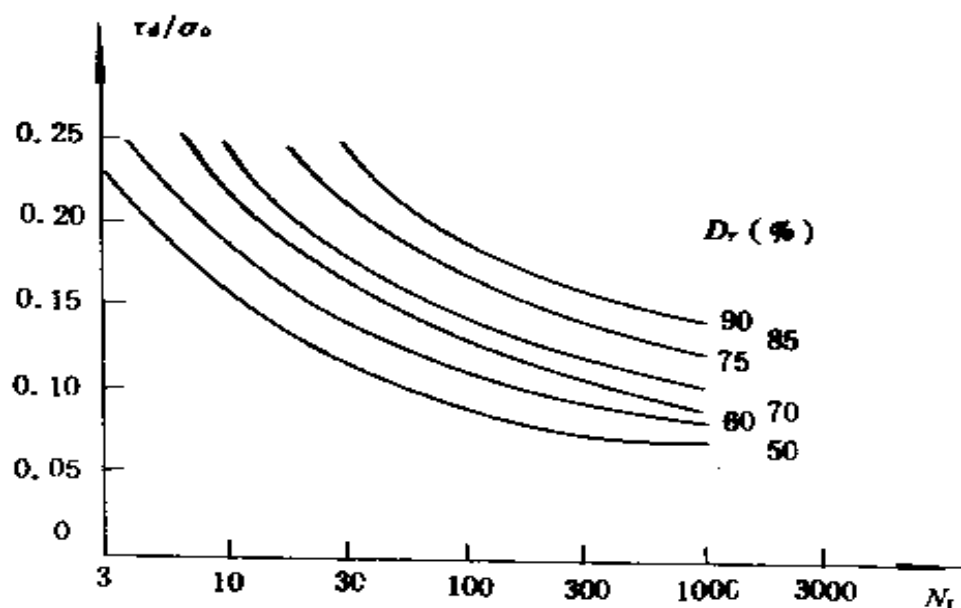


图 4-15 $\tau_d/\sigma'_v \sim N_L$ 关系曲线

④求得分析单元层(Δh_i)的固结变形量:

$$\Delta S_i = \frac{U_{Ei}}{E_{si}} \Delta h_i \quad (4-29)$$

式中, E_{si} 为分析单元的压缩模量。

⑤根据分层总和法, 求得液化震陷值:

$$S = \sum_{i=1}^n \Delta S_i = \sum_{i=1}^n \left(\frac{U_{Ei}}{E_{si}} \Delta h_i \right) \quad (4-30)$$

⑥对于不同的 h_w , 就有不同的 S 与之对应, 进而求得各参数下

的 S 与地下水埋深 h_w 的变化关系, 亦即推得地下水位上升对液化震陷影响的定量结果。

(3)算例

有一深基础建筑物, 其地层分布如图 4-16 所示。该处地震规划区域烈度为 8 度, 且地下水位因受季节及环境因素的影响, 会产生升降变化。经分析, 与初始静剪应力比 α 为 0.25, 现要确定地表将引起的细砂层的液化震陷随地下水位变化的定量结果(地下水埋深分别考虑 $h_w=7.25, 5.0$ 和 0.0m)。

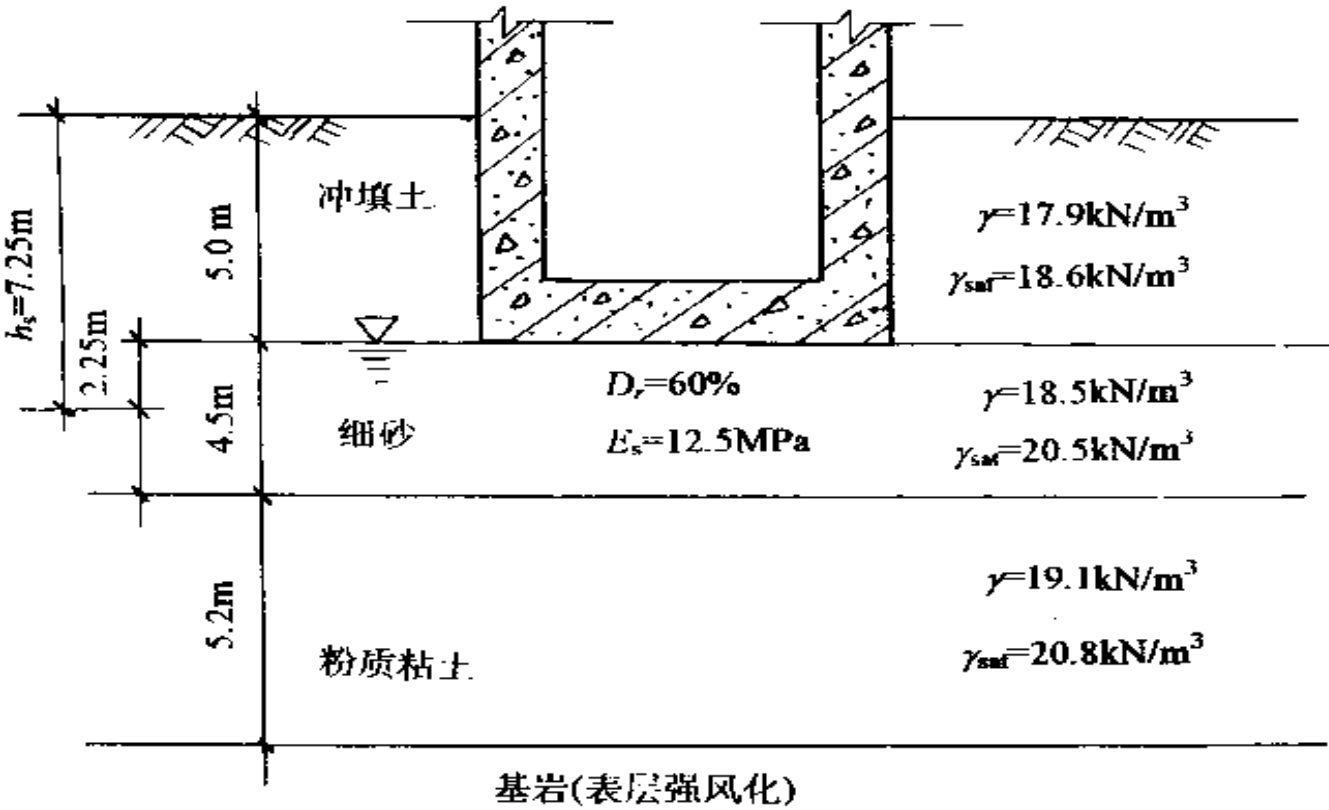


图 4-16 地层分布

按上述简化方法计算, 得各地下水埋深 h_w 下的厚度为 4.5m 的细砂土层的液化震陷量列于表 4-1。

由此可推得, 当地下水位由埋深 7.25m 处上升至 5m 时, 震陷值较前增大了 1.3

表 4-1 震陷量 S

$h(\text{m})$	7.25	5.0	0.0
$S(\text{mm})$	10.0	23.0	51.0

倍;当地下水位由埋深 5m 处上升到地表时,震陷值较 $h_w=5\text{m}$ 的要增大 1.2 倍,较 $h_w=7.25\text{m}$ 的要增大 4.1 倍。由此证实了地下水位上升对液化震陷的影响作用。

2. 软粘土震陷简化计算

在前述小节中业已表明,在动三轴试验中,饱和软粘土在循环加载下会产生相应的残余变形。而由地震引起建筑物震害调查结果也证明了,地震对处于饱和软粘土上的建筑物会产生一定的附加沉降。这种附加沉降亦即震陷。

(1) 简化计算模式

震陷值 S_T 由两部分组成,它由式(4-12)来确定,即

$$S_T = S_{VR} + S_u$$

式中, S_u 为再固结沉降,它是由地震循环剪应力作用引起土体的再固结变形所产生的那部分沉降; S_{VR} 为瞬间沉降,它是地震荷载作用下,再加上由水平场地上建筑物所产生的初始剪应力双重作用下引起土体的残余变形而发生的那部分沉降。

① S_u 的计算

地表循环剪应力作用在软粘土层中会产生超静孔隙水压力 U 。而地震引起的土体再固结沉降,实质上是地震期所产生的孔隙水压力 U 在震后消散而引起土体的压缩变形。

通过对大量的循环加载下软粘土的室内试验研究,得出了循环加载下土体中所产生的孔隙水压力 U 及与其有关参数的关系式。在此基础上,我们建立了下述确定地震引起的孔隙水压力的适用公式:

$$\frac{U}{U_f} = \frac{\left(\frac{N}{N_f}\right)^{c_2}}{c_1 + (1 - c_1) \left(\frac{N}{N_f}\right)^{c_2}} \quad (4-31)$$

$$U_f = p - \frac{\tau_0 + \tau_{eq}}{\sin\phi} + c \cdot \operatorname{tg}\phi \quad (4-32)$$

$$N_f = \left(\frac{\tau_{eq}}{ap} \right)^{-\frac{1}{b}} \quad (4-33)$$

上述各式中

U_f ——残余剪应变达 5 % 时所对应的残余孔隙水压力;

N ——地震循环周数;

N_f ——残余剪应变达到 5 % 时的循环周数;

c_1, c_2 ——由动三轴试验得到的参数, 对于粘性土, $c_1=0.82$,

$c_2=0.78$;

P ——静总平均压力;

τ_0 ——由水平场地上的建筑物等所引起的土体中的初始静剪应力;

c, ϕ ——由固结不排水试验得到的地基土的强度指标;

a, b ——三轴试验得到的参数, 对于粘性土,

$a=0.277, b=0.05 \sim 0.06$ 。

由式(4-31), (4-32), (4-33)便可求得在初始静剪应力状态下, 由地震作用产生的孔隙水压力 U , 进而可求得垂直于基础面的各平面上的 U 沿土层深度分布曲线。震后, 这部分孔隙水压力随时间不断消散, 直至完全转由土体土粒骨架承受的有效应力 σ' , 即 $\sigma' = U$, 于是粘性土层发生再固结变形, 便产生相应的沉降。

根据所求得的 U 分布曲线, 对地基土体划分相应的计算层, 然后再由分层总和法, 将各层的再固结沉降量叠加起来, 最终求得孔隙水压力消散引起的整个地层的沉降分布。

② S_{VR} 的计算

土体是由土粒骨架、孔隙中的水及气体所构成的三相体。由于软粘土颗粒间的连接较弱, 土骨架并不稳定。在一定的循环荷载作用下, 土骨架之间的连接就会遭到破坏, 同时土粒间相互错位所损耗的能量较大, 于是土骨架会发生不可恢复的永久变形。这就是地震引起建在软粘土上的建筑物发生瞬间沉降的机理。亦即土体在地震循环剪应力作用下所产生的不排水残余变形, 引起建筑物产生瞬间

沉降。

不排水的残余应变 ε_p 由下式确定:

$$\varepsilon_p = \frac{\frac{U}{U_f}}{c_3 + (20 - c_3) \frac{U}{U_f}} \quad (4-34)$$

式中, c_3 为试验参数, $c_3=60$ 。

同理, 由上述所求得的 U 分布曲线, 便可按式(4-34)求得各计算土层的相应残余应变 ε_p 值, 通过前节所述的将实验室的试验结果与工程实际进行适当的转换, 以求得实际的竖向应变 ε_v , 进而可求得厚为 Δh 的计算层沉降值为 $\varepsilon_v \Delta h$; 然后由分层总和法, 最终求得瞬时沉降量 $S_{vr} = \sum \varepsilon_v \Delta h$ 。

(2) 考虑地下水位上升影响的震陷计算步骤

① 静总平均压力 P 的确定。它是由上体的自重应力及水平场地上建筑物荷重在土体中产生的地基附加应力两部分叠加所得。

② 初始静剪应力 τ_0 的确定。根据建筑物的基底净反力的实际值, 求得计算点的大、小主应力 σ_1, σ_3 , 然后按下式求得:

$$\tau_0 = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (4-35)$$

③ 等效平均水平地震剪应力 τ_{eq} , 可用 Seed 的经验公式求得, 即

$$\tau_{eq} = 0.65 r_{di} \frac{a_{max}}{g} \sum \gamma z \quad (4-36)$$

对于不同的软粘土层, 如图 4-17 所示, τ_{eq} 应按相应的重度 γ_j 及 γ_{satk} 分层叠加计算, 即

$$\tau_{eq} = 0.65 r_{di} \frac{a_{max}}{g} \left[\sum_{j=1}^M \gamma_j h_{vj} + \sum_{k=1}^N \gamma_{satk} (h_{sk} - h_{wk})_k \right] \quad (4-37)$$

式中各符号意义如图 4-17 所示。

④ 由式(4-32)、(4-33)求得 U_R 及 N_R 。

⑤ 由式(4-31)求得 U_i 及 U 沿地面以下深度的分布, 见图 4-17。

⑥ 计算孔隙水压力 U 消散引起的土体再固结应变 ε_1 :

$$\varepsilon_v = \frac{\sigma'_i}{E_{si}} = \frac{\mu_i}{E_{si}} \quad (4-38)$$

E_{si} 为分析单元层的压缩模量。

⑦ 由式(4-34)求得不排水残余应变 ε_p 。按平面应变问题来考虑一般建筑物下由地震引起的瞬时沉降,须将实验公式所得的残余变形 ε_p 进行符合工地实际运用的转换,然后获得与实际相符的竖向应变 ε_v 。

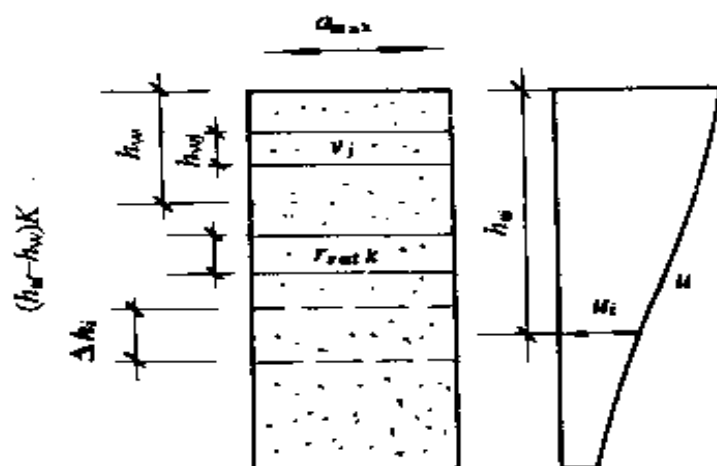


图 4-17 τ_{eq} 计算简图 U 分布曲线

⑧ 求得厚度为 Δh_i 的计算单元层的沉降量:

$$\Delta S_i = \Delta S_{i1} + \Delta S_{i2} = (\varepsilon_v + \varepsilon_w) \Delta h_i \quad (4-39)$$

⑨ 根据分层总和法,求得整个地基土层的震陷值 S 为:

$$S = \sum \Delta S_i = \sum (\varepsilon_v + \varepsilon_w) \Delta h_i \quad (4-40)$$

⑩ 对于不同的地下水上升幅度 Δh_w ,就有相应的地下水埋深 h_w ,进而有不同的震陷值 S 与之对应,最终求得各参数下的震陷值 S 与地下水位上升幅度 Δh_w 之间的变化关系,亦即能推得地下水位上升对震陷影响的定量值。

(3) 算例

有一三层砖混结构的住房,采用浅埋式筏形基础,基础的持力层为2m厚的粉质粘土,下卧层为4m厚的淤质粘土。其剖面详见图4-18,两土层的上体物理力学指标列于表4-2。

该例地震震级7.5级,烈度按9度考虑,计算单元层为1m(即 $\Delta h=1m$)。现确定地下水位由初始位置(埋深 $h_w=4m$)处上升2m后,基础中线处的震陷变化情况。

表 4-2 土的物理力学指标

土 层 号	名 称	压缩模量 E_s (MPa)	粘聚力 c (kPa)	内摩擦角 ϕ ($^\circ$)	土的重度 γ (kN/m ³)	天 然 状 态 下		
						含水量	液 限	塑性指数
						$w(\%)$	$w_L(\%)$	$I_p(\%)$
①	粉质粘土	10	45	20	20.1	24.2	30.5	11.2
②	淤质粘土	4.5	10	16	18	56.7	46.6	24.6

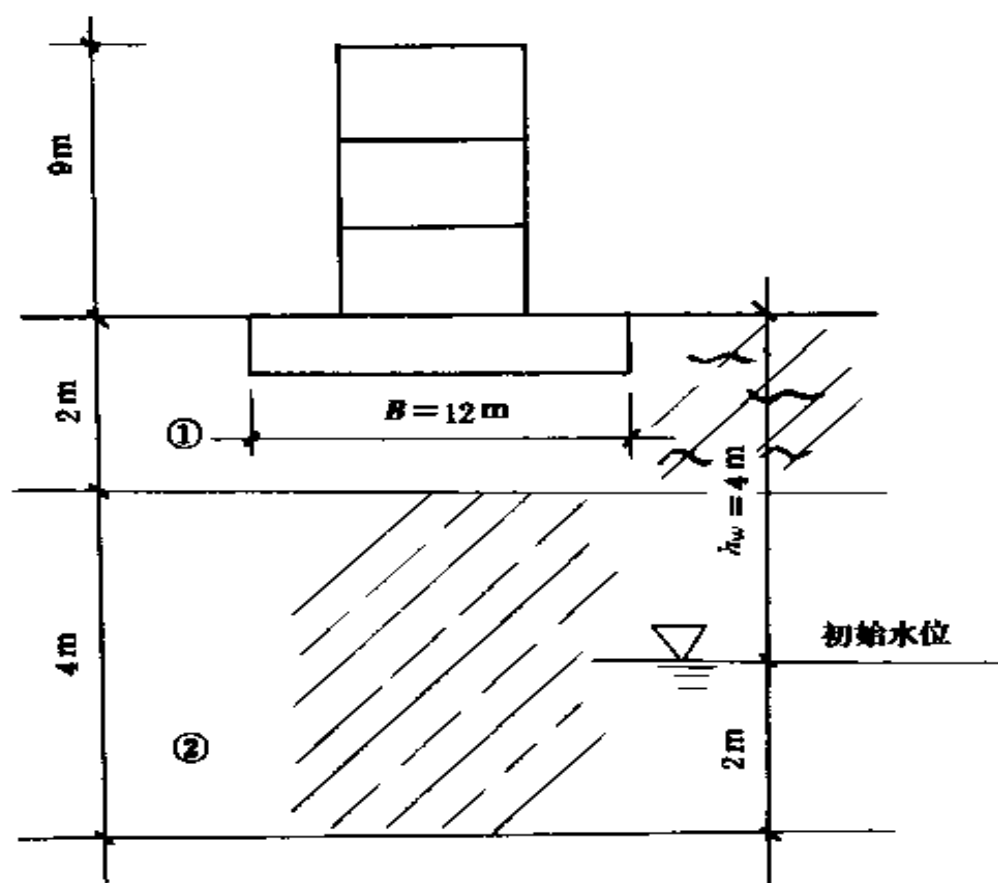


图 4-18 三层砖混结构，筏基地基剖面

按上述计算方法及步骤进行计算, 其中地下水位上升幅度为 $\Delta h_w = 1\text{m}$, 其结果示于表 4-3 及图 4-19。由此可见, 地下水位每上升 1m, 震陷值皆增大了 50mm, 地下水位上升 2m 后, 震陷值放大了 62.5%。这就表明, 随着地下水位的不断上升, 建筑物的震陷值不断增大, 亦即地下水位上升对震陷的量值来讲起放大的作用。这是由于地下水位上升, 既放大了地震的动载因子, 又扩大了软粘土的震陷深度范围之故。

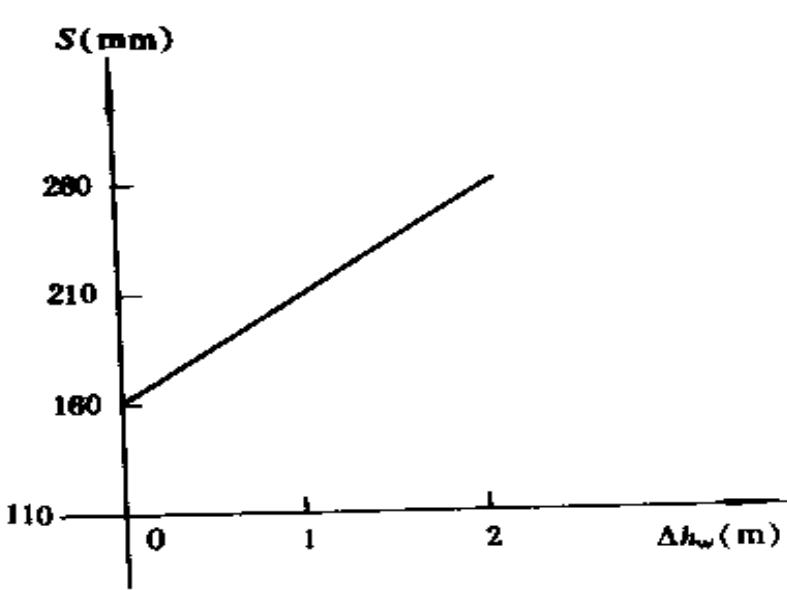


图 4-19 $S - \Delta h$ 关系

表 4-3 震陷计算结果

地下水位	上升幅度 Δh_w	0	1	2
(m)	埋深 h_w	4	3	2
震陷值	$S(\text{mm})$	160	210	260

4.3 地下水位上升对液化震陷影响的分析

我们来讨论图 4-20 所示的分析层皆为同一砂层的情况。地下水位位于单元层中点处时(即 $h_w = h_s$), 由式(4-27)得

$$\begin{aligned}
 \tau_{eq} &= 0.65r_d \frac{a_{\max}}{g} [\gamma h_w + \gamma_{sat}(h_s - h_w)] \\
 &= 0.65r_d \frac{a_{\max}}{g} \gamma h_w
 \end{aligned}
 \tag{4-41}$$

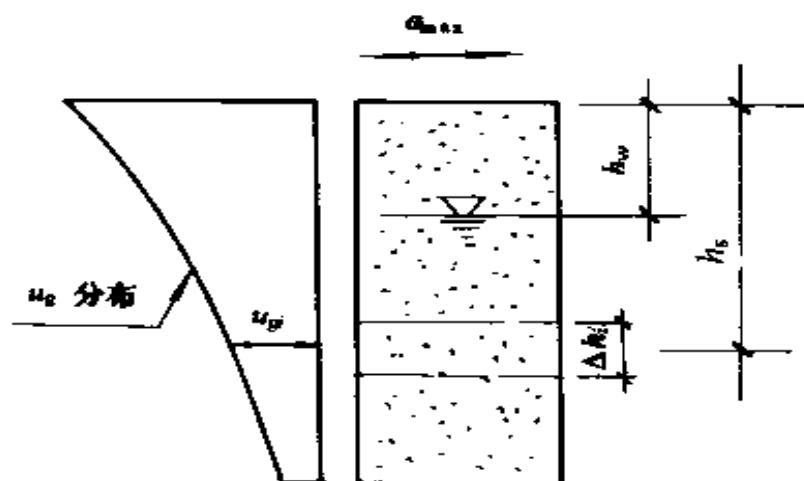


图 4-20 震陷分析层

由式(4-28)得

$$\sigma'_0 = \gamma h_w - \gamma'(h_s - h_w) = \gamma h_w \quad (4-42)$$

由式(4-41), (4-42)得

$$\frac{\tau_{eq}}{\sigma'_0} = 0.65 r_{di} \frac{a_{max}}{g} \quad (4-43)$$

地下水位上升到 $h_s/2$ 处时(即 $h_w = h_s/2$), 由式(4-27)得

$$\begin{aligned} \tau_{eq} &= 0.65 r_d \frac{a_{max}}{g} (\gamma + \gamma_{sat}) h_w \\ &= 0.65 r_d \frac{a_{max}}{g} (\gamma + \gamma' + \gamma_w) h_w \end{aligned} \quad (4-44)$$

由式(4-28)得

$$\sigma'_0 = (\gamma + \gamma') h_w \quad (4-45)$$

由式(4-44), (4-45)则得

$$\frac{\tau_{eq}}{\sigma'_0} = 0.65 r_{di} \frac{a_{max}}{g} \left(1 + \frac{\gamma_w}{\gamma + \gamma'}\right) \quad (4-46)$$

一般, $\gamma = 16 \sim 20 \text{ kN/m}^3$, $\gamma' = 8 \sim 13 \text{ kN/m}^3$, 水的重度 $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$, 代入式(4-46), 则

$$\frac{\tau_{eq}}{\sigma'_0} = (1.42 \sim 1.30) 0.65 r_d \frac{a_{max}}{g} \quad (4-47)$$

地下水位上升至地表时(即 $h_w=0$), 由式(4-27)得

$$\tau_{eq} = 0.65 r_d \frac{a_{max}}{g} \gamma_{sat} h_w \quad (4-48)$$

由式(4-28)得

$$\sigma'_0 = \gamma h_s \quad (4-49)$$

由式(4-48), (4-49)得

$$\frac{\tau_{eq}}{\sigma'_0} = 0.65 r_d \frac{a_{max}}{g} \frac{\gamma_{sat}}{\gamma'} \quad (4-50)$$

取 γ_{sat} 两倍于 γ' , 一般也能满足工程精度需要, 于是式(4-50)即为

$$\frac{\tau_{eq}}{\sigma'_0} = 2(0.65 r_d \frac{a_{max}}{g}) \quad (4-51)$$

比较式(4-41), (4-47), (4-51)可见, 在地震作用下, 地下水位自分析单元层中点处(即离地表 h_s 处)开始上升, 至距地表 $h_s/2$ 时, 对单元分析层的液化震陷影响来说, 即相对将地震作用放大了 42 % ~ 30 %, 平均放大了 36 %; 当地下水位由 h_s 处上升到地表时, 即将地震作用整整放大了一倍。于是有理由定性认为, 地下水位上升会加大液化震陷, 增加地震危害。

为了定量地分析地下水位上升对震陷的影响程度, 我们选择了不同的地震烈度 I , 初始剪应力比 α , 砂土的相对密度 D_r 及地下水埋深 h_{ws} , 按上述的液化震陷简化计算方法进行震陷量的计算。

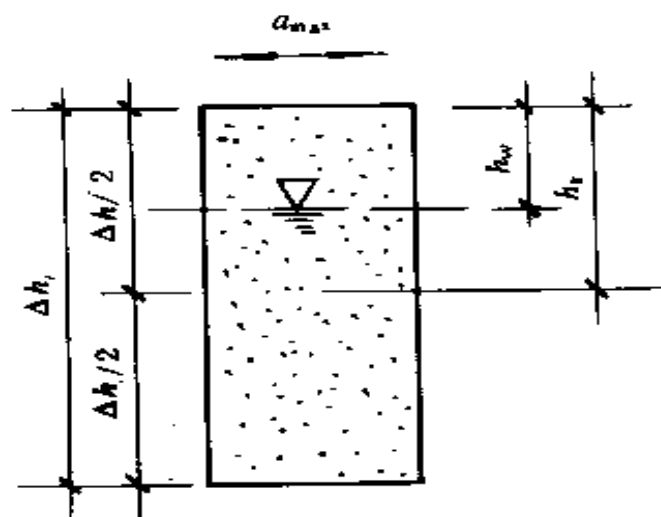


图 4-21 震陷计算层

为简化分析, 便于手算, 对于同一砂层按一层计算, 取 $h_s=3m$, 地下水位在 h_s 与

地表之间上升变化, 计算简图如图 4-21 所示。按简化计算步骤进行

计算, 最终结果部分示于表 4-4 及图 4-22 图 4-23。表中 S_1 及 S_0 分别为地下水位在 $h_w=3\text{m}$ 处及在地表时的液化震陷值 S 。

表 4-4 各参数组合下的震陷值					
定 值 参 数		变 化 参 数		震 陷 值(mm)	
E_s 12.5MPa	$\alpha=0.2$ $D_r=50\%$	地震烈度 I	7 度	S_0 3.16	S_1 0.00
			8 度	37.44	9.56
	$I=8$ 度 $\alpha=0.2$	相对密度 D_r	50	37.44	9.56
			60	24.98	4.18
			70	18.76	2.10
	$I=8$ 度 $D_r=50\%$	初始应力比 α	0.0	48.00	12.22
			0.1	42.72	10.88
			0.2	37.44	9.56
			0.3	32.16	8.18

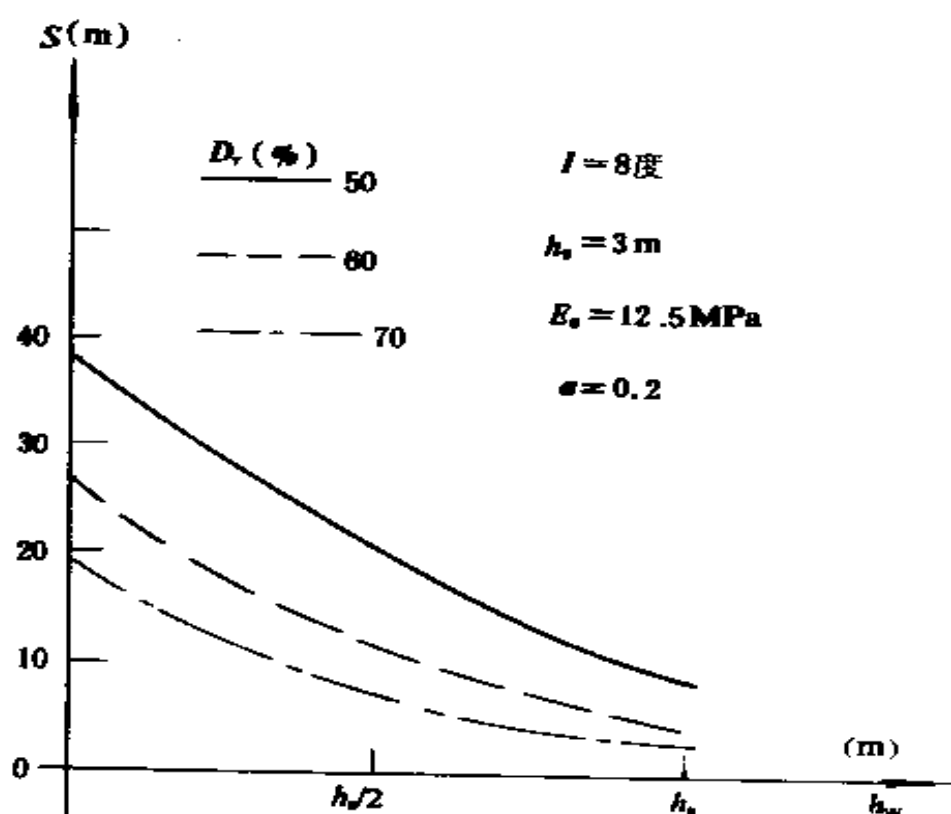


图 4-22 $S-h_w$ 关系曲线

表 4-5 震陷值增量

定 值 参 数		变 化 参 数		震 陷 增 量(mm)
				S_0-S_1
E_s 12.5MPa	$\alpha=0.2$	地震烈度 I	7 度	3.16
	$D_r=50\%$		8 度	27.88
	$I=8$ 度	相对密度 D_r	50	27.88
			60	20.80
			70	16.66
	$\alpha=0.2$	初始应力比 α	0.0	35.78
	$I=8$ 度 $D_r=50\%$		0.1	31.84
			0.2	27.88
			0.3	23.98

(5) 初始静剪应力越小, 地下水位上升对液化震陷的影响越大。在 $I=8$ 度、 $D_r=50\%$ 、地下水位由 $h_s=3\text{m}$ 上升到地表时, 初始剪应力状况由 $\alpha=0.3$ 减小到 0.0 时, S 的增加百分率为 49 %。

上述提及的液化震陷值 S 的增加百分率, 以相对密度 D_r 为参考因子, 则以 μ 表示为

$$\mu = \frac{(S_0 - S_1)_{D_{r,0}} - (S_0 - S_1)_{D_{r,n}}}{(S_0 - S_1)_{D_{r,0}}} \times 100\%$$

$(S_0 - S_1)_{D_{r50}}$ 和 $(S_0 - S_1)_{D_{r70}}$ 分别为相对密度 D_r 为 50 % 和 70 % 时的 $(S_0 - S_1)$ 。其他的 S 增加百分率概念与此相同。

参 考 文 献

1. 日本道路协会编.道路土工,软土地基处理技术指南.人民交通出版社,1989
2. Seed, H.B., etal. Clay Strength under Earthquake Loading Condition. Journal of the Soil Methnics and Foundation Division. ASCE, 92.SMZ, March, 1966
3. 石兆吉,郁寿松.塘沽新港地区震陷计算分析.土工工程学报, 1989年11月第21卷第4期
4. 郁寿松,石兆吉等.上海地铁隧道震陷的计算分析.地震工程与工程振动,1986年3月6卷1期
5. 徐志英,沈珠江.地震液化的有效应力三维动力分析方法.华东水利学院学报,1981年第3期
6. Thiers, G. R. , etal. Strength and Stress- strain Characteristics of Clays Subjected to Seismic Loading Conditions, Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations .ASTM, April.1969
7. Seed, H.B., Idriss, I.M., etal. Dynamic Analysis of the Slide is the Lower San Fernando Dam during the Earthquake of February 9. 1971. Proc, ASCE, vol.101, No. GT9.1975
8. 石原研尔等.三轴扭剪试验中饱和砂的液化.地基及基础译文集 I, 中国建筑工业出版社 1979
9. 魏琰,王广军.地震作用.地震出版社 1991
10. 周健,屠洪权.地下水位上升与震陷.结构与地基国际学术研讨会论文集,1994

第五章 地下水与地面沉降

5.1 地面沉降及其影响因素

在天然条件和人为因素之下，区域性地面标高的降低，称为地面沉降。导致地面沉降的主要影响因素，可以分为天然影响因素及人为影响因素，其中，地下水位波动对地面沉降具有重要的影响。

5.1.1 地面沉降的天然影响因素

天然影响因素主要有两类：

- (1) 海平面相对上升及土层的天然固结，导致地面沉降；
- (2) 地震的冲击作用，引起地面沉降。

5.1.2 人类经济活动导致地面沉降的有关因素

人为影响因素主要有三类：

- (1) 抽汲地下液体及表层排水导致地面沉降的有关因素：
 - ① 水平向渗透力及覆盖层自重压力，导致地面沉降；
 - ② 动荷载的影响，导致地面沉降；
 - ③ 水温对土层压密的影响，导致地面沉降；
 - ④ 泥炭地、低洼地的排水疏干，导致地面沉降；
 - ⑤ 有机质土(层)的氧化及体积缩变作用，导致地面沉降。
- (2) 开采地下深处的固体矿藏，也可能引起地面沉降。
- (3) 岩溶地区，塌陷是导致地面沉降的主要影响因素。

关于地面沉降的原因，各国科研人员经过长期的探讨、争论，普遍认为：地壳运动导致的地面沉降有可能存在，但沉降速率很小；地面静、动荷载引起的地面沉降仅在局部地段内存在；抽汲地下液

体——油、气、水，引起贮集层内液压降低，从而导致地面沉降，是普遍和主要的原因。

本章仅限于论述未固结松散含水层(组)中抽汲地下水引起地面沉降的机理及其研究方法，介绍代表性的预测井点降水引起地面沉降的计算模型等。

5.2 地面沉降研究现状

目前，国内外研究的区域性地面沉降问题，主要着重于抽汲地下液体引起的区域性地面沉降。抽汲地下液体造成的地面沉降现象，遍布世界各地。随着人口增长及工农业生产的发展，对石油、天然气及地下水资源的日益增加的巨量开采、利用，导致地面沉降现象日益加剧。最著名的沉降史例是墨西哥城和长滩市的地面沉降，那里的最大地面沉降量达 9.0m 之大。为了控制地面沉降，几十年来，各国地质学家、土力学家从不同角度对地面沉降的原因、规律、防治方法等，进行了广泛的研究。国内若干地区，由于大量抽汲地下水，也已先后出现了严重的地面沉降，如 1921 ~ 1965 年期间，上海地区的最大地面沉降量已达 2.63m；70 年代初 ~ 1982 年，太原市最大地面沉降已达 1.232m。如何合理地开发、利用地下水，并控制地面沉降，是亟待解决的重要课题之一。

5.2.1 地面沉降机理分析

经过若干学者的研究表明：抽水引起地层压密而产生的地面沉降，是由于含水层(组)内地下水位下降，土层内液压降低，使粒间应力，即有效应力增加的结果。

假设地表下某深度 z 处地层总应力为 P ，有效应力为 σ ，孔隙水压力为 U_w 。依据著名的太沙基有效应力原理，抽水前诸力满足下述关系式：

$$P = \sigma + U_w \quad (5-1)$$

抽水过程中,随着水位下降,孔隙水压力随之下降,但由于抽水过程中土层总应力保持不变,故此,下降了的孔隙水压力值,转化为有效应力增量,因此,有下式成立:

$$P = (\sigma + U_w) + (U_w + \Delta U_w) \quad (5-2)$$

从式(5-2)可知,孔隙水压力减少了 ΔU_w ,而有效应力增加了 ΔU_w .有效应力的增加,可以归结为两种作用过程:

(1)水位波动改变了土粒间的浮托力,水位下降使得浮托力减小;

(2)由于水头压力的改变,土层中产生水头梯度,由此导致渗透压力的产生。

浮托力及渗透压力的变化,导致土层发生压密或膨胀。大多数情况下,压密或膨胀属于一维变形,压密的时间延滞效应与土层的透水性质有关。一般认为,砂层的压密是瞬间发生的,粘性土的压密时间较长。

5.2.2 地面沉降理论与模型的发展

抽水导致松散含水层(组)骨架发生压密所引起的地面沉降,是土力学范畴内的一种固结过程,即饱和土孔隙水压力的逐渐消散及在外荷载作用下,土层产生压缩。一般认为,固结是由主固结和次固结两部分组成。普遍假定,主固结非瞬间完成,它是由于土骨架弹性性质引起的变形过程,伴随着孔隙水的粘性渗流,随着超孔隙水压力逐渐消散而发生。次固结或蠕变,是指若干种类的土层,如粘土层、泥炭层等,在定荷载作用下的连续变形过程,这是由于土骨架结构的重新调整所引起的。尽管蠕变表示了一种粘滞响应,随着时间的延续,次固结终将达到稳定的极限。根据模型所能反映的土层的固结特征,含水层(组)骨架抽水压密所引起的地面沉降的理论可以分为以下几类:

1. 经典弹性地面沉降理论

经典弹性地面沉降理论基于 Terzaghi-Jacob 理论的这种或那种形式,且一般假定:含水层组骨架的压缩变形与孔隙水压力减小幅值成比例。这样处理问题,仅考虑了土层的主固结现象,忽视了由于

含水层组骨架的粘滞特征引起的次固结作用。许多学者提出了经典弹性地面沉降理论。经典弹性地面沉降理论一般采用下述公式计算土层的压缩变形量:

$$\Delta b = b_0 \frac{\Delta \sigma'}{\gamma_w} S_e \quad (5-3)$$

或
$$\Delta b = b_0 M_v \Delta h \quad (5-3a)$$

式中 $\Delta \sigma'$ ——有效应力增量;

Δh ——水位降深;

S_e ——压缩层的比贮水系数;

M_v ——压缩层的体积压缩系数;

Δb ——压缩层的压密变形量;

b_0 ——压缩层的初始厚度;

γ_w ——水的容重。

2. 准弹性地面沉降理论

由于地面沉降过程是一个不能完全恢复的非弹性压密过程, 经典弹性地面沉降理论不能全面地解释这一现象。为了克服经典弹性地面沉降理论的缺陷, 有关学者对经典弹性沉降理论进行了改进, 提出了准弹性地面沉降理论。准弹性地面沉降理论仍然假定土层压密符合线性弹性规律, 由此建立的地下水渗流模型及上层压密变形模型的形式仍与经典弹性地面沉降模型的形式一致; 准弹性地面沉降理论的特点在于, 取消了将含水层组的渗透系数 K 、比贮水系数 S_e 、压缩系数 M_v 等参数视为常数的假设, 而且认为, 含水层(组)的有关参数(K , S_e , M_v 等)是地层孔隙度及粒间有效应力的函数。

Rivera etc. 提出了下述关于参数变化的函数表达式:

$$S_e(n, \sigma') = \rho g \left[0.434 \frac{C}{\sigma'} (1-n) + n\beta \right] \quad (5-4)$$

$$a(e, \sigma') = \frac{0.434C}{(1+e)\sigma'} = \frac{0.434C(1-n)}{\sigma'} = a(n, \sigma') \quad (5-5)$$

$$k = K_0 \left[\frac{n(1-n_0)}{n_0(1-n)} \right]^m \quad (5-6)$$

式中 β ——水的弹性压缩系数;

α ——土的经验压缩系数;

$$C = \begin{cases} C_c, \sigma' \geq P'_c \\ C_s, \sigma' < P'_c \end{cases} \quad (5-7)$$

σ' ——实际有效应力;

P'_c ——预固结压力;

C_c, C_s ——分别为 $e - \log \sigma'$ 曲线上确定的压缩指数与回弹指数。

Leake 提出了下述函数表达式:

$$S_s = \frac{0.434 C \gamma_w}{\sigma' (1 + e_0)} \quad (5-8)$$

式中 e_0 ——初始孔隙比;

其余符号意义同前。

如果忽略了水的弹性压缩, 即令 $\beta=0$, 则式(5-4)、式(5-8)是相互等价的, 且有

$$S_s = \gamma_w \alpha \quad (5-9)$$

显然, 准弹性地面沉降理论仍采用 Terzaghi 的一维竖向固结理论的假设, 即

$$\begin{cases} \Delta e = -C_c \lg \sigma', \sigma' \geq \sigma'_c \\ \Delta e = -C_s \lg \sigma', \sigma' < \sigma'_c \end{cases} \quad (5-10)$$

式中 σ'_c ——预固结有效应力;

其余符号意义同前。

从式(5-10)可以推知, 准弹性地面沉降理论仍然仅考虑压密上层的主固结作用过程, 忽视了土层的次固结作用, 但准弹性地面沉降理论可以用于解释土层的非弹性压密现象, 其计算和预测地面沉降的精度优于经典弹性地面沉降理论。

3. 地面沉降的流变学理论

细粒松散土层的次固结作用对地面沉降具有重要的影响。运用流变学理论对地面沉降现象进行研究, 为补充与扩展弹性地面沉降理论提供了可行的途径, 因为, 流变学理论考虑了地层压缩过程中

的次固结作用。近期有关文献中,已考虑到依靠弹性固结理论分析地面沉降的缺陷,改用流变学理论分析地层压密变形的特征。地面沉降的流变学理论可以分为两类。

(1)粘弹性地面沉降理论

粘弹性地面沉降理论分析,基于粘弹性变形模型与地下水渗流模型的耦合,得到反映含水层(组)土骨架粘弹性压密变形特征的地面沉降计算模型,它考虑了地层的主固结与次固结作用过程。

(2)弹塑性地面沉降理论

地面沉降的弹塑性理论分析,基于弹塑性应力应变模型与地下水渗流模型的耦合,得到反映含水层(组)土骨架的弹塑性变形特征的地面沉降计算模型,该类模型反映了土层的主固结与次固结作用过程。

经实际计算对比,得到一般性结论:基于流变学理论的地面沉降理论分析与计算,能更全面、恰切地解释地面沉降的发生过程与规律,更准确地预测地面沉降。运用流变学理论分析和预测地面沉降,也带来了新的问题,即计算沉降所必需的地层参数数目增多,对于实际应用,有一定的局限性。

5.2.3 抽水压密引起地面沉降的研究方法

关于抽汲地下水引起的地面沉降,通常采用的研究方法主要有以下几类:

1.黑盒模型

这是一种完全以经验为基础的方法,所观测到的地面沉降与总的抽水量有关。根据黑盒数据所作的地面沉降预测是不可靠的。

2.非耦合模型

这是一种常规的处理方法,包括两个方面:

① 区域性模型:模拟贮集层的压密、实际压力及抽水变化过

② 固结模型:模拟缓慢疏干的粘性土夹层对地面沉降的影响。

通过计算得到的贮集层内的压力值作为粘性土夹层固结过程中的边界条件。渗流场的变化与固结过程未予耦合。

3. 半耦合模型

这类模型类似于非耦合模型,但是,含水层(贮集层)的作用与缓慢疏干的粘性土夹层的作用相互耦合,固结土层的疏干包含在渗流系统中。这一完整的系统通过近似解析解方法予以求解。

4. 完全耦合模型

这是最完整的处理方法,考虑了包含水平向变形的三维过程。这类模型需要许多地层参数,而且,代价相对较高。对于研究所包含的物理现象及评价一些简化的模型,完全耦合模型是一个有价值的工具。

5.3 抽水压密导致地面沉降的计算模型

由于地质条件的复杂性,各种地下水抽汲条件与方式的差异,以及考虑和处理抽水引起地面沉降问题的方法与角度的差异性,不同学者提出的关于抽水压密导致地面沉降的计算模型之间,存在着较大的差异。本节简要介绍有代表性的几种关于抽水引起的地面沉降的计算模型。

5.3.1 Gambolati-Freeze 模型

Gambolati and Freeze 研究了由含水层与弱透水层交替分布的多层含水层组的抽水压密现象及由此引起的地面沉降现象,并提出了 Gambolati-Freeze 计算模型。该模型由弹性渗流方程与压密方程组合而成。

含水层:

$$\begin{aligned} & \left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial}{\partial r} \left(K_r \frac{\partial \phi}{\partial r} \right) + \frac{K_r}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_v \frac{\partial \phi}{\partial z} \right) = \gamma_w (\alpha_v + n_v) \frac{\partial \phi}{\partial t} \\ \text{初始条件} \\ \text{边界条件} \\ \eta_v(t) = \gamma_w \alpha_v b_v \Delta \phi(t) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{渗流模型} \\ \text{压密方程} \end{array} \end{aligned} \quad \begin{array}{l} (5-11) \\ (5-12) \\ (5-13) \\ (5-14) \end{array}$$

弱透水层:

$$\begin{aligned} (II) \left\{ \begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial z} \left(K_{zi} \frac{\partial \phi}{\partial z} \right) = \gamma_w (\alpha_j + n_j \beta) \frac{\partial \phi}{\partial t} & (5-15) \\ & \text{初始条件} & (5-16) \\ & \text{边界条件} & (5-17) \\ & \eta_j(t) = \gamma_w \alpha_j b_j \Delta \phi(t) \quad \text{压密方程} & (5-18) \end{aligned} \right. \quad \text{渗流模型} \end{aligned}$$

式中 K_{ri}, K_{zi} ——分别为 i 含水层的水平向、竖向水力渗透系数;
 α_i, n_i ——分别为 i 含水层土骨架的经验压缩系数与孔隙率;
 ϕ ——地下水位势函数;
 b_i —— i 含水层的初始厚度;
 K_{zj} —— j 弱透水层的竖向水力渗透系数;
 α_j, n_j ——分别为 j 含水层土骨架的经验压缩系数、孔隙率;
 η_i —— i 弱透水层土骨架的竖向压缩变形;
 η_j —— j 弱透水层土骨架的竖向压缩变形;
 b_j —— j 含水层的初始厚度;
 β ——水的弹性压缩系数;
 r, z ——分别为柱坐标系中的水平向、竖向坐标。
 地面沉降总量 η , 等于各含水层、弱透水层骨架的竖向压缩变形之和, 即

$$\eta(t) = \sum_i \eta_i(t) + \sum_j \eta_j(t) \quad (5-19)$$

定解问题(I)、(II)及式(5-19)即为 Gambolati and Freeze 提出的关于多层含水层组的抽水压密导致地面沉降的计算模型。方程组(I)可通过有限元法予以求解, 方程组(II)可通过有限差分法予以求解。

5.3.2 Corapcioglu-Brutsaert 模型

1977年, Corapcioglu & Brutsaert 提出了关于单一(承压)含水层的抽水压密导致地面沉降的粘弹性计算模型, 并得到了模型的近似解析解。Corapcioglu-Brutsaert 模型基于粘弹性地下水渗流模型与

粘弹性变形模型的耦合,其基本出发点为:假设含水层土骨架的竖向压密变形规律符合一维线性粘弹性应力应变本构律,即

$$\varepsilon_z(t) = \alpha_1 \sigma'(t) + \frac{1}{q_1''} \int_0^t \sigma'(\tau) e^{-\frac{(t-\tau)}{q_1''}} d\tau \quad (5-20)$$

式中 $\varepsilon_z(t)$ ——竖向压缩应变;

$\sigma'(t)$ ——有效应力增量函数;

q_1'' ——土骨架的粘滞系数;

α_1 ——土骨架的主固结压缩系数;

α_2 ——土骨架的次固结压缩系数;

t ——时间变量。

Corapcioglu-Brutsaert 模型的具体形式为:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{K}{\gamma_w} \nabla^2 s = (\alpha_1 + n\beta) \frac{\partial s}{\partial t} + \frac{1}{q_1''} \int_0^t s(r, \tau) e^{-\frac{(t-\tau)}{q_1''}} d\tau \end{array} \right. \quad (5-21)$$

$$\lim_{r \rightarrow \infty} r \frac{\partial s}{\partial r} = -\frac{Q}{2\pi Kb} \quad (5-22)$$

$$s(\infty, t) = 0 \quad (5-23)$$

$$s(r, 0) = 0 \quad (5-24)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta b(r, t) = b\gamma_w [\alpha_1 s(r, t) + \frac{1}{q_1''} \int_0^t s(r, \tau) e^{-\frac{(t-\tau)}{q_1''}} d\tau] \end{array} \right. \quad (5-25)$$

式中 K ——含水层的水力渗透系数;

s ——地下水位降深;

n ——含水层土骨架的孔隙率;

b ——含水层厚度;

r ——至抽水井轴的水平距离;

Δb ——含水层土骨架的竖向压缩变形;

其余符号意义同前。

上述粘弹性地面沉降模型的近似解析解为

$$s(r, t) = \frac{Q}{4\pi Kb} K_0(A(t) \cdot r) \quad (5-26)$$

$$\Delta b(r, t) = \frac{Q\gamma_w}{2\pi K} [\alpha_1 K_0(A(t) \cdot r)] + \frac{1}{q_1''} \int_0^t K_0(A(t) \cdot r) e^{-\frac{(t-\tau)}{q_1''}} d\tau \quad (5-27)$$

式中

$$A(y) = \left\{ \frac{\gamma_w}{2Kt} \left[\alpha_1 + n\beta + \left(\frac{1}{\alpha_2} + \frac{q_1}{2} t \right)^{-1} \right] \right\}^{\frac{1}{2}}$$

$K_0(\quad)$ ——第二类零阶虚宗量 Bessel 函数。

5.3.3 Miao-Wu 模型

Miao & Wu 研究了夹有弱透水层的双层含水层组的渗流问题及抽汲双层含水层组地下水导致的地面沉降现象，提出了关于双层含水层组的抽水压密导致地面沉降的粘弹性计算模型。

考虑一个由潜水含水层、弱透水层、承压含水层组成的松散含水层组，单口非完整井以定流量 Q 开采深层承压含水层中的地下水（如图 5-1 所示）。每层均质各向异性、水平等厚度、侧向无限延伸，含水层组地下水渗流符合达西定律。假定以砂层为主的深层承压含水层仅发生弹性抽水压密变形，含砂的粘性土层构成的潜水含水层及弱水层的抽水压密过程符合线性粘弹性应力应变本构律，借助于地下水的粘弹性渗流方程，Miao & Wu 提出了下述粘弹性地面沉降模型。

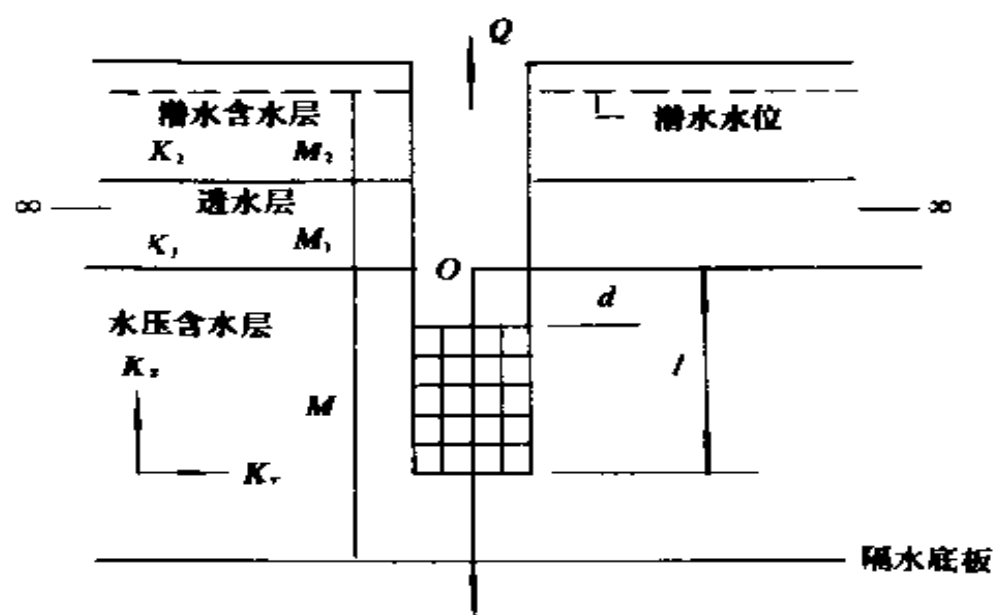


图 5-1 双层含水层组抽水结构示意图

弱透水层:

$$\left\{ \begin{aligned} \left(\frac{K}{\gamma_w} \right) \frac{\partial^2 s_1}{\partial z^2} &= (\alpha_1 + n_1 \beta) \frac{\partial s_1}{\partial t} + \frac{1}{q_1} s_1 \\ &+ \frac{1}{b_1 q_1^2} \int_0^t s_1(z, r, \tau) e^{\frac{-(t-\tau)}{b_1 q_1^2}} d\tau \end{aligned} \right. \quad (5-28)$$

$$s_1(z, r, t) \Big|_{t=0} = 0 \quad (5-29)$$

$$(III) \quad s_1(0, r, t) = s(0, r, t) \quad (5-30)$$

$$s_1(-M, r, t) = s_2(r, t) \quad (5-31)$$

$$\Delta M_1(r, t) = \gamma_w \alpha_1 \int_{-M_1}^0 s_1(z, r, t) dz + \frac{\gamma_w}{q_1} \int_{-M_1}^0 \int_0^t s_1(z, r, \tau) e^{\frac{-(t-\tau)}{b_1 q_1^2}} d\tau dz \quad (5-32)$$

潜水含水层(非抽水含水层):

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{K_2}{\gamma_w} \left[\frac{\partial^2 s_2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial s_2}{\partial r} \right] + \frac{K_1}{M_2 \gamma_w} \frac{\partial s_1}{\partial z} \Big|_{z=-M_1} &= (\alpha_2 + n_2 \beta) \frac{\partial s_2}{\partial t} + \frac{1}{q_2} s_2 \\ &- \frac{1}{b_2 q_2^2} \int_0^t s_2(r, \tau) e^{\frac{-(t-\tau)}{b_2 q_2^2}} d\tau + \frac{\alpha s_y}{M_2 \gamma_w} \int_0^t \frac{\partial s_2(r, \tau)}{\partial r} e^{-\alpha(t-\tau)} d\tau \end{aligned} \right. \quad (5-33)$$

$$(IV) \quad s_2(r, t) \Big|_{t=0} = 0 \quad (5-34)$$

$$s_2(r, t) \Big|_{r \rightarrow \infty} = 0 \quad (5-35)$$

$$\lim_{r \rightarrow \infty} r \frac{\partial s_2}{\partial r} = 0 \quad (5-36)$$

$$\Delta M_2(r, t) = \gamma_w \alpha_2 M_2 s_2(r, t) + \gamma_w M_2 \frac{1}{q_2} \int_0^t s_2(r, \tau) e^{\frac{-(t-\tau)}{b_2 q_2^2}} d\tau \quad (5-37)$$

承压含水层(抽水含水层):

$$\left[\frac{K_r}{\gamma_w} \left[\frac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial s}{\partial r} \right] + \frac{K_z}{\gamma_w} \frac{\partial^2 s}{\partial z^2} - \frac{K_1}{M\gamma_w} \frac{\partial s_1}{\partial z} \right]_{z=0} = (\alpha + n\beta) \frac{\partial s}{\partial t} \quad (5-38)$$

$$s(z, r, t)|_{r=0} = 0 \quad (5-39)$$

$$s(z, r, t)|_{r \rightarrow \infty} = 0 \quad (5-40)$$

$$(V) \quad \lim_{r \rightarrow \infty} r \frac{\partial s}{\partial r} = \begin{cases} 0 & 0 \leq z < d \\ -\frac{Q}{2\pi K_r(1-d)} & d \leq z \leq 1 \\ 0 & 1 < z \leq M \end{cases} \quad (5-41)$$

$$\left. \frac{\partial s}{\partial z} \right|_{z=0} = 0 \quad (5-42)$$

$$\left. \frac{\partial s}{\partial z} \right|_{z=1} = 0 \quad (5-43)$$

$$\left. \frac{\partial s}{\partial z} \right|_{z=M} = 0 \quad (5-44)$$

$$\Delta M(r, t) = \gamma_w \alpha \int_0^M s(z, r, t) dz \quad (5-45)$$

$$D(r, t) = \Delta M(r, t) + \Delta M_1(r, t) + \Delta M_2(r, t)$$

式中 s, s_1, s_2 ——分别为抽水含水层、弱透水层、非抽水含水层的水位降深;

K_r, K_z ——分别为抽水含水层的水平向、竖向水力渗透系数;

K_1, K_2 ——分别为弱透水层、非抽水含水层的水力渗透系数;

M, M_1, M_2 ——分别为抽水含水层、弱透水层、非抽水含水层的厚度;

$\alpha, \alpha_1, \alpha_2$ ——分别为抽水含水层、弱透水层、非抽水含水层土骨架的主固结压缩系数;

b_1, b_2 ——分别为弱透水层、非抽水含水层上骨架的次固结压缩系数;

q_1, q_2 ——分别为弱透水层、非抽水含水层土骨架的粘滞系数;

n, n_1, n_2 ——分别为抽水含水层、弱透水层、非抽水含水层土骨架的孔隙率;

α ——重力水滞后疏干指数;

s_y ——潜水含水层给水度;

Q ——抽水含水层的抽水流量;

r ——至抽水井轴心线的水平距离;

t ——抽水历时;

z ——竖向位置坐标;

D ——地面沉降量;

ΔM , ΔM_1 , ΔM_2 ——分别为抽水含水层、弱透水层、非抽水含水层土骨架的竖向压缩变形;

其余符号意义同前。

当令 $\alpha=0$ 时, 定解问题(III), (IV), (V)及式(5-45)适用于解释双层承压含水层组抽水压密所导致的地面沉降现象。

综合运用 Laplace 变换、Hankel 变换、Fourier 余弦变换的有关性质, 可求得上述粘弹性地面沉降模型的严格解, 其表达式为:

$$\Delta M(r, t) = \frac{\gamma_w a M Q}{4\pi K_r (1-d)} \int_0^\infty (1 - e^{-y^2 t}) \{G_1(y) J_0 \sqrt{W_1(y)} - G_2(y) J_0 \sqrt{W_2(y)} + \sum_{m=1}^\infty \tilde{\eta}_m(y) J_0 \sqrt{\delta_m(y)}\} \frac{dy}{y} \quad (5-46)$$

$$\Delta M_2(r, t) = \frac{\gamma_w M Q}{4\pi K_r (1-d)} \int_0^\infty \left\{ a_2 + b_2 + \frac{b_2^2 q_2 y^2}{1 - b_2 q_2 y^2} e^{-\frac{t}{b_2 q_2}} - \frac{a_2 + b_2 - a_2 b_2 q_2 y^2}{1 - b_2 q_2 y^2} e^{-y^2 t} \right\} \{G_3(y) J_0 \sqrt{W_1(y)} - G_4(y) J_0 \sqrt{W_2(y)} - \sum_{m=1}^\infty \tilde{\eta}_m(y) J_0 \sqrt{\delta_m(y)}\} \frac{dy}{y} \quad (5-47)$$

$$\Delta M_1(r, t) = \frac{\gamma_w Q}{4\pi K_r (1-d)} \int_0^\infty \left\{ a_1 + b_1 + \frac{b_1^2 q_1 y^2}{1 - b_1 q_1 y^2} e^{-\frac{t}{b_1 q_1}} - \frac{a_1 + b_1 - a_1 b_1 q_1 y^2}{1 - b_1 q_1 y^2} e^{-y^2 t} \right\} \times \frac{1}{\sqrt{H_1(y)}} \left\{ \coth(\sqrt{H_1(y)} M_1) - \frac{1}{\text{sh}(\sqrt{H_1(y)} M_1)} \right\} \{[G_1(y) + G_3(y)] J_0 \sqrt{W_1(y)} - [G_2(y) + G_4(y)] J_0 \sqrt{W_2(y)} + \sum_{m=1}^\infty [\tilde{\eta}_m(y, 0) - \tilde{\eta}_m(y)] J_0 \sqrt{\delta_m(y)}\} \frac{dy}{y} \quad (5-48)$$

式中

$$G_i(y) = \frac{2[A_2(y) - \lambda_i(y)]}{\lambda_2(y) - \lambda_1(y)} \left\{ \frac{1-d}{M} + \frac{2}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m} [\sin(\frac{m\pi d}{M}) - \sin(\frac{m\pi l}{M})] \right. \\ \left. \times \frac{U(y) - \lambda_i(y)}{U_m(y) - \lambda_i(y)} \right\}, \quad i = 1, 2; \quad (5-49-1)$$

$$G_{i+2}(y) = \frac{B_2(y)}{A_2(y) - \lambda_i(y)} G_i(y), \quad i = 1, 2; \quad (5-49-2)$$

$$\eta_m(y, z) = \frac{4}{\pi} \frac{1}{m} [\sin \frac{m\pi d}{M} - \sin \frac{m\pi l}{M}] \left\{ \cos \frac{m\pi z}{M} - 1 + \frac{K_z}{K_r} \left(\frac{m\pi}{M} \right)^2 \right. \\ \left. \times \frac{U_m(y) - A_2(y)}{[U_m(y) - \lambda_1(y)][U_m(y) - \lambda_2(y)]} \right\}, \quad m = 1, 2 \quad (5-49-3)$$

$$\tilde{\eta}_m(y) = \frac{B_2(y)}{U_m(y) - A_2(y)} \eta_m(y, 0), \quad m = 1, 2, \dots; \quad (5-49-4)$$

$$\eta_m(y, z) = \frac{4}{\pi} \frac{1}{m} [\sin \frac{m\pi d}{M} - \sin \frac{m\pi l}{M}] \left\{ -1 + \frac{K_z}{K_r} \left(\frac{m\pi}{M} \right)^2 \right. \\ \left. \times \frac{U_m(y) - A_2(y)}{[U_m(y) - \lambda_1(y)][U_m(y) - \lambda_2(y)]} \right\}, \quad m = 1, 2, \dots, \quad (5-49-5)$$

$$W_i(y) = -\lambda_i(y)r^2, \quad i = 1, 2; \quad (5-49-6)$$

$$\delta_m(y) = -U_m(y)r^2, \quad m = 1, 2, \dots; \quad (5-49-7)$$

$$H_i(y) = -\frac{\gamma_w}{K_i} [(\alpha_i + n_i\beta)y^2 + \frac{v_i}{q_i(v_i - q_i)} - \frac{1}{q_i}], \quad i = 1, 2; \quad (5-49-8)$$

$$A_1(y) = \frac{K_1 \sqrt{H_1(y)} \coth(\sqrt{H_1(y)} M_1) - (\alpha + n\beta) \gamma_w M y^2}{T_r} \quad (5-49-9)$$

$$A_2(y) = \frac{K_1 \sqrt{H_1(y)} \coth(\sqrt{H_1(y)} M_1) + T_2 H_2(y) - \frac{\alpha s_y y^2}{\alpha - y^2}}{T_2} \quad (5-49-10)$$

$$B_1(y) = \frac{K_1 \sqrt{H_1(y)}}{T_r \operatorname{sh}(\sqrt{H_1(y)} M_1)} \quad (5-49-11)$$

$$B_2(y) = \frac{K_1 \sqrt{H_1(y)}}{T_2 \operatorname{sh}(\sqrt{H_1(y)} M_1)} \quad (5-49-12)$$

$$U_m(y) = \frac{K_z}{K_r} \left(\frac{m\pi}{M} \right)^2 - \frac{(\alpha + n\beta)\gamma_w y^2}{K_r}, \quad m = 1, 2, \dots, \quad (5-49-13)$$

$$U(y) = -\frac{(\alpha + n\beta)\gamma_w y^2}{K_r} \quad (5-49-14)$$

$$\lambda_i(y) = \frac{1}{2} [A_1(y) + A_2(y) + (-1)^i \sqrt{[A_1(y) - A_2(y)]^2 + 4B_1(y)B_2(y)}], i = 1, 2; \quad (5-49-15)$$

$$T_r = K_r M \quad (5-49-16)$$

$$T_2 = K_2 M_2 \quad (5-49-17)$$

$$v_i = \frac{1}{b_i q_i}, \quad i = 1, 2; \quad (5-49-18)$$

$J_0(\quad)$ ——第一类零阶 Bessel 函数;

$\coth(\quad)$ ——双曲正切函数;

$\text{sh}(\quad)$ ——双曲正弦函数;

其余符号意义同前。

式(5-46)~(5-48)中, 当 $W_i(y) < 0$ 时, $J_0[\sqrt{W_i(y)}]$ ($i=1, 2$) 必须用零值代替; 当 $\delta_m(y) < 0$ 时, $J_0[\sqrt{\delta_m(y)}]$ ($m=1, 2, \dots$) 必须用零值代替。

应用式(5-45)~(5-48), 可以计算抽汲双层含水层组内地下水所导致的各层土骨架的竖向抽水压密变形量与相应引起的地面沉降量的时空分布与变化。

5.4 人工回灌与地面回弹

5.4.1 回灌对地面沉降的影响

如前所述, 抽汲地下水导致地面沉降, 是由于地下水位下降, 导致孔隙水压力降低, 土中有效应力增加, 地层发生压密变形的外在表现。与之相反, 对地下含水层(组)进行人工回灌, 则有利于稳定地下水位, 并促使地下水位回升, 使土中孔隙水压力增大, 土颗粒间的接触应力减小, 土体发生膨胀, 从而导致地面回弹现象, 减缓

地面沉降速率,并减小地面沉降总量。例如,上海市区自1966年冬季进行人工回灌地下水以来,至1974年为止,地面标高基本上保持1965年的水平,并略有回升,说明上海的地面沉降已初步得到控制。在地下水集中开采地区,如沪东工业区,回灌前1959年10月至1965年9月,地面累计下沉500~1000mm,回灌后1965年9月至1974年9月,地面累计上升18~36mm;同一时期,沪西工业区回灌前地面累计下沉430~590mm,回灌后地面累计上升26~44mm。

5.4.2 地面回弹模型的建立与求解

相对于含水层组的抽水压密过程而言,人工回灌导致的含水层组的回弹(膨胀)过程是完全弹性的,即:回灌引起的含水层组的竖向膨胀变形过程符合弹性虎克定律:

$$\varepsilon_z^e(t) = \alpha_1 \gamma_w S^e(t) \quad (5-50)$$

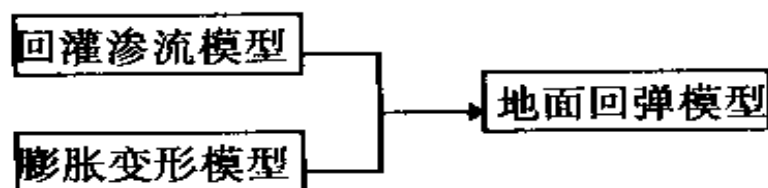
式中 $\varepsilon_z^e(t)$ ——土骨架的竖向膨胀应变;

$S^e(t)$ ——地下水位回升值;

其余符号意义同前。

类似于地面沉降模型,地面回弹模型的建立应包括两个方面,即回灌渗流模型与竖向膨胀变形模型的耦合。可用框图表示如下:

地面回弹模型通常可以通过近似解析解法、严格解析解法或数值法进行求解,获得回灌引起的地下水位回升及相应引起的地面回弹的计算公式。



5.4.3 人工回灌双层含水层组导致地面回弹的计算模型

对于前述双层含水层组,假设有一口非完整井,以定流量 Q^e 向深层承压含水层中灌水,使双层含水层组内的地下水位上升,各层土骨架发生膨胀变形,从而导致地面回弹。在其它假设及有关条件

与双层含水层组抽水压密过程相同的条件下,可以建立下述地面回弹计算模型。

潜水含水层(非回灌含水层):

$$\left[\frac{K_2}{\gamma_w} \left[\frac{\partial^2 s_2^e}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial s_2^e}{\partial r} \right] + \frac{K_1}{M_2 \gamma_w} \frac{\partial s_2^e}{\partial z} \right]_{z=-M_1} = (\alpha_2 + n_2 \beta) \frac{\partial s_2^e}{\partial t} \quad (5-51)$$

$$(VI) \begin{cases} s_2^e(r, t)|_{r=0} = 0 & (5-52) \end{cases}$$

$$\begin{cases} s_2^e(r, t)|_{r \rightarrow \infty} = 0 & (5-53) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lim_{r \rightarrow \infty} r \frac{\partial s_2^e}{\partial r} = 0 & (5-54) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \Delta M_2^e(r, t) = \gamma_w \alpha_2 M_2 s_2^e(r, t) & (5-55) \end{cases}$$

承压含水层(回灌含水层):

$$\left[\frac{K_r}{\gamma_w} \left[\frac{\partial^2 s^e}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial s^e}{\partial r} \right] + \frac{K_z}{\gamma_w} \frac{\partial^2 s^e}{\partial z^2} - \frac{K_1}{M \gamma_w} \frac{\partial s_1^e}{\partial z} \right]_{z=0} = (\alpha + n \beta) \frac{\partial s^e}{\partial t} \quad (5-56)$$

$$s^e(z, r, t)|_{r=0} = 0 \quad (5-57)$$

$$s^e(z, r, t)|_{r \rightarrow \infty} = 0 \quad (5-58)$$

$$(VII) \begin{cases} \lim_{r \rightarrow \infty} r \frac{\partial s^e}{\partial r} = \begin{cases} 0 & 0 \leq z < d \\ -\frac{Q^e}{2\pi K_r (1-d)} & d \leq z \leq 1 \\ 0 & 1 < z \leq M \end{cases} & (5-59) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{\partial s^e}{\partial z} \Big|_{z=0} = 0 & (5-60) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{\partial s^e}{\partial z} \Big|_{z=M} = 0 & (5-61) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \Delta M^e(r, t) = \gamma_w \alpha \int_0^M s^e(z, r, t) dz & (5-62) \end{cases}$$

弱透水层:

$$(VIII) \begin{cases} \frac{K}{\partial z^2} \frac{\partial^2 s_1^e}{\partial z^2} = (\alpha_1 + n_1 \beta) \frac{\partial s_1^e}{\partial t} & (5-63) \\ s_1^e(z, r, t)|_{z=0} = 0 & (5-64) \\ s_1^e(0, r, t) = s^e(0, r, t) & (5-65) \\ s_1^e(-M, r, t) = s_2^e(r, t) & (5-66) \\ \Delta M_1^e(r, t) = \gamma_w \alpha_1 \int_{-M}^0 s_1^e(z, r, t) dz & (5-67) \end{cases}$$

$$D^e(r, t) = \Delta M^e(r, t) + \Delta M_1^e(r, t) + \Delta M_2^e(r, t) \quad (5-68)$$

式中

s^e, s_1^e, s_2^e ——分别为回灌含水层、弱透水层、非回灌含水层的地下水位回升值;

$\Delta M^e, \Delta M_1^e, \Delta M_2^e$ ——分别为回灌含水层、弱透水层、非回灌含水层土骨架的竖向膨胀变形量;

D^e ——地面回弹量;

Q^e ——回灌井流量。

其余符号意义同前。

综合运用 Laplace 变换、Hankel 变换、Fourier 余弦变换及其逆变换的有关性质, 可求得地面回弹模型, 即定解问题(VI), (VII), (VIII)的精确解, 其表达式为

$$\Delta M^e(r, t) = \frac{\gamma_w a M Q^e}{4\pi K_r (1-d)} \int_0^\infty (1 - e^{-\gamma^2 t}) \{G_1^e(\gamma) J_0 \sqrt{W_1^e(\gamma)} - G_2^e(\gamma) J_0 \sqrt{W_2^e(\gamma)} + \sum_{m=1}^\infty \tilde{\eta}_m^e(\gamma) J_0 \sqrt{\delta_m^e(\gamma)}\} \frac{dy}{y} \quad (5-69)$$

$$\Delta M_2^e(r, t) = \frac{\gamma_w a_2 M_2 Q^e}{4\pi K_r (1-d)} \int_0^\infty (1 - e^{-\gamma^2 t}) \{G_3^e(\gamma) J_0 \sqrt{W_1^e(\gamma)} - G_4^e(\gamma) J_0 \sqrt{W_2^e(\gamma)} - \sum_{m=1}^\infty \tilde{\eta}_m^e(\gamma) J_0 \sqrt{\delta_m^e(\gamma)}\} \frac{dy}{y} \quad (5-70)$$

$$\Delta M_1^e(r, t) = \frac{\gamma_w a_1 Q^e}{4\pi K_r (1-d)} \int_0^\infty (1 - e^{-y^2 t}) \frac{1 - \cos(\sqrt{H_1^e(y)} M_1)}{\sqrt{H_1^e(y)} \sin(\sqrt{H_1^e(y)} M_1)} \{ [G_1^e(y) + G_3^e(y)] J_0 \sqrt{W_1^e(y)} - [G_2^e(y) + G_4^e(y)] J_0 \sqrt{W_2^e(y)} + \sum_{m=1}^{\infty} [\tilde{\eta}_m^e(y, 0) - \tilde{\eta}_m^e(y)] J_0 \sqrt{\delta_m^e(y)} \} \frac{dy}{y} \quad (5-71)$$

式中

$$G_i^e(y) = \frac{2[A_2^e(y) - \lambda_i^e(y)]}{\lambda_2^e(y) - \lambda_1^e(y)} \left\{ \frac{1-d}{M} + \frac{2}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m} [\sin(\frac{m\pi d}{M}) - \sin(\frac{m\pi d}{M})] \right\} \times \frac{U(y) - \lambda_i^e(y)}{U_m(y) - \lambda_i^e(y)}, \quad i = 1, 2; \quad (5-72-1)$$

$$G_{i+2}^e(y) = \frac{B_2^e(y)}{A_2^e(y) - \lambda_i^e(y)} G_i^e(y), \quad i = 1, 2; \quad (5-72-2)$$

$$\eta_m^e(y, z) = \frac{4}{\pi m} [\sin \frac{m\pi d}{M} - \sin \frac{m\pi d}{M}] \left\{ \cos \frac{m\pi z}{M} - 1 + \frac{K_z}{K_r} \left(\frac{m\pi}{M} \right)^2 \times \frac{U_m(y) - A_2^e(y)}{[U_m(y) - \lambda_1^e(y)][U_m(y) - \lambda_2^e(y)]} \right\}, \quad m = 1, 2; \quad (5-72-3)$$

$$\tilde{\eta}_m^e(y) = \frac{B_2^e(y)}{U_m(y) - A_2^e(y)} \eta_m^e(y, 0), \quad m = 1, 2, \dots; \quad (5-72-4)$$

$$\tilde{\eta}_m^e(y, z) = \frac{4}{\pi m} [\sin \frac{m\pi d}{M} - \sin \frac{m\pi d}{M}] \left\{ -1 + \frac{K_z}{K_r} \left(\frac{m\pi}{M} \right)^2 \times \frac{U_m(y) - A_2^e(y)}{[U_m(y) - \lambda_1^e(y)][U_m(y) - \lambda_2^e(y)]} \right\}, \quad m = 1, 2, \dots, \quad (5-72-5)$$

$$H_i^e(y) = -\frac{\gamma_w}{K_i} (\alpha_i + n_i \beta) y^2, \quad i = 1, 2; \quad (5-72-6)$$

$$A_1^e(y) = \frac{K_1 \sqrt{H_1^e(y)} \coth(\sqrt{H_1^e(y)} M_1) - (\alpha + n\beta) \gamma_w M y^2}{T_r} \quad (5-72-7)$$

$$A_2^e(y) = \frac{K_1 \sqrt{H_1^e(y)} \coth(\sqrt{H_1^e(y)} M_1) + T_2 H_2^e(y)}{T_2} \quad (5-72-8)$$

$$B_1^e(y) = \frac{K_1 \sqrt{H_1^e(y)}}{T_1 \operatorname{sh}(\sqrt{H_1^e(y)} M_1)} \quad (5-72-9)$$

$$B_2^e(y) = \frac{K_1 \sqrt{H_1^e(y)}}{T_2 \operatorname{sh}(\sqrt{H_1^e(y)} M_1)} \quad (5-72-10)$$

$$\lambda_i^e(y) = \frac{1}{2} [A_1^e(y) + A_2^e(y) + (-1)^i \sqrt{[A_1^e(y) - A_2^e(y)]^2 + 4B_1^e(y)B_2^e(y)}], i = 1, 2; \quad (5-72-11)$$

$$W_i^e(y) = -\lambda_i^e(y)r^2, \quad i = 1, 2; \quad (5-72-12)$$

$$\delta_m^e(y) = -U_m(y)r^2, \quad m = 1, 2, \dots; \quad (5-72-13)$$

其余符号意义同前。

式(5-69) ~ (5-71)中, 当 $W_i^e(y) < 0$ 时, $J_0[\sqrt{W_i^e(y)}] (i=1, 2)$ 必须用零值代替; 当 $\delta_m^e(y) < 0$ 时, $J_0[\sqrt{\delta_m^e(y)}] (m=1, 2, \dots)$ 必须用零值代替。

应用式(5-68) ~ (5-71), 可以计算双层含水层组中, 人工回灌地下水导致的各层土骨架的竖向膨胀变形量与相应引起的地面回弹量的时空分布与变化。

5.5 地面沉降计算实例

上海市黄浦江上游引水工程四号竖井开挖施工中, 采用群井大降深排水, 疏干深层承压含水层地下水。为保证四号竖井开挖、干封底的顺利进行, 以及避免上部土层孔隙水被大量疏干, 四号竖井采用了圆筒形地下连续墙结构, 排水疏干主要降低深层承压含水层地下水。本节运用前述关于双层含水层组抽水压密导致地面沉降的计算模型及人工回灌双层含水层组导致地面回弹的计算模型, 解释四号竖井施工过程中, 深井点降水所导致的地面沉降现象。

5.5.1 场地水文地质条件

工作场区自地面标高向下, 存在着一个第四系松散含水层组,

分别由以下含水单元组成:

1. 潜水含水层—微承压含水层

岩性为灰色粘质粉土 含砂量不均, 顶板埋深为 3.20 ~ 6.00m, 厚度为 8.20 ~ 9.40m, 单位涌水量为 $0.02 \sim 1.80\text{m}^3/\text{h}$, 渗透系数为 $0.5 \sim 2.0\text{m}/\text{d}$ 。黄浦江切割该含水层。

该含水层下伏地层为灰色粘土层和暗绿色粉质粘土层, 为相对隔水层, 其渗透系数小于 $0.001\text{m}/\text{d}$, 该层厚度为 15.00m。

2. 第一承压含水层

下伏于上述相对隔水层。上段为褐黄色砂质粉土, 顶板埋深约为 29.00m, 厚度为 7.00 ~ 10.00m, 下段为绿黄色粉砂夹细砂, 顶板埋深为 35.00 ~ 40.00m, 厚度大于 20.00m。该含水层的水平向渗透系数为 $3.0\text{m}/\text{d}$, 垂向渗透系数为 $2.0 \sim 3.0\text{m}/\text{d}$, 单位涌水量为 $4.1\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{m}$ 。该层为四号竖井排水疏干工程的主要目的层。

3. 第二承压含水层

岩性为青灰色细砂、含砾中粗砂, 顶板埋深约为 60.00m, 厚度约为 50.00m, 渗透系数为 $20.0 \sim 40.0\text{m}/\text{d}$, 单位涌水量为 $2.0 \sim 30.0\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{m}$ 。

4. 第三承压含水层

岩性为含砾中粗砂, 顶板埋深为 100.00 ~ 110.00m, 厚度约为 35.00m, 渗透系数为 $25.0 \sim 40.0\text{m}/\text{d}$ 。该含水层与下伏含水层之间, 有一层杂色粘土层分隔。

四号竖井施工场地位于第一、第二、第三承压含水层的沟通区域, 第一、第二、第三承压含水层之间的隔水层缺失。第一、第二、第三承压含水层的总厚度约为 116.00m。

5. 第四、第五承压含水层(略)

5.5.2 群井排水工程实施

1. 设计要求

竖井直径为 19.90m。要求竖井周围均匀降水, 疏干第一承压含水层地下水, 并将第一承压含水层的地下水水头下降到暗绿色粉质

粘土层底板附近。

2. 设计原则

抽水井环绕竖井周围呈环形均匀布置, 环直径为 26.00m, 各井抽水量基本一致。采用深井泵抽汲承压含水层地下水。

3. 设计方案

沿竖井周边, 均匀布置 10 口抽水井, 井群平面布置如图 5-2 所示。如以单井而论, 抽水模式与图 5-1 所示抽水模式相同。

各抽水井皆为非完整井, 过滤器位于抽水含水层上段, 长度为 18.00m, 其上端位于抽水含水层顶板以下 9.30m 处, 下端距离抽水含水层顶板 27.30m(即 $l=27.30\text{m}$, $d=9.30\text{m}$), 单井的凿井深度约为 60.0m。

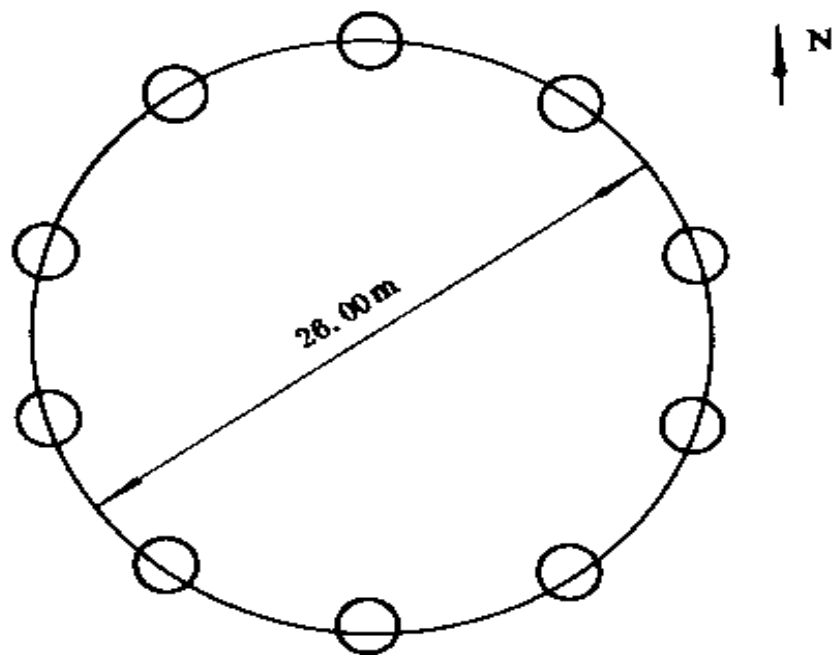


图 5-2 群井平面布置示意图

5.5.3 群井降水模式分析

根据场地水文地质条件及采取的群井降水设计方案, 排水疏干工程的工作对象实际上相当于双层含水层组: 潜水—微承压含水层为非抽水含水层; 由于其间隔水层的缺失, 第一、第二、第三承压含水层形成一个整体, 为本次排水疏干工程的抽水含水层(深层承压含水层); 非抽水含水层与抽水含水层之间的灰色粘土及暗绿色粉质粘土层为弱透土层。抽水含水层底部发育有杂色粘土层, 将抽水含水层与其下伏第四、第五承压含水层分隔开来, 而且, 本次排水的目的是疏干第一承压含水层地下水, 故可以认为, 第四、第五承压含水层地下水位不受本次群井排水的影响。

群井抽汲第一承压含水层地下水, 使得抽水含水层地下水水位

大幅度降低,相应使弱透水层、潜水—微承压含水层的地下水水位亦下降。含水层组内的地下水位巨幅下降,使第一、第二、第三承压含水层及弱透水层、潜水—微承压含水层的土骨架产生压密,从而导致地面沉降。

5.5.4 模拟计算

1. 计算模型的选择

根据场地水文地质条件及降水模式分析可知,本场地抽汲地下水导致的地面沉降,是由于双层含水层组内地下水位波动,导致各分层土骨架发生压密与膨胀的结果。因此,采用前述考虑双层含水层组内土骨架的抽水压密与回灌膨胀变形的地面沉降与地面回弹模型,计算、预测四号竖井场地降水所导致的地面沉降,是较为合适的,即采用式(5-46)~(5-48)计算、预测双层含水层组土骨架的竖向抽水压密变形,采用式(5-69)~(5-71)计算、预测双层含水层组土骨架的因水位回升产生的竖向膨胀变形,较为合适。

2. 模型参数的选取

模拟计算所必需的有关参数 n_1, n_2, M, M_1, M_2 , 直接利用本场地先于排水疏干工程进行的工程地质勘察成果; $K_s, K_e, K_1, K_2, n, a, a_1, a_2, b_1, b_2, q_1, q_2$ 等参数,根据排水疏干工程的前期抽水压密记录,利用式(5-46)~(5-48)及式(5-69)~(5-71)进行优化计算,最终调试出令地面沉降的计算值与实测值最佳逼近的优选参数组。

3. 模拟计算

基于上述方法,通过优化计算所得到的最佳参数组,列于表5-1中,它们被用于模拟抽水引起的含水层组抽水压密的全过程。

对于环形等距离的抽水井群,由于受单井流量资料的限制,采用了“大井法”进行计算。该方法的中心思想是,假设有一口井位于环形井群中心,井结构不变,等效地代替井群,即假想井的结构与实际抽水井的井结构相同,其抽水量等于各井实际抽水量的总和。

排水疏干过程中,由于抽水量随时间呈阶梯形变化,对于由此引起的地层压缩变形与膨胀变形的计算,采用叠加法进行,即:对于

表 5-1 优选参数表

抽水含水层	$K_1=2.38\text{m/d}$	$K_2/K_1=0.80$
	$M=116.00\text{m}$	$\alpha=9.291 \times 10^{-7}\text{kPa}^{-1}$
	$n=0.872$	
潜水-微承压含水层	$K_2=0.65\text{m/d}$	$M_2=9.00\text{m}$
	$n_2=0.515$	$\alpha_2=4.289 \times 10^{-6}\text{kPa}^{-1}$
	$b_2=2.035 \times 10^{-6}\text{kPa}^{-1}$	$q_2=7.800 \times 10^6\text{kPa} \cdot \text{day}$
	$\alpha=0.01$	$S_y=0.058$
弱透水层	$K_1=2.56 \times 10^{-4}\text{m/d}$	$a_1=1.394 \times 10^{-6}\text{kPa}^{-1}$
	$M_1=15.00\text{m}$	$b_1=3.125 \times 10^{-6}\text{kPa}^{-1}$
	$n_1=0.496$	$q_1=8.540 \times 10^6\text{kPa} \cdot \text{day}$

抽水井流量增加了 ΔQ 的变化过程, 考虑虚设一口流量为 ΔQ 的抽水井; 对于抽水井流量减小了 ΔQ 的变化过程, 考虑虚设一口流量为 ΔQ 的回灌井; 流量为 ΔQ 的虚拟抽水井、虚拟回灌井亦位于环形井群中心, 其结构与实际抽水井结构相同。虚拟抽水井引起的含水层组土骨架的压密变形, 采用式(5-46)~(5-48)计算; 虚拟回灌井引起的含水层组土骨架的膨胀变形, 采用式(5-69)~(5-71)进行计算。排水疏干导致的地面沉降 $\tilde{D}(r, t)$, 采用下述叠加公式进行计算:

$$\tilde{D}(r, t) = D(r, t) - D^*(r, t)$$

即

$$\begin{aligned} \tilde{D}(r, t) = & \Delta M(r, t) + \Delta M_1(r, t) + \Delta M_2(r, t) \\ & - \Delta M^*(r, t) - \Delta M_1^*(r, t) - \Delta M_2^*(r, t) \end{aligned} \quad (5-73)$$

群井排水疏干过程中, 每日总流量的变化列于表 5-2 中。模拟计算结果如图 5-3、图 5-4 所示。

表 5-2 群井抽水流量变化表

抽水历时(d)	$t < 7$	$7 < t < 14$	$14 < t < 16$	$16 < t < 27$	$27 < t < 52$
总流量(m^3/d)	5877.0	5947.0	5071.0	5800.0	6487.0
抽水历时(d)	$52 < t < 74$	$74 < t < 90$	$90 < t < 101$	$t > 101$	
总流量(m^3/d)	6883.0	5971.0	5051	0.0	

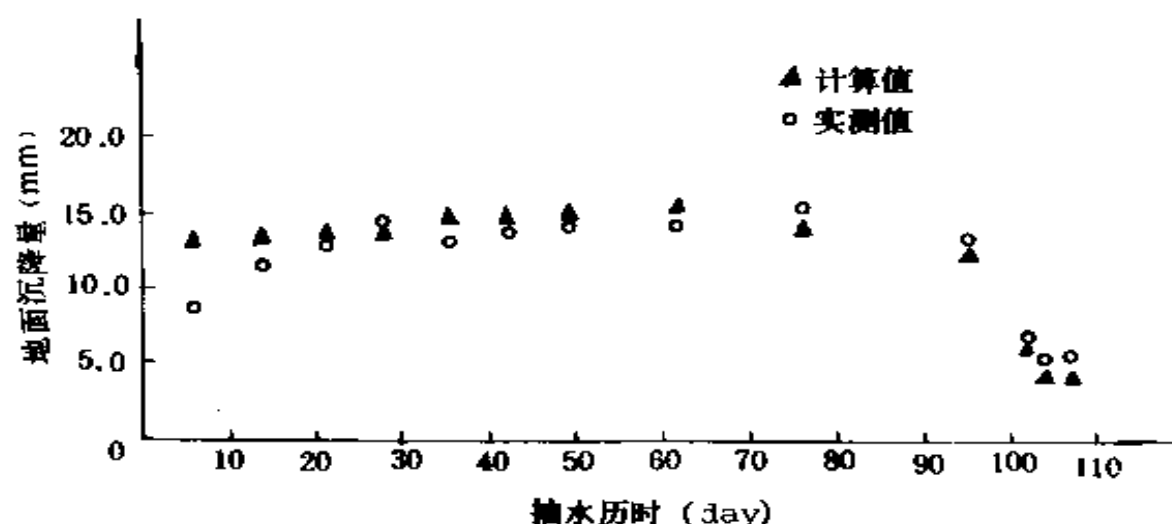


图 5-3 18 号观测点处地面沉降历时曲线

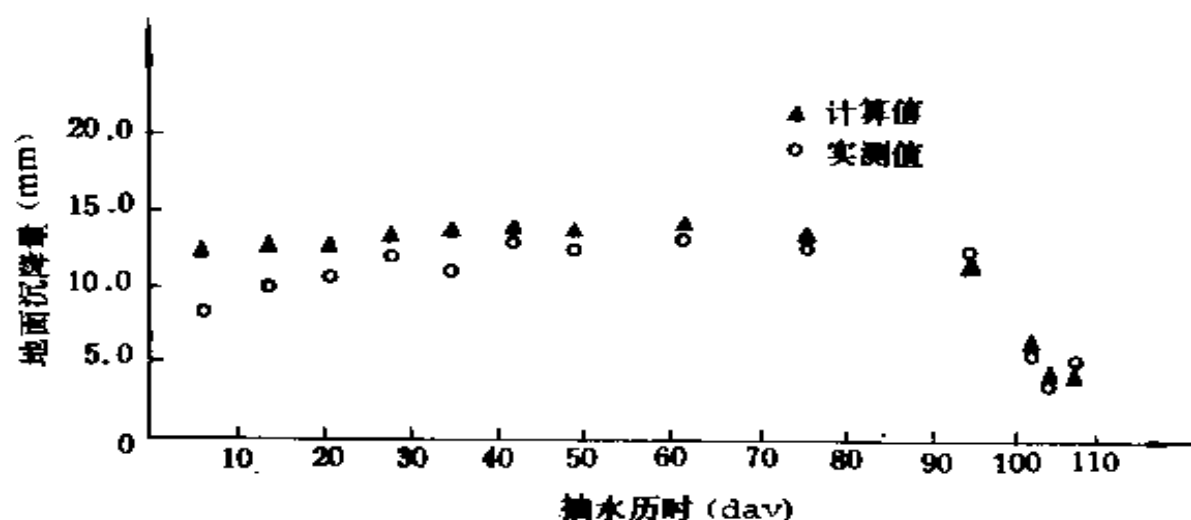


图 5-4 13 号观测点处地面沉降历时曲线

5.6 控制地面沉降的措施

对于自然因素引起的地面沉降，如近代沉积地层的天然固结、海平面的相对上升以及地质构造运动引起的地面沉降，是人力难于控制的。人类活动导致的地面沉降，可以通过人为的努力进行防治与克服。

5.6.1 统一制定经济发展规划

地面沉降导致地面高程降低以后,无论采取什么措施,令地面回升到原有高程是非常困难的。许多学者认为,政府部门和城市规划工作者对此应有充分的认识,必须统一制定经济发展规划。工业化和都市化无计划地过量抽取地下水,由此引起的地面沉降实际上应归结为人类开采地下水和土地利用的结果,因此,应该从经济建设规划上制定土地管理政策,这个政策应结合土地开发条件与地质条件,避免滥用土地和地下水资源,防止地面沉降的发生、发展。

5.6.2 制定各种政策,合理控制开采地下水

为了控制与防止地面沉降,美国、日本等工业发达国家从60年代开始,政府部门制定各种政策、法令,合理限制对地下水的开采。对于滥用地下水引起地面沉降问题,美国政府已从法律上给予高度重视,制定了关于限制地下水开发的法令。在政府和法令的制约下,美国许多地面沉降现象大为改善。日本和意大利等国家也早已在限制用水方面制定法令,以控制对地下水的开采量。如日本东京市从利根川取水,大阪市则从淀川取水,使地面沉降现象大为缓和。意大利波和三角洲,威尼斯市至米兰海岸地带也都严格控制地下水的开采量。威尼斯市自压缩地下水开采量以来,目前地面回升30mm。1960年意大利公共工程部决定在波河三角洲面积达10000公顷的汽田区,停止开采天然气,由于关闭一些气井,在此后五年内承压水位上升,地面沉降速率减小。

5.6.3 人工补给地下水

世界各国均以人工回灌井注入水补给含水层,作为控制或改善地面沉降的常规方法。人工回灌的作用有以下几个方面:

(1)缓和了地面沉降速率,个别情况下出现了小量的地面回弹。

(2)改变了地下水水质,如果控制得当,可以使地下水水质向好的方面转化,但如送入咸水或污水也可以使水质恶化。

(3)利用不同的回灌季节,灌入不同水温的水,在需要时抽出使

用可以节约能源,如:冬季回灌低温水,夏季抽出作为工厂降温冷源,效果好、成本低。

(4)利用人工回灌技术建立地下水库,贮存地表余水,以调节水资源,解决缺水地区及缺水季节的用水问题。

但是,对于如何补偿地下水量以防止水位继续下降,仍旧是控制地面沉降措施的重要问题之一。

5.6.4 各种治理措施

除上述防治措施外,在滨海及海岸带地区,通常采取下列措施治理地面沉降。

(1)修建防洪堤、防潮堤、防潮闸和防潮泵站等;

(2)建立水下挡水、防冲丁坝,防止海潮、海浪冲蚀海岸;

(3)高压灌浆促使地面抬升。例如,意大利在威尼斯附近的波弗格里阿(Povglia)岛上进行高压灌浆试验,通过 10 年监测,证实使地面回升 10cm。

5.6.5 岩溶塌陷导致地面沉降的防治措施

为了防治岩溶或矿坑等的塌陷而引起的地面沉降,采取的措施主要是以防为主,并结合充填。例如,印度已制定规划,对老矿坑的危险地带,采用一种水、气并联系统进行填塞,对正在开采的矿坑进行严格的监测。澳大利亚为监测拉特罗步煤田软煤层和上伏粘土层的沉降,已进行了 4000 个样品的固结试验,并用数学模型来预测可能产生的沉降量。

对于已经造成岩溶塌陷的地区,如在大马士革,是采用开挖后充填低渗透性土料夯实,以减少渗透性,阻止水流的人渗。

参 考 文 献

1. Poland, J.F., G.H.Davis, Land subsidence due to withdrawal of fluids, Reviews in Engineering geology, the geological society of America. 1969, Vol.2, 187-269
2. 苏河源, 胡兆璋. 国外地面沉降研究状况述评. 上海地质, 1980 年第二期, 65-76 页
3. 上海市地质处. 国外地面沉降论文选译. 地质出版社, 1978 年。
4. Land subsidence, IAHS publication NO.151, Edited by A.I.Johnson, Laura Carbognin, and L.Ubertini, 1984.
5. Land subsidence, IAHS publication No.200, Edited by A.I.Johnson, 1991.
6. 上海市地质处. 上海市地面沉降勘察研究报告. 1962 ~ 1976
7. Brutsaert, W., M.Y.corapcioglu. Pumping of aquifer with viscoelastic properties. Proc.ASCE, HY11, 1976, vol.102, 1663 ~ 1675
8. 任福尧, 苏河源. 关于由抽水或灌水引起的隔水层的一维固结问题. 上海地质, 1981 年第二期, 44-55 页。
9. Gambolati, G. A three dimensional model to compute land subsidence, Hydrological sciences bulletin, IAHS, Vol.17, July, 1972, 219-226
10. Gambolati, G., R.A.Freeze. Mathematical simulation of the subsidence of Venice, 1, Theory, Water Resour. Res., 1976, Vol.9, 721-733
11. Helm, D.C., One-dimensional simulation of aquifer system compaction near Pixly, California, 1, Constant parameters. Water Resour. Res., 1975, Vol.11, 465-478
12. Helm, D.C., One-dimensional simulation of aquifer system comaction near Pixly, California, 2, stress-dependent parameters. WaterResour.Res., 1976, Vol.12, No.3, 375-391.
13. Corapcioglu, M.Y., W.Brusaert, Vis- coelastic aquifer model applied

to subsidence due to pumping. Water Resour. Res., 1977, Vol.13, 597-604

14. 繆俊发.吴林高.王璋群.大型深井点降水引起地面沉降的研究.岩土工程学报, 第 13 卷第 3 期, 1991 年, 60-64 页
15. 上海市水文地质大队《地下水人工回灌》编写小组. 地下水人工回灌.地质出版社, 1977 年 7 月, 17-18 页

第六章 地下水位变化对特殊土工程性质的影响

6.1 地下水位变化对黄土湿陷的影响

6.1.1 湿陷性黄土概述

黄土是一种在第四纪时期形成的黄色粉状土。黄土按其成因分为原生黄土和次生黄土。一般认为未经次生扰动，不具层理的风成黄土为原生黄土。原生黄土经流水冲刷、搬运和重新沉积而形成的为次生黄土，又称为黄土状土。

黄土在覆盖土层的自重压力或自重压力和建筑物的附加压力共同作用下，受水浸湿后结构迅速破坏而发生显著附加下沉的现象称为湿陷。浸水后产生湿陷的黄土称为湿陷性黄土。有的黄土不发生湿陷，称为非湿陷性黄土。湿陷性黄土分为自重湿陷性黄土和非自重湿陷性黄土两种。浸水后在自重压力作用下产生湿陷的黄土为自重湿陷性黄土，而另外一些浸水后只有在自重压力和附加压力共同作用下才产生湿陷的为非自重湿陷性黄土。在黄土地区，在一定的压力下，由于黄土湿陷而引起建筑物不均匀沉降是造成地基事故的重要原因。因此在实际工程中，首先要判明黄土是否具有湿陷性，再区分它属于自重湿陷性黄土或非自重湿陷性黄土，以便采取相应的工程措施。而非湿陷性黄土的工程与一般粘性土无异，就无需另加讨论了。

我国的黄土分布很广，面积为 635280km^2 ，占世界黄土分布总面积的 4.9% 左右。其中湿陷性黄土分布面积约占我国黄土分布总面积的 60% 左右，大部分分布在黄河中游地区，遍及甘、陕、晋的大部分地区及豫、宁、冀等部分地区。此外，新疆、鲁、辽等地也有局部分布。

我国的湿陷性黄土，一般呈黄色或褐黄色，粉粒含量常占土重的 60% 以上，含有大量的碳酸盐、硫酸盐和氯化物等可溶盐类，天然孔隙比在 1.0 左右，一般具有肉眼可见的大孔隙，竖直节理发育，能保持直立的天然边坡。湿陷性黄土一般都覆盖在非湿陷性黄土层上，厚度最大达 30m，多为几米至十几米。常有非湿陷性黄土层位于湿陷性黄土层之间。由于各地黄土形成的地质年代和所处自然地质环境不同，它的工程性质和外貌特征也因地而异。若要进一步了解，可参阅《工程地质手册》。

本节主要讨论地下水位上升对湿陷性黄土工程性质的影响。

6.1.2 地下水位上升在湿陷性黄土地区引起的岩土工程问题

(一) 地下水位上升的原因

人类的生产活动，影响并改变着人类的生存环境。由于温室效应，全球变暖引起了地下水位的不断上升。城市的发展，地下水被大量开采，城市建设又改变了地表径流，这一切使地下水位发生了很大变化。以西安地区为例，表现为潜水位的大幅度上升和承压水位的迅速下降。

新中国成立后，特别是 1955 年后，随城市基本建设的迅速发展，使潜水位大幅度上升。在 1955 ~ 1964 年间，西安市潜水位上升面积达 250km^2 。十年中，上升高度最小的为 1 ~ 3m，一般为 5 ~ 8m，个别地段上升高达 15m 左右。1964 年上升高峰过后，大部分地区上升势头趋于缓慢，到 70 年代以后处于相对稳定阶段。

潜水位上升与城市建设的发展密切相关，上升最快的时期正是建设发展最迅速的时期。60 年代后期，建设项目大部分转向郊区，上升区随之转移到郊区，而城区则出现了相对的稳定。地下水位上升的原因有以下几个方面：

1. 年降水量的影响

从 1958 年到 1964 年，年降水量明显增大，比历年年平均降水量多 170 ~ 260mm，特别是在 1964 年 7 ~ 10 月间，降水量达

500mm，占全年降水量的 61%以上，渗入地下的水量估计有 30% ~ 50%，使这段时间地下水位升幅达 1.0 ~ 2.5m。根据西安市历年地下水位观测和年降水量资料，水位升降与降水量有密切关系。

2. 用水量增加及地表径流的改变

随着城市建设的发展，用水量大量增加，自来水的普及使大量取自地层深处的承压水和河流中的地表水输入城区。同时地面设施的建造减少了地表蒸发量。而原有排水条件破坏，新的排水系统不够完善，大气降水被拦截并渗入土层，污水大量渗入地下，促使地下水位上升。

3. 蓄水设施的涌水和渗漏

蓄水池附近是地下水位上升最为突出的地区，这种影响多是局部性的，但这些地区往往上升幅度大，速度快。如兴庆湖蓄水后，5 年内把周围 4.0km² 范围内的潜水位上升 6 ~ 8m。

过量开采是西安地区承压水下降的主要原因。开采量不同，承压水位下降具有区域性。下降轻微的地区，平均年下降量在 1.0m 以内，下降严重的地区，平均年下降量达 3.03m。在最为严重的漏斗区，1957 ~ 1977 年的 20 年间，地下承压水位下降达 82 ~ 83m。

(二) 地下水位变化引起的岩土工程问题

潜水位上升导致湿陷性黄土浸水，土的物理性质发生变化，承压水位下降引起土层自重应力增加，两者单独或共同作用，带来一系列的岩土工程问题。主要有以下几个方面：

1. 地基土压缩性增大

地基土受水浸湿产生湿陷变形之后，还要经历一个较长的压缩变形阶段，这种变形在总变形中占相当大的比例。由于土层压缩性增加，不大的应力增量会产生可观的沉降量，微小的应力差可产生不容忽视的差异沉降。如西安某外资饭店，1988 年 3 月主体完工后，逐月观测其沉降，到 1989 年 12 月 1 日第 25 次观测时，沉降已接近稳定。但 1990 年 2 月 12 日第 26 次观测时，发现沉降速率突然猛增，三天内观测到的平均速率为 1.22 ~ 1.42mm/d，最大值为

2.18mm/d，差异沉降在40天内增加了45.41mm。其原因是附近开挖基坑时降水所致。降水过程中在饭店建筑群范围内，实测地下水位下降量仅为0.5 ~ 1.8m。

2.灵敏度和振动液化问题

黄土成分以粉粒为主，其含量在60%以上，且主要是粒径为0.01 ~ 0.05mm的粗粉粒。塑性指数 $I_p=3.3 \sim 17.5$ 。大部分空隙比在1.0左右的湿陷性黄土浸水之后变为高灵敏度、易液化的土层。如某一天然排水沟，被填没以前，地表水能沿沟及时排走，当时沟两侧场地为Ⅲ级弱自重湿陷性黄土地基，潜水位埋深18m以上。土的粉粒含量85% ~ 90%，其中粒径大于0.01的占总量的70%以上，塑性指数 $I_p=7.0 \sim 11.2$ ，天然含水量 $w=12.0\% \sim 18.0\%$ ，孔隙比 $e=0.90 \sim 1.25$ 。由于城市建设的发展，排水沟被填没7年后，地下水位上升到地表下3.0 ~ 11.0之间，土的自重湿陷性消失，变为Ⅰ ~ Ⅱ级非自重湿陷场地，埋深7.0 ~ 11.5m之间的土层变为高灵敏度可液化上层，重塑土的无侧限抗压强度为0。在排洪隧洞衬砌施工时，因振捣混凝土使洞壁土液化坍塌，全部设备埋入土中。另一个实例是某大学位于Ⅱ级非自重湿陷性黄土地基上，地下水位上升后变为非湿陷性黄土场地，地下水位埋深2.45 ~ 2.60m。1990年6月场地进行灌注桩施工，先在地表挖去1.0m左右，然后沉管成桩，桩长约9.0m，桩径0.4m。当第11根桩打完后，在打桩范围四周的地面上，产生了环形裂缝，其中最宽处达9.0cm，裂缝两边落差达7.0cm(打桩一边下沉量最大)，打桩部位形成了一凹槽。经勘查分析认为是由饱和土层振陷所致。在我国，湿陷性黄土多分布在地震烈度比较高的地区，这种变化无疑给工程建设带来很多麻烦。

3.大面积地基浸水湿陷问题

50年代后期到60年代是西安地区潜水位上升最快的时期，由于湿陷性黄土浸水湿陷，使大量建筑物发生了不同程度的下沉，引起房屋发生裂缝，致使不少建筑物无法继续使用。如某学校五层教学楼竣工时，潜水位距地表10m以上，整个施工过程中的沉降量仅1 ~ 3cm，建成后，地下水位逐年上升，当水位距基础底面为5.0m时，建筑物开

始下沉,在以后的五年中,下沉量达 30cm,最大沉降速率为 10cm/年。

4.地面下沉及地面裂缝问题

由于潜水位上升和承压水位下降,西安地区自 50 年代末以来,就发现地面下沉。因地下水开采量增大,地面下沉数量不断增加。1980 年增加到 211.5mm,是 1971 年的三倍多。1980 年之后发展更快,漏斗区的最大累计值目前已超过 1.0m。从 1976 年到 1982 年,西安地区自南郊甘寨村至东北辛家庙一带,12m 宽度内,已查明较大裂缝有六条之多。到目前为止,大部分裂缝还在继续开展,一些新的裂缝还在继续出现。地裂缝所到之处,建筑物、道路、管道、人防工事等相继开裂,给工程建设带来很大的危害。目前,工程界对裂缝产生原因的认识还不统一,但无论那种观点都不排除地下水位变化的影响。

5.传统岩土工程处理方法和经验相继失效

湿陷性黄土浸水后所引起的工程性质的变化,使这一地区使用了很多年的行之有效的岩土工程处理方法和长期积累的经验失去了效力。比如灰土挤密桩曾作为一种十分有效的地基处理方法在西北地区普遍使用。近年来,由于地下水位上升,土地含水量增大和灵敏度提高,拔管后的缩孔问题以及灰土进水后强度增长缓慢等问题得不到解决,使其实用范围日益缩小。另外,灰土井桩基础,粉煤灰混凝土灌注桩等地基处理方法等传统的地基处理方法也由于地下水位上升而失去了它的效力。

当前,在工程实践中有越来越多环境岩土工程问题有待于我们去不断发现和解决。在湿陷性黄土地区,由于地下水位变化而引起的种种工程问题还需要不断进行研究。

6.1.3 地下水位变化对湿陷性黄土变形性质的影响

为了评价湿陷性黄土地区地下水位变化对建筑工程的影响,首先需要研究黄土的湿陷变形性质。而对这些性质的研究,又可用一些反映其湿陷变形特征的指标来表达。反映黄土湿陷变形的指标有湿陷系数、湿陷起始压力、起始含水量。目前,对这三个指标的试验研究多是在室内浸水试验和试坑浸水实验下进行的。而对地下水位变化

引起的地基湿陷变形特征的研究进行的很少。对地下水位变化与上述三个指标的的关系的研究情况的报导资料在国内国外还属罕见。本节将结合非自重湿陷性黄土地区地下水位上升后, 根据有关试验调查和观测来讨论地下水位上升所引起的地基湿陷变形特征。

地下水位上升是大面积的, 对每幢建筑物地基来说是均匀浸湿的, 并且浸湿的速度相对地比较缓慢。

1. 地下水位上升引起地基湿陷变形的过程

地下水位上升过程中, 在靠近地下水位线处, 由于土的毛细管作用, 使地下水位以上一定高度内土层的含水量增大, 这部分土层叫毛细管带, 它是引起湿陷的主要土层。

根据受地下水影响的程度, 地基一般可分为三个带: 饱和带(即地下水位以下的土层)、毛细管带和天然湿度带(基本上未受地下水影响的土层), 如图 6-1 所示。随着地下水位的上升, 前两带上移, 而后者逐渐消失。前两者的界限比较明显, 后两者由于含水量逐渐变化而很难严格区别。根据关中地区试验结果, 当土的空隙比在 1.0 左右而含水量超过 24% 时, 土的压缩性就显著增加; 当含水量超过 25% 时, 其压缩性达到最高值, 在外荷作用下基本完成全部变形。因此, 从地下水位到土的含水量超过 24% 的土层可以定为毛细带, 这个厚度一般在 2.2 ~ 2.8m 之间。



图 6-1 天然湿度带、毛细管带和饱和带的分布

在非自重湿陷性黄土地区, 建筑物的变形是在地下水位上升到距基底一定高度后才发生, 这可以从以下试验和建筑物沉降观测资料中看出:

(1) 陕西省第一建筑设计院在西安市东南郊 II 级非自重湿陷性黄土地上曾进行了四个埋有深标点的模拟地下水上升的浸水荷载试验,

Figure 1 is a line graph showing the relationship between water level (H) and sedimentation (S) over time (T) from April to August 1968. The left y-axis represents water level height (H) in meters (m), ranging from 0 to 4.0. The right y-axis represents sedimentation (S) in centimeters (cm), ranging from 0 to 40. The x-axis represents time (T) in days, with labels for months and specific dates. The water level (H) is shown as a stepped line, and the sedimentation (S) is shown as a smooth curve. The sedimentation curve peaks in late July and then drops sharply.

注: 面积 $F=80 \times 800\text{cm}^2$; 压力 $P=1.5\text{kg/cm}^2$

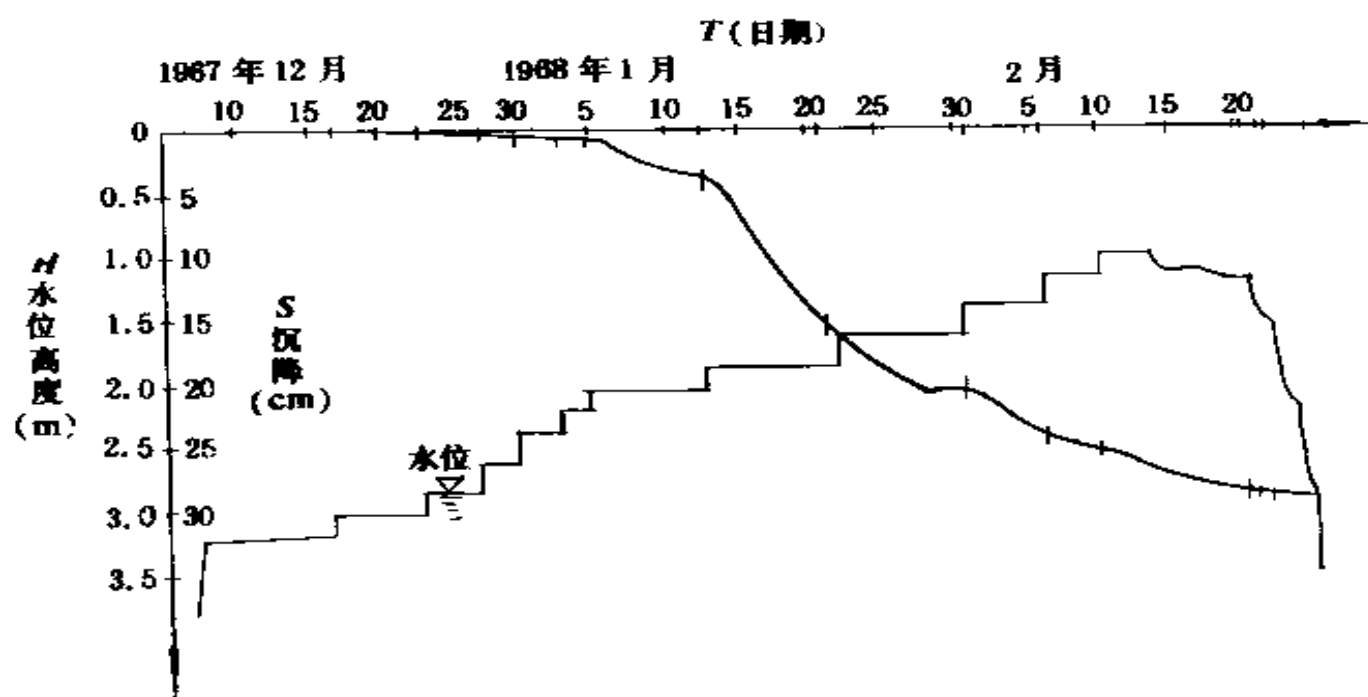


图 6-4 模拟地下水位上升 2 号荷载台 $T-H$ 及 $T-S$ 曲线

注: 面积 $F=150 \times 150\text{cm}^2$; 压力 $P=1.5\text{kg/cm}^2$

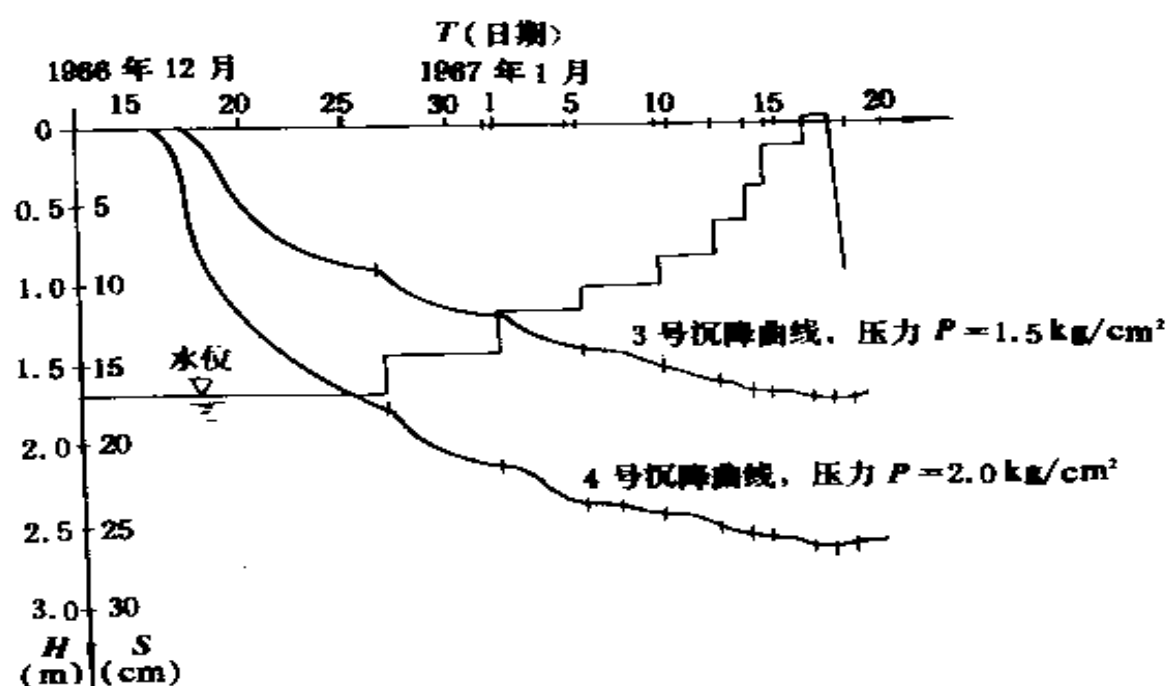


图 6-5 模拟地下水位上升 3 号、4 号荷载台 $T-H$ 及 $T-S$ 曲线

注: 面积 $F=70.7 \times 70.7\text{cm}^2$

在地下水位上升过程中,相应于地基开始发生湿陷的水位称为湿陷起始水位。四个试验点的湿陷起始水位见表 6-1,可见地基湿陷变形是在水位上升至距基底一定深度后才发生的它于基底压力、基底尺寸和基础形式有关。

表 6-1 湿陷起始水位

荷载台 编 号	基础面积 (cm^2)	基底压力 (kPa)	湿陷起始水位 (m)	备 注
1	80 × 800	150	-2.4 ~ -2.2	
2	150 × 150	150	-2.2 ~ -2.0	
3	70.7 × 70.7	150	-1.65	一级水位就发生湿陷,实际湿
4	70.7 × 70.7	200	-1.65	起始水位可能低于-1.65m

图 6-6 和图 6-7 分别为 1 号和 2 号荷载试验在整个浸水过程中深标点的最终位移所反映的各土层的变形情况,说明当水位上升到湿陷起始水位时所发生的附加变形主要发生在含水量急剧增大的毛细带土层内。

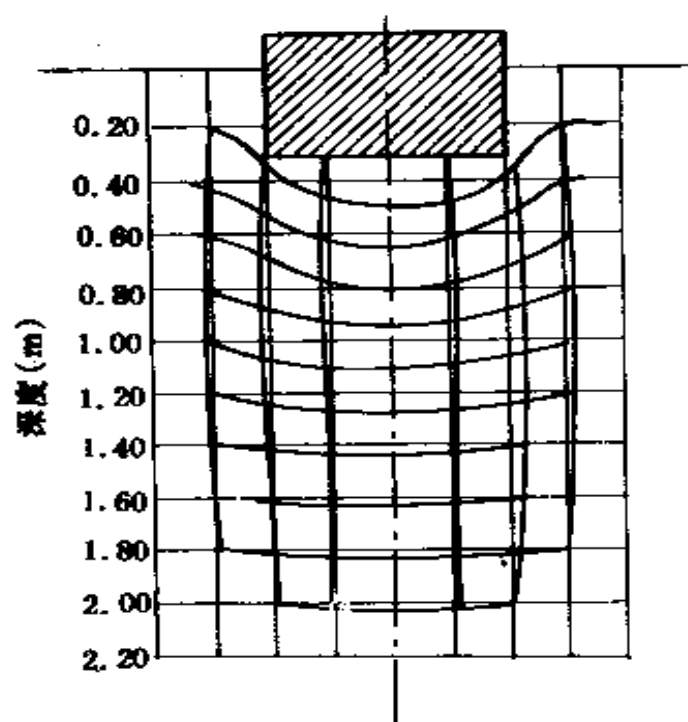


图 6-6 1 号荷载台深标点的位移

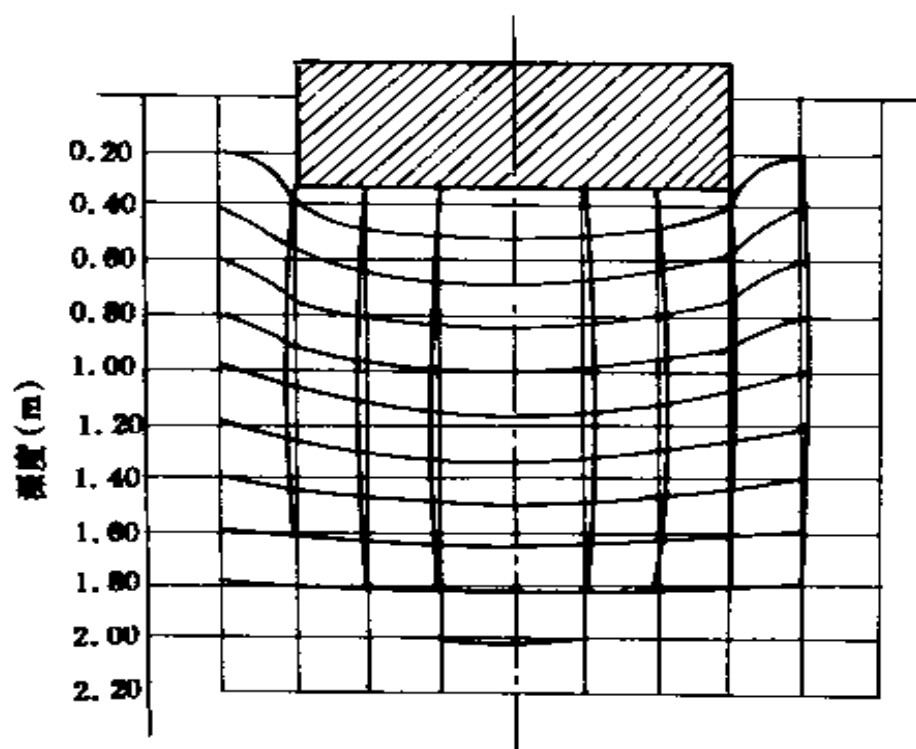


图 6-7 2 号荷载台深标点的位移

(2)建筑物沉降观测

根据西安地区建筑物的调查和沉降观测结果，一般 3 ~ 5 层民用建筑，当地下水位上升至距基底 4 ~ 6m 时才开始发生附加变形。如某学校五层教学楼竣工时，地下水位距地表 10m 左右，施工时总沉降量为 1 ~ 3cm，不到一年沉降即趋稳定。建成后地下水位逐年大幅度上升，到 1960 年第三季度地下水位上升至距基底约 5.0m，这时房屋产生明显的附加下沉，如图 6-8 所示。

在非自重湿陷性黄土地基上，对于不同宽度、不同基底压力的基础，都存在着不同深度的压缩层和外荷湿陷影响深度。压缩层的深度的下限一般定在基底下土的附加压力为同一深度处土自重压力的 20% 倍处。外荷湿陷影响深度的下限即在土的饱和自重压力与附加应力之和等于同一深度处土的湿陷起始压力处。在地下水上升过程中，地基中发生附加变形的过程一般可用以下几种情况说明(如图 6-9 所示)。

毛细带土层位于压缩层以下时(图 6-9(a))，地基土不受地下水位变动的影响，没有附加变形。当水位继续上升，毛细带进入压缩层

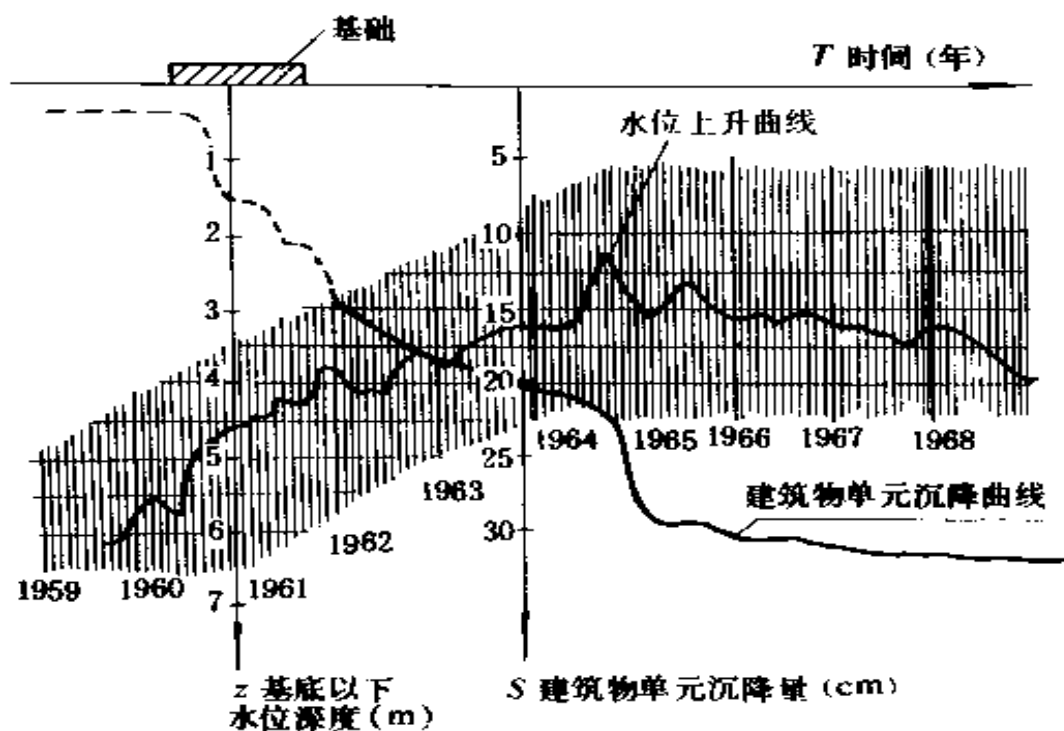


图 6-8 地下水位上升与建筑物下沉对比关系曲线

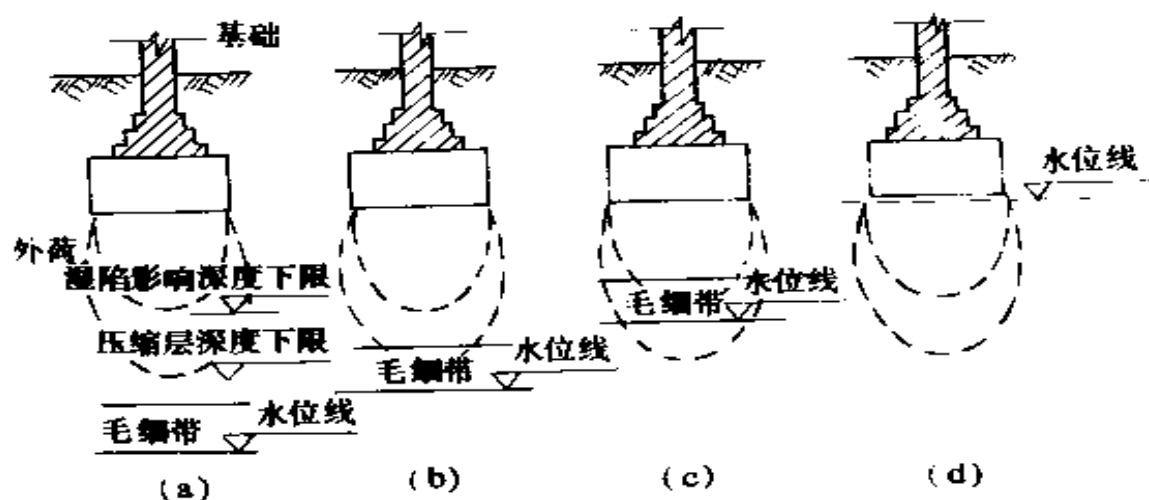


图 6-9 地下水上升与地基附加变形的发展过程

内(图 6-9(b)), 地基土开始发生湿陷变形, 但变形量较小。当毛细带进入外荷湿陷影响范围时(图 6-9(c)), 地基上开始发生湿陷变形。随着水位继续上升, 湿陷变形量达到了最大值。以后, 水位继续上升, 湿陷变形又有减少的趋势, 直至水位上升到基础底面时(图 6-9(d)),

湿陷基本完成。

受地下水影响较大的毛细带土层,含水量较高,但含水量还是由下而上逐渐变小,所以影响地基发生湿陷变形的有效高度取决于土的性质和基底下土的附加应力。由于基底下受有不同压力的土都须对应达到某一起始含水量时才发生湿陷,而压力大时,起始含水量小,压力小时,起始含水量大。因而土的毛细作用也不完全一样。毛细带的有效高度涉及的影响因素较多,目前还无法提出各种不同条件下的相应数值。为了便于应用,往往采用进入压缩层下限时地下水位作为发生湿陷变形的湿陷起始水位。根据我们对上述四个载荷实验资料的分析,影响地基土发生湿陷的毛细带有效高度约为1.0m左右。

2.地基湿陷变形的范围

非自重湿陷性黄土地基由于地下水位上升所引起的湿陷变形(只有外荷湿陷)与自下而上的浸水湿陷一样,也包含有由土层竖向压密引起的变形及基底上侧向挤出引起的变形两部分。根据图 6-6、图 6-7、图 6-10 所示四个模拟地下水上升的浸水荷载试验结果,由小玻璃球标点测得的上层竖向及水平方向的湿陷影响宽度和深度如表 6-2 所示。

表 6-2 湿陷变形范围

荷载台 编 号	基础面积 (cm^2)	基底压力 (kPa)	影响深度 (cm)	从基础边缘外量起的影响宽度 (cm)
1	80 × 800	150	220	35
2	150 × 150	150	220	40
3	70.7 × 70.7	150	115	25
4	70.7 × 70.7	200	130	35

由表 6-2 可见,在这一场地上(Ⅱ级非自重湿陷性黄土地基),由于地下水位上升引起的土的湿陷影响深度(即外荷湿陷影响深度),当基底压力为 150kPa 时,方形基础为 $1.4 \sim 1.6B$ (B 为基础宽度,下

同), 条性基础为 $2.8B$; 当基底压力为 200kPa 时, 方形基础为 $1.8B$ 。湿陷影响深度下限处的附加压力与自重压力比值约为 0.4 。侧向挤出的影响宽度距基础边缘约为 $0.3 \sim 0.5B$ 。

3. 湿陷速率和稳定时间

地下水位上升所引起的基础下沉的速率与地下水上升的速度有关, 水位上升越快, 基础下沉的速率也越大。根据模拟地下水位上升浸水实验所得承压板的最大下沉速率(见表 6-3), 基础下沉的最大速率发生在水位上升期间。水位稳定后, 下沉速率明显减缓。试验表明基底的下沉速率与基础形状和基底压力有关。方形基础较条形基础快, 大压力较小压力快。

表 6-3 承压板的最大下沉速率

载 荷 台 编 号	1	2	3	4
基 础 面 积(cm^2)	80×800	150×150	70.7×70.7	70.7×70.7
基 底 压 力(kPa)	150	150	150	200
最大下沉速率(cm/hr)	0.07	0.14	0.14	0.27

地下水位稳定后, 由于毛细管作用, 水位以上一定高度内土层的含水量逐渐增加, 土的变形继续缓慢增加, 但基础慢慢趋于稳定。由图 6-3、图 6-4、图 6-5 可见, 当水位在基底下 1.6m 处, 稳定所需时间为 8 天左右, 最长为 14 天; 当水位升至基底下 $1.2 \sim 1.4\text{m}$ 处, 稳定时间为 $4 \sim 6$ 天。当水位上升至距基底 1.0m 以内时, $1 \sim 3$ 天即趋于稳定。说明地下水位距基底下较深时受毛细作用影响的上层较水位离基底较浅时所需的时间为长, 因此, 下沉稳定所需的时间也长。概括来讲, 地下水位上升引起地基附加变形的稳定时间较长, 速率很慢。

6.1.4 地下水位上升对湿陷性黄土承载力的影响

地基土的容许承载力, 是指在保证地基稳定的条件下, 建筑物的沉降量或沉降差不超过容许值的地基承载能力, 它不仅取决于地

基土本身的特性，还与建筑物的结构构造和使用要求等(归结为建筑物的容许变形值)有关。它是确定基础底面尺寸的主要依据。地基土的容许承载力，一般可按野外载荷试验、触探试验、旁压试验、公式计算和实践经验等方法的一种或几种综合确定。

湿陷性黄土地基的湿陷，只有在地基受水浸湿的情况下才能发生。它是带有偶然性的，因此，在确定基础底面尺寸时可按天然地基考虑，暂不联系黄土的湿陷问题。湿陷性黄土的容许承载力应按上述原则来确定。

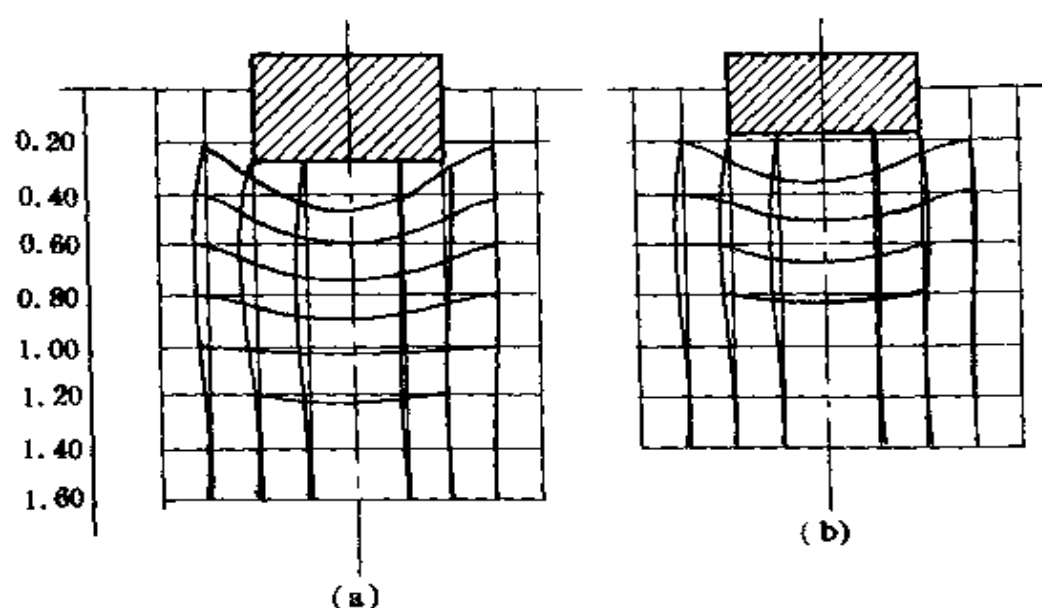


图 6-10 3 号和 4 号载荷台深标点位移图

(a) 4 号载荷台; (b) 3 号载荷台

地下水位上升对湿陷性黄土承载力的影响，目前这方面的研究开展得尚不全面。湿陷性黄土容许承载力的确定一般是根据实验、工程实践经验及公式推导综合而成。地下水位上升对实验所确定的承载力有何影响，目前尚无法得出比较合适的结论。本书主要根据极限平衡理论来讨论地下水位上升对湿陷性黄土承载力的影响，并结合工程实践及实验讨论地下水位上升引起土含水量的变化对承载力的影响。最后还将讨论饱和黄土的承载力。

6.1.5 根据经验方法确定土含水量变化对湿陷性黄土承载力的影响

1. 含水量对承载力的影响

黄土的含水量增大时, 其抗剪强度减小(图 6-11(a)), 承载力也将下降(图 6-11(b))。

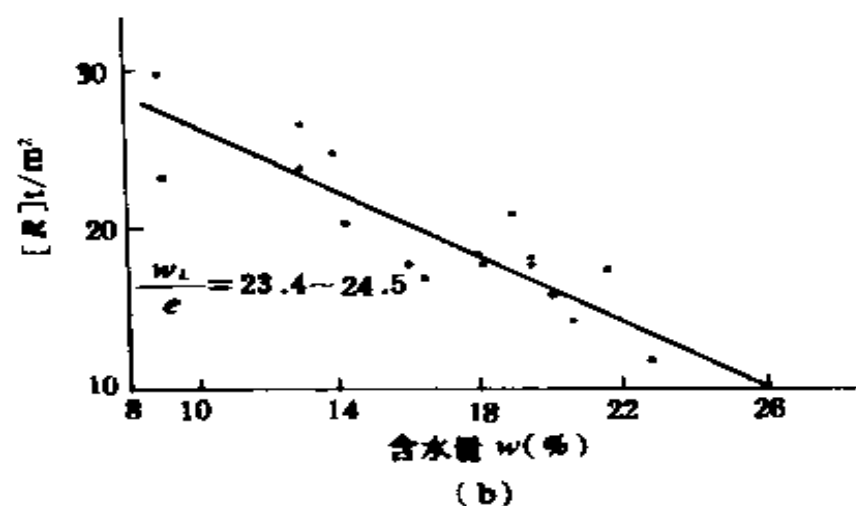
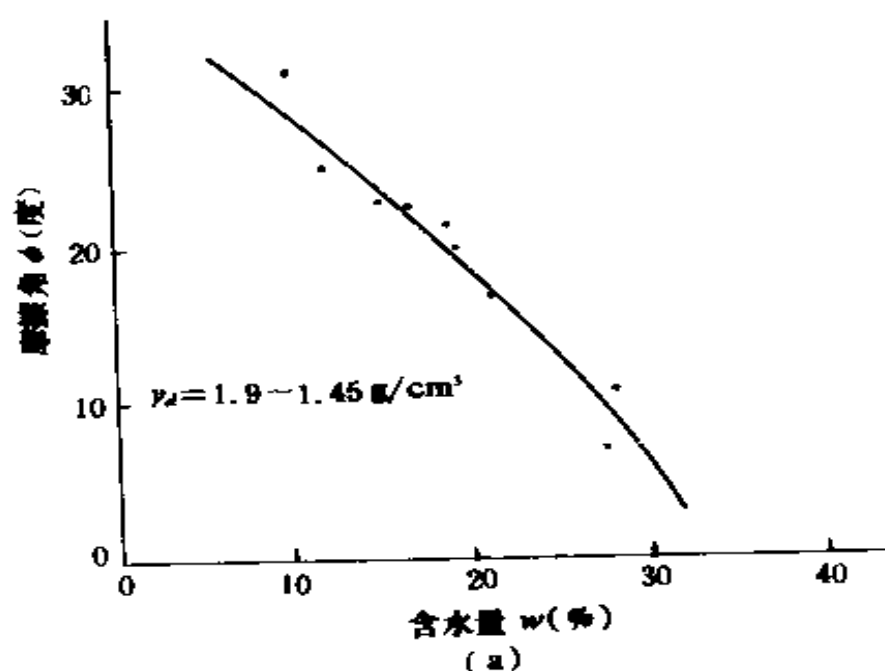


图 6-11 土的含水量与承载力的关系

(a) 含水量与内摩擦力的关系; (b) 含水量与承载力的关系

2. 根据土的物理性质指标确定

用载荷试验确定湿陷性黄土的容许承载力将大大增加勘察试验工作量。为了便于应用,可将土的基本物理性质指标或触探试验指标与载荷试验所测得的容许承载力建立经验方程,编制出承载力表。使用时,便可通过测得的土的基本物理性质指标或触探试验数据,来计算或查得土的容许承载力。因为土的基本物理性质指标测定和原位触探试验工作量小,采用这种方法十分方便适用,因此是目前普遍采用的办法。

(1) 一般湿陷性黄土的容许承载力

根据对青海、甘肃、陕西、海南、山西等地区 82 份载荷试验资料进行统计分析,得出湿陷性黄土地区容许承载力的经验方程为:

$$[R] = 14.48 + 74.17 \frac{W_L}{e} - 80.35W \quad (6-1)$$

式中 $[R]$ ——黄土的容许承载力(kPa);

W_L ——土的液限(适用范围 23% ~ 35%);

e ——土的孔隙比(适用范围 0.80 ~ 1.30);

W ——土的天然含水量。

由上式可见,含水量对黄土容许承载力有较大影响。

地下水位变化引起的土含水量的变化,将对黄土的容许承载力产生影响。由于目前地下水位与含水量的函数关系尚不明确,要定量分析还不十分现实。但我们可以定性判断地下水位的上升将降低湿陷性黄土的容许承载力。在工程实践中,考虑到黄土含水量的季节性变化和建成后地基土含水量增高的可能性(一般将提高 1% ~ 5%),同时为了减少湿陷事故,宜控制容许承载力不超过评价湿陷性时的浸水压力值(200kPa)过多。因此,要对容许承载力经验方程中的计算值进行适当调整。调整后编制出一般湿陷性黄土的承载力如表 6-4 所示。

(2) 新近堆积黄土的容许承载力

根据对青海、甘肃、陕西、河南、山西等地区的 34 份压缩性较高的新近堆积黄土的载荷试验资料经过统计分析,得出其容许承载

力的经验方程为

$$[R] = 18.10 - 11.86 \frac{W}{W_L} \quad (6-2)$$

式中 $[R]$ ——新近堆积黄土的容许承载力(kPa);

W ——土的天然含水量(适用范围 10% ~ 28%);

W_L ——土的液限(适用范围 23% ~ 35%)。

在上式的基础上,编制了新近堆积黄土容许承载力表如表 6-5 所示。

由式(6-1)和式(6-2)可以得出同样的结论: 地下水位上升将降低新近堆积黄土的容许承载力。

表 6-4 晚更新世 (Q_3)、全更新世 (Q_4) 湿陷性黄土承载力 f_0 (kPa)

$w(\%)$	<13	16	19	22	25
w/e					
22	180	170	150	130	110
25	190	180	160	140	120
28	210	190	170	150	130
31	230	210	190	170	150
34	250	230	210	190	170
37	—	250	230	210	190

表 6-5 新近堆积黄土 (Q_4^2) 承载力 f_0 (kPa)

W/W_L	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
$\alpha (\text{MPa}^{-1})$						
0.2	148	143	138	133	128	123
0.4	136	132	126	122	116	112
0.6	125	120	115	110	105	100
0.8	115	110	105	100	95	90
1.0	—	100	95	90	85	80
1.2	—	—	85	80	75	70
1.4	—	—	—	70	65	60

表 6-4 和表 6-5 适用于基础的宽度 $B < 3.0\text{m}$ 和基础的埋深 $D < 1.5\text{m}$ 的情况。当 $B > 3\text{m}$ 或 $D > 1.5\text{m}$ 时,地基土的容许承载力还应进行修正,详见 6.1.6。

6.1.6 根据极限平衡理论确定地下水位上升对湿陷性黄土承载力的影响

用极限平衡理论计算湿陷性黄土地基的容许承载力,是根据黄土地基内塑性平衡区的发生和发展来计算确定的。地基土在荷载作用下产生了一系列应力,荷载继续增加,土在某点将被剪裂,发生塑性变形,相应于土内某点刚发生塑性变形时的荷载称为临塑荷载。随着土中应力进一步增大,塑性变形逐渐扩展而形成某一特殊区域,这个区域称为塑性变形区或极限平衡区。

临塑荷载的表达式如下

$$P_{\alpha} = \frac{\pi(\gamma D + c \cdot \operatorname{ctg} \phi)}{\operatorname{ctg} \phi + \phi - \frac{\pi}{2}} \quad (6-3)$$

地基中的塑性变形区究竟容许发展到多大的范围与土的物理力学性质、建筑物的性质以及荷载的性质有关。对湿陷性黄土地基,在中心竖向荷载作用下,可以为塑性变形区深度不超出基础宽度的四分之一时,可满足地基稳定性的要求。

这时,对条形基础,可得:

$$P_{1/4} = \frac{\pi(\gamma_p D + c \cdot \operatorname{ctg} \phi + \frac{1}{4} \gamma B)}{\operatorname{ctg} \phi + \phi - \frac{\pi}{2}} + \gamma_p \quad (6-4)$$

$$= N_B \gamma B + N_D \gamma_p D + c N_C$$

式中

$$\left\{ \begin{array}{l} N_B = \frac{\frac{1}{4} \pi}{\cos \phi + \phi - \frac{\pi}{2}} \\ N_D = \frac{\cos \phi + \phi + \frac{\pi}{2}}{\cos \phi + \phi - \frac{\pi}{2}} \\ N_C = \frac{\pi \cos \phi}{\cos \phi + \phi - \frac{\pi}{2}} \end{array} \right. \quad (6-5)$$

γ ——基础底面以下的天然容重(地下水位以下取水下浮容重)
(N/m^3);

B ——基础底面宽度(m);

γ_p ——基础底面以上土的加权平均容重(地下水位以下取水下浮容重)(N/m^3);

D ——基础埋置深度(m)。一般基础(包括箱形基础等)自室外设计地面算起。在填方整平地区,可自填土地面算起。地下室的内墙和内柱基础的埋置深度,可自室内地面算起;地下室的外墙基础的埋置深度,可按下式确定:

$$D=(D_1+D_2)/2.$$

D_1 ——自地下室室内地面算起的基础埋置深度(m);

D_2 ——自室外设计地面算起的基础埋置深度(m);

ϕ ——地基上的内摩擦角($^\circ$);

c ——地基土的内聚力(kPa)。

根据基础宽度及埋置深度修正容许承载力。

设地基的宽度和埋置深度分别为 B_0 和 D_0 , 其他符号同前。按式(6-3), 可得相应的容许承载力 $[R]$ 为:

$$[R] = N_B \gamma B_0 + N_D \gamma_p D_0 + c N_c \quad (6-6)$$

如果基础的宽度和埋置深度分别增加到 B 和 D , 则地基土的相应容许承载力 R 将为

$$R = N_B \gamma B + N_D \gamma_p D + c N_c \quad (6-7)$$

可得

$$R = [R] + N_B \gamma (B - B_0) + N_D \gamma_p (D - D_0) \quad (6-8)$$

$[R]$ 是规范确定的容许承载力, 是在基础宽度不大于 3.0m, 埋深为 0.5 ~ 1.5m 条件下确定的。可取 $B_0=3\text{m}$ 和 $D_0=1.5\text{m}$, 则式(6-6)改写为

$$R = [R] + N_B \gamma (B - 3) + N_D \gamma_p (D - 1.5) \quad (6-9)$$

当 $B < 3\text{m}$ 时, 应按 3m 计算, $B > 6\text{m}$ 时, 宜按 6m 计算。 $D < 1.5\text{m}$ 时, 应按 1.5m 计算。

当以地基极限平衡区发展深度 $Z_{\max}=B/4$ 时的荷载 $P_{1/4}$ 作为容许

承载力时, 则基础地基宽度和埋置深度的承载力修正系数 m_B 和 m_D 将分别为

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta_B = N_B = \frac{\frac{1}{4}\pi}{\cos\phi + \phi - \frac{\pi}{2}} \\ \eta_D = N_D = \frac{\cos\phi + \phi + \frac{\pi}{2}}{\cos\phi + \phi - \frac{\pi}{2}} = 1 + \frac{\pi}{\cos\phi + \phi - \frac{\pi}{2}} = 1 + 4N_B \end{array} \right. \quad (6-10)$$

式(6-7)可改写成:

$$R = [R] + \eta_B \gamma (B - 3) + \eta_D \gamma_p (D - 1.5) \quad (6-11)$$

根据西安、宝鸡、兰州、西宁等地一些湿陷性黄土的三轴剪切试验(快剪和固结快剪)资料, 黄土内摩擦角 ϕ 与含水量 w 的关系如图 6-12 所示。

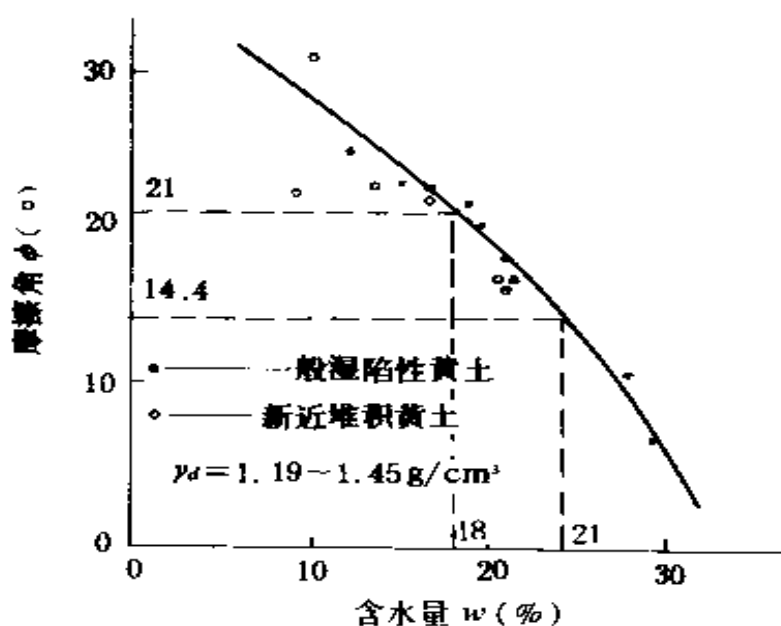


图 6-12 内摩擦角与含水量关系曲线

考虑到地下水位上升引起土含水量的变化, 而含水量变化对内摩擦角的影响用函数 $\phi = \phi(w)$ 表示, 可得出极限平衡公式:

$$P_{\sigma} = \frac{\pi[\gamma(w)D + c(W) \operatorname{ctg} \phi(w)]}{\operatorname{ctg} \phi(w) + \phi(w) - \frac{\pi}{2}} + \gamma(w)D \quad (6-12)$$

式中 w 为含水量。

式(6-8)可改写为:

$$\left\{ \begin{aligned} \eta_B = N_B &= \frac{\frac{1}{4} \pi}{\operatorname{ctg} \phi(w) + \phi(w) - \frac{\pi}{2}} \\ \eta_D = N_D &= \frac{\operatorname{ctg} \phi(w) + \phi(w) + \frac{\pi}{2}}{\operatorname{ctg} \phi(w) + \phi(w) - \frac{\pi}{2}} \\ &= 1 + \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \phi(w) + \phi(w) - \frac{\pi}{2}} = 1 + 4N_B \end{aligned} \right. \quad (6-13)$$

按照 ϕ 和 w 的关系, 得出一般湿陷性黄土的 m_B 和 m_D 的计算值和“90 黄土规范”采用值如表 6-6 所示。对新近堆积黄土, 取 $\eta_B=0$, $\eta_D=1.0$ 。

表 6-6 基础的宽度和埋置深度的承载力修正关系

地基土类别	有关物理指标	η_B	η_D
晚更新世(Q_3)	$W < 24\%$	0.2	1.25
全新世(Q_4^1)			
湿陷性黄土	$W > 24\%$	0	1.10

6.1.7 饱和黄土的基本性质和容许承载力

饱和黄土系指原具有湿陷性的黄土, 由于地下水运动(如地下水上升)而处于浸水饱和状态并使其湿陷性消失而压缩性增大的非湿陷性黄土。其物理、力学性质主要与其母体的堆积年代和性质有关。如母体为新近堆积黄土和饱和黄土, 其力学性质较母体为马兰

黄土的差。同时,凡和土的物理性质指标有关而与土的含水量无关的一些物理、力学性质指标,如土粒比重、液限、塑限、塑性指数等,在其浸水饱和前后基本不发生变化。而凡和土的含水量有关的物理、力学性质指标,如容重、含水量、饱和度、液性指数(>0.75)、内聚力、渗透系数、压缩系数等则有所变化。总的来说,饱和黄土的压缩性较大、灵敏度较高,抗剪强度较低,承载能力较小,其基本性状与一般饱和粘性土相近,比较软弱。因此,在饱和黄土地基上的建筑物的设计和施工可按一般软弱粘性土对待。

饱和黄土的容许承载力目前国内还无规定可循,如有的通过现场试验(如载荷试验),有的按地区建筑经验,有的参照现行地基规范等。“90规范”给出的饱和黄土承载力见表6-7。

表 6-7 饱和黄土承载力 f_0 (kPa)

w/w_L	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
$\sigma_{1-2}(\text{MPa}^{-1})$	f_0				
0.1	186	180	—	—	—
0.2	175	170	165	—	—
0.3	160	155	150	145	—
0.4	145	140	135	130	125
0.5	130	125	120	115	110
0.6	118	115	110	105	100
0.7	106	100	95	90	85
0.8	—	90	85	80	75
0.9	—	—	75	70	65
1.0	—	—	—	—	65

6.1.8 地下水位反复变化对湿陷性黄土性质的影响

地下水位往往受气候、地理和季节条件等的影响,经常发生反复升降。为了了解地基土在水位反复升降变化时所受的影响,根据二次浸水试验和建筑物沉降观测资料表明:当反复升降的水位不超过曾经达到过的最高水位且压力条件不变时,基本上不会发生附加变形。2号载台浸水载荷试验反映,二次浸水的湿陷量仅为第一次湿陷量的3%左右,同时它与水位反复升降间歇时间无关,这主要

是地基土在给定压力作用下充分浸水后,湿陷已基本完成。因此,在压力不变的条件下,不致产生二次湿陷。这一点已经被室内试验结果所证实。

6.2 地下水位变化对膨胀土的影响

膨胀土一般系指粘粒成分主要由强亲水矿物组成,具有吸水膨胀和失水收缩、且膨胀能较大的粘性土。它一般强度较高,压缩性低,易被误认为是建筑性能较好的地基土。但由于它具有膨胀和收缩的特性,当利用这种土作建筑物地基时,如果对它的特性缺乏认识,或在设计和施工中没有采取必要的措施,结果会给建筑物造成危害,尤其对轻型低层的房屋或构筑物带来的危害更大。

膨胀土分布范围很广,根据现有资料,我国广西、云南、湖北、河南、安徽、四川、河北、山东、陕西、江苏、贵州和广东等 21 个省的 205 个县(市)均有不同范围的分布。在国外,不少国家也都存在膨胀土。根据我国的资料,膨胀土多出露于二级及二级以上的河谷阶地、山前丘陵和盆地的边缘。地势坡度平缓,无明显的天然陡坎。

我国的膨胀土除少数形成于全新世(Q_4)外,其地质年代多属第四纪晚更新世(Q_3)或更早一些,在自然条件下,膨胀土多呈硬塑或坚硬状态,具有黄、红、灰白等色,常呈斑状,并含有铁锰质或钙质结核。土中裂隙较发育,有竖向、斜交和水平三种。距地表 1 ~ 2m 内,常有竖向张开裂隙。裂隙面呈油脂或蜡状光泽,时有擦痕或水渍,以及铁锰氧化物薄膜。裂隙中常充填灰绿、灰白色粘土。在邻近边坡处,裂隙常构成滑坡的滑动面。膨胀土地区旱季地表常出现地裂,雨季则裂隙闭合。地裂上宽下窄,一般长 10 ~ 30m,深度多在 3.5 ~ 8.5m 之间,壁面陡立而粗糙。

我国的膨胀土粘粒含量一般很高,其中粒径小于 0.002mm 的胶体颗粒含量超过 20%。其液限 w_L 大于 40%,塑性指数 I_p 大于 17,且多数在 22 ~ 35 之间。自由膨胀率一般超过 40%(红粘土除外)。膨

胀土的天然含水量接近或小于塑限，液性指数常小于零。土的压缩性小，多属低压缩性土。

正是由于膨胀土具有浸水会发生膨胀，受热源影响(亦即在失水情况下)会产生收缩的这种特性，故在地基设计时，须进行地基变形计算。

一般情况下，膨胀土的地基变形量按胀缩变形量计算，亦即膨胀土上升量与收缩下沉量之和。地基土的膨胀变形量 S 按下式确定：

$$S = \psi \sum_{i=1}^n (\delta_{\text{epi}} + \lambda_{si} \Delta W_i) h_i \quad (6-14)$$

式中 ψ ——计算胀缩变形量的经验系数，一般可取 0.7；

δ_{epi} ——基础底面下第 i 层土在该层土的平均自重压力与平均附加压力之和作用下的膨胀率，由室内试验确定；

λ_{si} ——第 i 层土的收缩系数，由室内试验确定；

ΔW_i ——地基土收缩过程中，第 i 层土可能发生的含水量变化的平均值；

n ——自基础底面至计算深度内所划分的土层数。

胀缩土层的计算深度，亦即浸水及失水之影响深度。

地下水位变化，一方面会引起地基土层中含水量的变化，故与胀缩变形量计算有关的含水量平均值 ΔW_i 会受影响而产生变化；另一方面，引起膨胀地基土的浸水或失水范围及程度的扩大及加重。地下水位变化越大，膨胀土的浸水或失水会加剧变化，则其影响深度也会随之加大，亦即膨胀土层计算深度越大。而由式(6-14)可见，土的胀缩变形量与上述计算深度成正比，进而可得，膨胀地基土的胀缩变形量随地下水位变化幅度而增长，因此，必须对此引起足够的重视。

总之，在膨胀土地区进行工程建设，要进行认真调查研究。首先要在通过勘察工作，对膨胀土作出必要的判断和评价，以便采取相应的设计和施工措施，从而保证房屋和构筑物的安全和正常使用。

参 考 文 献

1. 陕西省计委主编.湿陷性黄土地区建筑物规范(GBJ25-90).
中国建筑工程出版社, 1991 年 5 月第一版
2. 中国城建部主编.膨胀土地区建筑技术规范(GBJ112-87).
中国建筑工程出版社, 1991 年 5 月第一版
3. 钱鸿缙、罗宇生等.湿陷性黄土地基.中国建筑工程出版社, 1985
4. 华南理工大学等编.地基及基础(新一版).中国建筑工程出版社, 1991
5. 刘明振.地下水位变化在湿陷性黄土地区产生的岩土工程问题.
第六届土力学及基础工程学术会议论文集, 同济大学出版社、
中国建筑工程出版社, 1991