

DOI: 10.11779/CJGE201411002

# 抗浮锚杆及锚杆抗浮体系稳定性验算公式研究

付文光<sup>1, 2</sup>, 柳建国<sup>1</sup>, 杨志银<sup>1, 2</sup>

(1. 中国京冶工程技术有限公司, 北京 100088; 2. 深圳治建院建筑技术有限公司, 广东 深圳 518054)

**摘要:** 抗浮锚杆及锚杆抗浮体系的抗浮稳定性验算公式宜采用综合安全系数法、分项系数表达方式。群锚稳定性验算可简化为单锚稳定性验算, 验算模型可按上半部分长方体、下半部分圆锥体的假定破裂面形状, 锥尖深度为锚固段计算长度与自由段长度之和。群锚整体抗浮承载力为单锚抗浮承载力之和, 单锚抗浮力设计值可取假定破裂体内岩土体重量与破裂面黏聚力提供的摩阻力分别除以分项安全系数后之和, 分项安全系数取值水准为 1.5 及 3.0。锚杆抗浮体系稳定性验算公式中, 抗力设计值可取建筑物自重标准值及其上作用的永久荷载标准值之和除以 1.05 的安全系数、抗拔桩的抗浮承载力设计值、抗浮锚杆的抗浮承载力设计值三者之和, 而浮力设计值则取建筑物基底静水压力标准值。

**关键词:** 抗浮锚杆; 锚杆抗浮体系; 稳定性; 圆锥体破裂面; 抗拔桩; 抗浮承载力; 抗拔承载力

中图分类号: TU470 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2014)11-1971-12

**作者简介:** 付文光(1970-), 男, 北京人, 教授级高级工程师, 主要从事岩土工程设计咨询、工程实践、试验研究等工作。E-mail: zgyj1992@126.com。

## Formulae for calculating stability of anti-floating anchor and anchor anti-floating system

FU Wen-guang<sup>1, 2</sup>, LIU Jian-guo<sup>1</sup>, YANG Zhi-yin<sup>1, 2</sup>

(1. China JingYe Engineering Co., Ltd., Beijing, 100088; 2. Shenzhen YeJianYuan Building Technology Co., Ltd., Shenzhen 518054, China)

**Abstract:** The comprehensive safety factor methods and partial safety factor expressions should be adopted for the formulae to calculate the stability of anti-floating anchor and anchor anti-floating system. The model for the stability of anchor groups can be simplified as that of single anchor, the fracture surface is assumed that the upper part is cuboid and the lower part is cone, and the depth of conical tip is the sum of the fixed anchor length for calculation and free anchor length. The whole anti-floating bearing capacity of the anchor group is the sum of that of the single anchor. The anti-floating bearing capacity of the single anchor is the sum of the weight of soils inside the fracture body and the frictional resistance supplied by cohesive force on the assumed fracture surface divided by the partial safety factor, which is 1.5 and 3.0, respectively. In the formula for calculating the stability of anchor anti-floating system, the design resistance value is the sum of the design of values anti-floating bearing capacity of uplift piles and anti-floating anchor and the standard weights of buildings and permanent loads on them divided by safety factor of 1.05, and the design value of buoyancy is the hydrostatic pressure at the foundation bottom of buildings.

**Key words:** anti-floating anchor; anchor anti-floating system; stability; cone fracture surface; uplift pile; anti-floating bearing capacity; uplift bearing capacity

## 0 引言

岩土锚固是一门应用十分广泛且仍在迅速发展的土木建筑工程技术, 抗浮锚杆技术是其中一条重要分支。20世纪80年代中期以后, 抗浮锚杆技术逐渐被人们所熟识, 在多个行业逐渐开始应用发展。进入21世纪以来, 随着城市建设的迅速发展, 抗浮锚杆在木工工程多个领域都得到了广泛应用: ①建筑物的地下室、半地下室及基础抗浮; ②地下停车场、地下仓库、地下商业街、大型地下综合体、地下洞室等地下空间; ③污水处理池、消防池、游泳池、泵井等给排水构筑

物; ④地铁、地下车站、隧道、地下人行通道等地下交通设施; ⑤体育场馆、大型公共建筑等大跨度空间结构; ⑥下沉式广场、水池、花池等景观休闲设施; ⑦地下箱涵、地下综合管道、渠道等市政设施; ⑧水电站厂房、泵房、水闸、船闸、溢洪道、消力池等水工建筑物; ⑨油罐、储液罐、储物池等设备基础; ⑩船坞等港工建筑物及人工岛、海洋平台等海工建筑物, 等等, 受到了越来越多的关注及研究。

但目前尚没有关于抗浮锚杆的国家、行业或地方专项技术标准，现行综合类技术标准中也没有关于抗浮锚杆的专门章节。一些技术标准中有“抗浮设计”、“地下水作用”或“岩石锚杆”等章节，其中上海、北京、深圳及广东等地区的相关技术标准对地下室等结构物抗浮设计的规定相对较多较详细些。

(1) 上海市《地基基础设计规范》<sup>[1]</sup>第 12.3.2 条规定，按下式进行抗浮稳定性验算：

$$F_f \leq G_k / \gamma_f + n R_{td} \quad (1)$$

式中  $F_f$  为浮力设计值，取浮力标准值； $G_k$  为地下建筑物标准值及其上作用的永久荷载标准值之和，不包括可变荷载； $\gamma_f$  为自重抗浮分项系数，可取 1.05~1.1。当仅采用自重抗浮时不宜小于 1.1。 $n$  为抗拔桩数； $R_{td}$  为单桩抗拔承载力设计值，为单桩抗拔极限承载力标准值的一半减去单桩自重（地下水位以下取浮重）。

(2) 《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》<sup>[2]</sup>第 8.8.2 条规定，按下式设计抗浮构件：

$$T_k \geq N_{wk} - \gamma_G G_k \quad (2)$$

式中  $T_k$  为抗拔构件（抗拔桩、抗浮锚杆等）提供的抗拔承载力标准值； $N_{wk}$  为地下水浮力标准值； $\gamma_G$  为永久荷载的影响系数，取 0.9~1.0； $G_k$  为建筑物自重及压重之和。

(3) 其它技术标准中，一般采用单一安全系数法、按下式验算抗浮稳定性安全系数：

$$G_k / F_f \geq K_w \quad (3)$$

式中， $K_w$  为抗浮安全系数，民用建筑、市政工程、地铁工程及水利水电工程等各个行业技术标准取值多数为 1.05，少数为 1.10。各技术标准在计取  $G_k$  时有所区别，一些技术标准较早期版本乘了 0.9 的系数。

总结国内以各种技术标准为代表的相关文献对抗浮锚杆及锚杆抗浮体系的研究成果，可归纳为几个特点：①不少文献提出了地下建筑物自重及其上作用的永久荷载之和小于地下水的浮托力时，应采取抗浮措施，但很少提供抗浮稳定的具体验算公式；②文献中提供的锚杆设计计算方法及构造设计，几乎没有针对抗浮锚杆的，没有区分锚杆抗浮功能与普通抗拔功能的不同；③锚杆的设计计算几乎都是基于单锚抗拔机理的，没有提供群锚的整体稳定性验算方法，而抗浮锚杆是以群体工作的，工作性状与单锚有较大不同；④均没有考虑锚杆变形对抗浮体系稳定性及结构物正常使用的影响。

而抗浮锚杆设计施工中所暴露出来的问题又越来越多。有的工程采用了大量短而密的锚杆，有的全长黏结型土层锚杆很长，有的预应力锚杆锁定应力值很

低甚至不张拉，有的土层钢筋锚杆抗拔力较大但自由段很短甚至不设置，等等，这些做法都存在着较大的抗浮稳定安全隐患。为解决这些问题及对工程进行指导及约束，国内业界近两三年开始编制相关的技术标准，如工信部行业标准《抗浮锚杆技术规程》及深圳市地方标准《建筑物抗浮技术规范》等，本文之主要目的，即研究探讨及编制锚杆的抗浮稳定性验算公式，及有锚杆参与工作时的地下建筑物的抗浮体系的稳定性验算公式，为编制这些技术标准提供理论支持。限于篇幅，对抗浮锚杆及锚杆抗浮体系的变形等问题，笔者将另文讨论。

## 1 设计计算表达式

首先讨论一下稳定性验算公式的表达形式。

传统的锚杆设计一直采用单一安全系数法。该法是岩土工程设计的主要方法，以安全系数作为度量工程结构安全性的指标，简单实用易懂。但该法是一种定值设计方法，不能定量反映各种荷载效应、抗力、材料性能、几何参数及边界条件等随机变量的不确定性，主观成份较多，且目标安全系数根据经验确定随意性较大，故很难从客观上真实反映结构的安全程度。

由于抗力和荷载效应的随机性，结构的安全可靠性应该用结构完成其预定功能的概率来衡量，当概率达到一定程度时，即认为该结构是安全可靠的，这比笼统地用安全系数来衡量更为科学合理。可靠度是结构可靠性的概率度量，基于可靠度的结构概率设计有半经验半概率、近似概率、全概率及最优概率四级水准。半概率极限状态设计法中，设计表达式采用多个系数，把单一安全系数分解为荷载分项系数及抗力分项系数，荷载和抗力的取值采用通过概率论及统计学方法得到的、具有一定概率保证的标准值，但荷载分项系数及抗力分项系数主要凭经验确定。近似概率极限状态设计法中，把结构可靠度理论引入分项系数中，使分项系数具有了可靠度的含义。20世纪七、八十年代，欧美国家开始采用基于可靠度分析的概率极限状态设计法，中国也于 20 世纪 80 年代中后期开始有计划地推行，目前，各国结构技术标准主要在近似概率水准上。该法从结构设计逐渐推广到岩土设计，20 世纪 90 年代以后国内新编及修订的一系列岩土工程技术标准，如《建筑地基基础设计规范》GBJ7—89，《建筑桩基技术规范》JGJ 94—94，《建筑边坡工程技术规范》GB50330—2002 等，计算表达式都采用了该法形式。

但该法在岩土工程中遇到了很大困难。岩土工程

最大的特点就是不确定性, 例如岩土体结构、岩土材料性能、应力应变机理、地下水形态及力学性质、岩土信息、勘察及各种测试结果、计算理论及方法、荷载及偶然作用等诸多因素的不确定性, 使得岩土性能指标的数理统计与概率计算非常困难且离散性太大, 这与结构设计中钢材、混凝土等人工材料的统计结果差别很大。十几年的工程实践发现, 岩土材料性能的标准值都很难通过概率确定, 通过可靠度分析研究分项系数难上加难。多年来可靠的研究成果不多, 岩土工程连概率设计法的第 I 级水准、即半概率半经验水准都很难达到, 已经采用极限状态设计法表达式的技术标准, 大多只是把单一安全系数进行了简单拆分, 不能认为是概率统计分析结果。业界目前普遍认为, 就岩土工程现有技术与研究水平而言, 采用概率极限状态设计法时机尚不成熟, 仍认可单一安全系数法。于是, 《工程结构可靠性设计统一标准》<sup>[3]</sup>把 92 年版要求“工程结构设计宜采用分项系数表达的以概率理论为基础的极限状态设计方法”, 在 2008 年版第 1.0.3 条修订为“也可采用允许应力或单一安全系数等经验方法进行”, 相应的, 近几年新修订的规范, 如《建筑地基基础设计规范》GB50007—2011<sup>[4]</sup>、《建筑桩基技术规范》JGJ 94—2008<sup>[5]</sup>及《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120—2012 等, 与岩土体稳定性有关的设计计算表达式又恢复了安全系数法, 但此时的安全系数法, 有一些在表达方式上对不同性质的抗力采取了不同的分项系数, 已经有了一定的概率含义, 可称之为采用分项系数表达的综合安全系数法, 可视为半经验半概率法。鉴于以上原因, 本文中抗浮锚杆及锚杆抗浮体系的抗浮稳定性验算公式采用综合安全系数法、分项系数表达方式, 按承载能力极限状态进行抗浮设计验算。

## 2 锚杆抗浮承载力验算

### 2.1 抗浮锚杆的破坏形式

抗浮锚杆单体及群体的破坏形式有 8 种: ①锚杆筋体材料被拉断; ②对于全长黏结型、拉力集中型、拉力分散型及拉压复合型等拉力型黏结锚杆(锚固体由锚杆杆体与注浆体黏结而形成), 筋杆与注浆体界面剪切破坏后筋体被拔出, 而注浆体本身没有被拔出; ③对于压力型及压力分散型锚杆, 单元锚固体端头注浆体被压碎; 或黏结型锚杆大部分注浆体被拉裂拉碎; ④锚头处或压力型锚杆固定端破坏, 包括锚具松脱、锚座强度破坏等; ⑤注浆体与周边岩土层的界面发生剪切破坏, 锚固体从岩土体中被拔出, 简称拔出破坏,

相应抗力称为极限抗拔承载力, 简称抗拔力, 是锚杆设计的主导因素; ⑥当锚杆锚固深度不够时, 单条锚杆周边岩土体与锚杆可能会同时隆起甚至拔出, 本文称之为单锚稳定性破坏; ⑦群锚整体稳定破坏, 即锚杆群之间的岩土体与区域锚杆群同时被拔隆起甚至锚杆被拔出, 不包括因单锚抗拔质量不合格而发生的依次拉断或被拔出; ⑧群锚产生了足以导致建筑物上浮开裂的较大变形。此外, 锚头处的渗漏可能会影响地下室的正常使用及锚杆抗浮体系的耐久性。前 5 种可视为材料的强度破坏, 第 6, 7 种可视为单锚及群锚的稳定性破坏, 第 8 种为变形破坏, 锚头渗漏为锚杆的防水及耐久性问题。本文主要讨论第 5~7 种破坏形式。

顺便说明, 国内抗拔稳定设计与抗浮稳定设计有所不同, 抗浮稳定是一种特殊的抗拔稳定形式, 主要区别在于对浮重度的考虑方法不同: 抗拔稳定验算时, 地下水位以下的岩土体及桩锚体取浮重度, 而国内抗浮稳定验算则采用天然重度。本文重点是讨论锚杆的抗浮稳定及变形破坏问题, 文中不加区别时抗拔稳定一词泛指抗浮稳定。另外, 国内外对抗拔桩的研究更多一些, 研究成果也相对更成熟一些, 研究锚杆时往往借鉴对抗拔桩的研究成果, 本文亦然。

### 2.2 锚杆抗拔力估算公式

#### (1) 等截面锚杆单锚抗拔力计算公式

从形状上, 锚杆大致分为等截面型及扩体型两类。等截面锚杆单锚抗拔力的实质就是锚固体与周边岩土体的界面黏结强度产生的摩阻力, 通用计算表达式为

$$F_d = F_k / K_b = \pi d \sum q_{sik} l_i \psi / K_b \quad (4)$$

式中  $F_d$  为单锚抗拔承载力设计值;  $F_k$  为单锚极限抗拔力标准值;  $K_b$  为抗拔安全系数, 不同技术标准中取值为 1.4~2.5;  $d$  为锚固体直径;  $q_{sik}$  为锚固体与第  $i$  层土的极限黏结强度标准值, 有的技术标准称为黏结强度标准值、摩阻力标准值、平均极限黏结应力等, 为经验值;  $l_i$  为第  $i$  层土的厚度;  $\psi$  为锚固长度对黏结强度的影响系数, 有技术标准<sup>[6]</sup>推荐取值范围为 0.6~1.6。黏结强度在锚固段上并非均匀分布而是从头部到尾部单调递减(单一土层中), 有效黏结长度是有限的, 超过后锚杆总摩阻力随锚固长度增加而增长缓慢, 锚固长度越长, 锚固段上的平均黏结强度越低。式 4 中的黏结强度是用抗拔试验得到的极限抗拔力除以假定锚固段长度(土层中通常假定 10 m)得到的平均值, 设计时, 锚固段通常小于或大于 10 m, 为避免锚固段小于 10 m 时低估或大于 10 m 时高估抗拔力, 故设置了  $\psi$  来调整。

## (2) 扩底锚杆单锚抗拔力

扩体型分端部扩体及分段扩体两小类, 国内分段扩体型工程应用很少, 扩体锚杆一般指前者, 又称扩大头锚杆或扩底锚杆。通常认为, 扩底锚杆的抗拔力  $T$  由三部分组成, 即常规锚固段产生的摩阻力 (有些类型的扩底锚杆没有这部分)  $T_1$ 、扩体锚固段产生的摩阻力  $T_2$  及扩体锚固段的面承力  $T_3$ , 如图 1 所示。

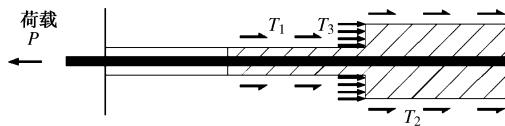


图 1 扩底锚杆抗拔力组成示意图

Fig. 1 Uplift resistance of belled anchor

扩底锚杆的受力机理复杂, 扩体锚固段的面承力如何计算等一些关键技术尚不成熟, 目前尚缺少能够得到业界较为普遍认可的估算公式, 技术标准几乎都要求通过基本试验确定单条扩底锚杆的抗拔力。

### 2.3 锚杆稳定机理

锚杆埋深较浅而抗拔力较高时, 如岩石或硬土中全长黏结型锚杆、扩底锚杆等, 会发生抗拔稳定性破坏<sup>[7-12]</sup>。国内外大多假定稳定破坏时岩土体破裂面呈圆锥体形状, 如图 2 (a) 所示, 也有人认为扩底锚杆的稳定破裂面呈喇叭口或鸭梨形等形状, 但计算时仍简化为圆锥体。锚杆埋深较深时, 一般认为会发生复合剪切破坏, 即上半部分呈圆锥体稳定破坏、下半部分呈拔出破坏, 如图 2 (b) 所示。对抗拔桩的机理研究表明, 抗拔桩破坏形式类似, 短粗时发生圆锥体破坏、细长时发生复合破坏<sup>[13-14]</sup>。但业界尚不清楚桩、锚的长细比达到何种程度时会发生复合破坏。不过, 从工程实用角度, 无需过多关心复合破坏模式, 因为如果按圆锥体破坏模式验算结果满足一定的安全系数目标值时 (而这正是本文要做的工作), 复合破坏可能没有机会发生, 抗浮锚杆长度通常不会长到那种程度。

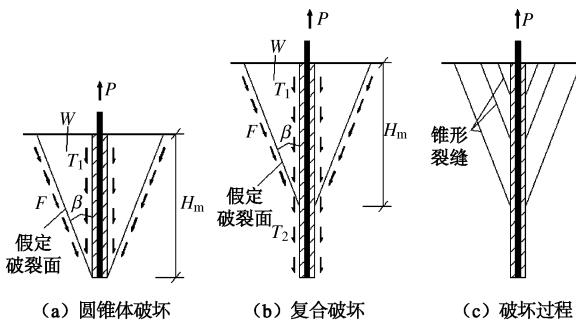


图 2 单锚稳定性破坏示意图

Fig. 2 Stability damage of a single anchor

全长黏结型锚杆埋深较浅时, 上覆土层薄, 重量轻, 圆锥面上的抗剪强度低, 如果界面黏结强度高、

圆锥体界面抗剪强度提供的摩阻力  $F$  与圆锥体内岩土体重量  $W$  之和小于锚杆锚固段提供的摩阻力  $T_1$  时, 则发生稳定性破坏, 过程为: 随着上拔力的增加, 先在锚杆顶部出现小锥形裂缝, 之后逐步向下发展, 出现若干组锥形裂缝, 直至破坏, 如图 2 (c) 所示。技术标准常常采取一些构造预防措施, 如岩石锚杆的长度不小于 3 m, 土层锚杆的长度不小于 6 m, 预应力锚杆的自由段不小于 4~5 m 等, 按这些构造要求, 通常能够避免发生这种破坏。

但锚杆群共同工作时, 因为群锚效应, 情况不同了。目前尚没有技术标准对群锚效应进行定义, 本文定义为: 群锚效应指锚杆间距较密时, 在地层中的应力场相互重叠, 导致锚杆群中的锚杆与单独工作时相比, 抗拔承载力降低、变形加大及应力损失加大等现象。群锚工作时, 单锚的抗拔力不能得到充分发挥, 锚群提供的最大抗力  $F_{\text{总}}$  最大为锚杆群破裂面所提供的总摩阻力  $\sum F$  与破裂体内的岩土体总重量  $\sum W$  之和:

$$F_{\text{总}} = \sum W + \sum F \quad (5)$$

如果小于个体锚杆单独作用时的摩阻力  $T_1$  之和, 则发生整体稳定性破坏, 如图 3 所示。

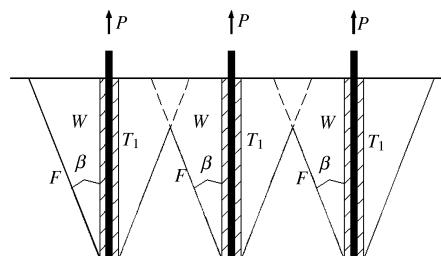


图 3 群锚稳定破坏示意图

Fig. 3 Stability damage of anchor groups

群锚效应很难研究: 很难进行现场锚杆群抗拔试验, 也很少有机会能够全面观察到群锚破坏的工程实例, 目前业界对锚杆群的研究成果很少, 群锚稳定性验算通常只能采用理论的或间接的经验公式, 且很难得到较为准确的现场验证。国内外现行技术标准中推荐了一些措施来减弱群锚效应, 如采用不同的锚杆角度使锚固段在地层深处张开、彼此间距拉远, 锚固段放置放在地层的不同深处上下错开等, 但均没有提供群锚稳定性验算公式。

### 2.4 抗拔稳定性验算公式

#### (1) 抗拔稳定性验算的半理论公式

考虑到安全系数, 式 (5) 的通用计算表达式可变为

$$F_g = \sum W / K_{b1} + \sum F / K_{b2} = \sum W / K_{b1} + \tau A_s / K_{b2}, \quad (6)$$

式中,  $F_g$  为群锚抗拔力设计值,  $\tau$  为岩土体的抗剪强

度,  $A_s$  为破裂面表面积,  $K_{b1}$  及  $K_{b2}$  为安全系数。岩土体重量的变异性与岩土层抗剪强度的变异性不同, 后者要大于前者, 故式(6)中  $K_{b2}$  水准应大于  $K_{b1}$ 。群锚稳定性整体计算较为困难, 将其简化为单锚稳定性问题处理起来则较为容易一些。故将  $F_g$  平均到  $m$  条锚杆上, 则群锚中每条锚杆的抗拔力设计值  $F_{ga}$  为

$$F_{ga} = F_g / m = \sum W / K_{b1} + \tau A_s / K_{b2}。 \quad (7)$$

已有文献中给出类似式(5)、(6)的概念表达或计算式<sup>[7, 10]</sup>, 式(7)与(GB——)《建筑桩基技术规范》<sup>[5]</sup>建议的群桩中的单桩抗拔承载力计算式类似:

$$R_{td} = T_{gk} / 2 + G_{gp} = u \sum \lambda_i q_{sik} l_i / 2n + G_{gp}。 \quad (8)$$

式中  $R_{td}$  为单桩抗拔承载力设计值;  $T_{gk}$  为群桩呈整体破坏时基桩的抗拔极限承载力标准值;  $G_{gp}$  为群桩基础所包围体积的桩土总自重除以总桩数, 地下水位以下取浮重度;  $u$  为群桩外围周长;  $\lambda_i$  为抗拔系数;  $q_{sik}$  为桩侧表面第  $i$  层土的抗压极限侧阻力标准值;  $l_i$  为第  $i$  层土的厚度;  $n$  为抗拔桩柱数。计算简图<sup>[13]</sup>如图 4 所示。

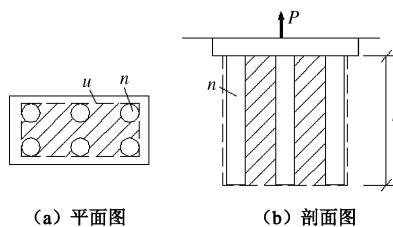


图 4 群桩抗拔力验算示意图

Fig. 4 Calculation of uplift resistance for pile groups

## (2) 关于式(7)的几点讨论

式(7)与式(8)相比, 有 3 点主要区别: ①式(7)中的岩土层抗剪强度, 在式(8)中表现为桩土侧摩阻力。②式(7)假定破裂体形状与式(8)不同。式(7)破裂体假定为圆锥体, 如图 2(a)所示, 而式(8)假定为长方体, 如图 4 所示; 式(7)中的锥尖不一定在锚杆底端, 如图 2(b)所示, 而式(8)计算深度通常假定为桩底。③式(7)中岩土重量按天然重度计算, 式(8)中地下水位以下的桩土重量按浮重度计算。现对这些区别讨论如下:

### a) 业界通常按库仑公式计算岩土层抗剪强度 $\tau$ :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi, \quad (9)$$

式中  $c$  为土的黏聚力,  $\sigma$  为剪切面上法向应力,  $\varphi$  为土的内摩擦角。浮力及锚杆预应力的作用方向竖直向上, 正好与重力方向相反, 作用在圆锥型破裂面上的法向应力  $\sigma$ , 是岩土重力、地下水的浮托力及锚杆应力等共同作用的结果, 如何计算, 相当复杂, 业界尚

缺少经验。式(8)采用了与岩土重量基本无关且经验丰富的桩土侧摩阻力替代抗剪强度, 计算简便, 但不能引入到群锚稳定性验算, 原因为: ①笔者对 140 多个抗浮锚杆工程进行了统计, 锚杆间距一般 1.5~3.0 m, 较桩密很多, 群锚外围的侧摩阻力分配到每条锚杆上的平均值很小, 可以忽略; ②从已有的工程失败案例来看, 抗浮锚杆破坏通常是中心区域的局部破坏或从局部破坏引发的, 故稳定性验算时不宜计入外围的侧摩阻力, 否则会造成安全系数虚高; ③抗浮锚杆有些为预应力锚杆, 自由段范围内没有与土黏结, 摩阻力如何计算, 尚缺乏经验。

b) 国内外一些文献<sup>[6-7, 10, 15-16]</sup>建议采用图 5 及下式进行抗浮稳定性验算:

$$\text{抗浮安全系数} = (\sum W + \text{结构物重量 } G_d) / \text{浮力}。 \quad (10)$$

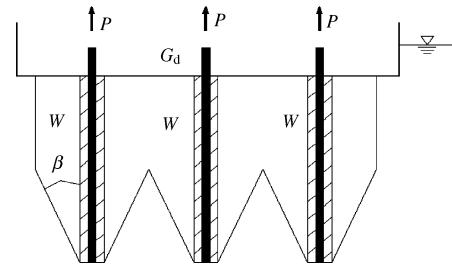


图 5 群锚抗浮稳定性验算示意图

Fig. 5 Calculation of uplift resistance for anchor groups

还有一些文献<sup>[7, 10-11]</sup>假定全长黏结型岩石锚杆群破坏模式为锚杆连根拔出, 抗力仅为锚杆长度影响区域内的岩层重量(计算模型与图 4 相同, 但不计入群锚外围的侧摩阻力), 建议其个体锚杆锚固力  $P$  按下式计算:

$$P = h l^2 \gamma / K_{b1}, \quad (11)$$

式中,  $h$  为锚杆长度,  $l$  为锚杆间距,  $\gamma$  为岩体重度, 安全系数取值为  $K_{b1}=1.2\sim 1.5$ 。式中假定锚杆群平面布置形状为正方形, 锚杆等长、等距、等力值。

笔者不赞同式(10)、(11)中一点不考虑破裂面摩阻力的作法。很多全长黏结型岩石锚杆, 抗浮力中如果不计入摩阻力, 只计算岩体重量, 计算安全系数往往小于 1.0, 而这些工程都安然无恙(详见后文)。故抗力中应该计入部分摩阻力, 这样才与工程实践相符, 不致过于保守。笔者方法是只计入岩体黏聚力  $c$  值提供的摩阻力, 详见后文。

c) 群锚埋深较浅时, 通常假定破裂面为圆锥面。①平面上, 如果假定群锚外围为连续弧形, 计算不方便, 且群锚埋深较深时应力的扩散范围有限, 假定圆

锥破裂面不一定合理<sup>[8, 11]</sup>。群桩破裂面的侧面假定为竖向平面, 如图 4 所示, 合理可行, 这种平面假定并不会显著影响安全性, 而且可简化计算。②群桩破裂面底面通常假定为平面, 如图 4 所示。一些文献在估算岩石锚杆群锚抗拔力时, 作了同样假定<sup>[10-11]</sup>。笔者认为, 既然假定破裂面是圆锥体, 底面按圆锥体计算应更为准确及安全一些, 不宜按平面。但如何确定圆锥角, 现有文献中, 有的假定 1/2 圆锥角  $\beta$  为  $30^\circ \sim 45^\circ$ , 有的假定为岩土层的内摩擦角  $\varphi$ , 有的假定为  $2\varphi$ , 有的假定砂土中为  $2\varphi/3$ , 等等, 可见, 直接假定锥角数值的作法争议较大。本文的建议是令  $\beta$  取值  $\varphi$ , 减少了一些人为的假定因素, 后文的计算结果表明了其合理性。③计算深度按假定的锥尖深度。众所周知, 锚杆的锚固力是有长度效应的, 超过了有效长度后, 单位长度上的锚固力明显降低。因此, 超过有效长度后的锚杆的摩阻力(如图 2(b)中的  $T_2$ )就不太可能再大于锥体内的岩土体重量与破裂面摩阻力之和, 故可视有效长度端点为整体稳定破坏模式与复合破坏模式的转折点, 亦即锥尖位置。《岩土锚杆(索)技术规程》建议岩层中的锚固段长度宜为 3~8 m, 土层中 6~12 m; 《建筑边坡工程技术规范》建议岩层中 3~6.5 m, 土层中 4~10 m。为安全起见, 本文建议稳定性验算时岩层中锚固段计算长度不超过 6.5 m, 土层中不超过 10 m, 超过后作为安全储备不再计算, 锥尖深度为锚固段计算长度与自由段长度之和。

d) 式(8)计算单桩抗拔力采用的是岩土体的浮重度, 或称有效重度, 而式(7)计算抗浮锚杆时则采用了天然重度, 没有采用浮重度。理由为: 黏性土、微风化等弱透水性地层中, 表层水与岩土体内水未必贯通, 岩土体未必表现为浮重度; 数十个实际工程反算得到的结果表明, 采用天然重度能够满足工程的安全需求而采用浮重度则偏于保守, 不能否认已有的工程实践结果, 详见后文。

e) 实际工程中, 锚杆长度普遍不等, 设计承载力有时按大小分为几类。已有的群锚及群桩抗拔力估算公式, 均假定锚长或桩长相同、间距相同、个体承载力相同, 与工程实践相符性不好。本文计算模型中锚杆长度、间距及承载力均可以不相等, 单锚计算长度取群锚中最短者及最弱者, 计算结果偏于安全。

### (3) 抗浮稳定性验算公式

基于以上讨论, 本文提出锚杆抗浮稳定性验算模型(图 6)及经验计算公式:

$$\begin{cases} F_{gd} = (\pi r^3 \cot \varphi / 3 + ab(H_m - r \cot \varphi)) \gamma_m / K_{b1} + abc / K_{b2}, \\ r = (a+b)/4 \end{cases} \quad (12)$$

式中  $F_{gd}$  为按锚杆群抗浮稳定性计算模式得到的单锚抗浮力设计值;  $r$  为圆锥体底面计算半径, 简化为锚杆纵横向的平均间距; 半锥角取锥尖范围内岩土层平均内摩擦角  $\varphi$ ,  $2\varphi$  最大不超过  $90^\circ$ , 即  $1/2$  锥角  $\varphi$  最大不超过  $45^\circ$ ;  $a, b$  分别为锚杆纵横间距;  $H_m$  为锥尖深度;  $\gamma_m$  为锥体内岩土体平均天然重度;  $c$  取锥尖范围内岩体结构面平均黏聚力, 无经验时可参考《工程岩体分级标准》GB50218—94<sup>[17]</sup>及《建筑边坡工程技术规范》GB50330—2002<sup>[18]</sup>中有关经验数据。安全系数取值水准为: 不分岩土体类别, 统一取  $K_{b1}=1.5$ ,  $K_{b2}=3.0$ 。式(12)中前一项为破裂体(下半部分圆锥体及上半部分长方体)内岩土体的重量, 后一项为破裂面的摩阻力。群锚整体抗浮力为按式(12)计算的个体锚杆抗浮力之和。

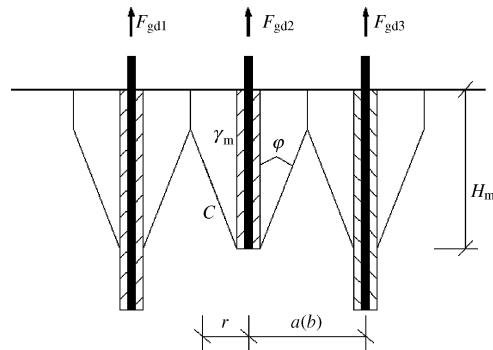


图 6 锚杆抗浮承载力验算示意图

Fig. 6 Calculation of anti-floating bearing capacity for anchor

#### (4) 抗浮稳定性验算公式的有关说明

式(12)为半经验半理论公式, 计算模型及原理如前所述, 需要验证的是上述安全系数目标值的水准合适与否。验证时应该用失败案例及成功案例从正反两方面同时验证, 但能够收集到的抗浮锚杆失败案例非常少, 故只能主要通过成功案例验证。

笔者收集了 140 余个抗浮锚杆工程案例, 从中选取了记录较为详细的 95 个进行了验算。95 个案例中, 有 3 个案例失败, 91 个成功, 还有 1 个有待实践检验。有的工程中有几种不同类型的锚杆, 则每种类型作为一个案例。限于篇幅, 这些案例不一一详细列出, 笔者在此一并感谢及致歉。一些案例中锚杆设计参数不是很符合现行技术标准, 如间距不足 1.5 m, 长度不足 3.0 m 等, 但恰好用于验证公式的合理性。验证方法为: 按式(12)计算得到单锚抗浮力设计值, 除以案例中提供的锚杆抗拔力设计值(或特征值、标准值、实测值等), 以其比值作为判断安全系数目标值合理性的主要依据。计算结果见表 1。

表 1 计算结果对比表

Table 1 Comparison of calculated results

比值	<0.95	1.0~1.1	1.1~1.5	1.5~2.0	>2.0	合计
数量	6	28	17	20	24	95
比例/%	6.3	29.5	17.9	21.1	25.2	100

对计算结果分析如下:

(1) 6 例计算结果小于 1.0 (该 6 例的情况见后文, 包括了 2 个失败案例)、即 6.3% 的锚杆抗浮力小于抗拔力, 亦即 93.7% 的锚杆抗浮力不小于抗拔力; 此外, 仅 9 例 (9.5%) 的计算结果大于 3.0。计算结果总体离散性较小, 较为理想, 说明式 (12) 既不会对按照现行技术标准进行锚杆设计计算有显著影响, 又能够对抗浮稳定安全度偏低的极少数工程起到预防作用, 其置信度可被工程接受。

(2) 在  $K_{bl}=1.0 \sim 2.0$ ,  $K_{b2}=1.5 \sim 3.0$  范围内取多种组合进行了验算, 最终确定了  $K_{bl}=1.5$ ,  $K_{b2}=3.0$  是最优组合。表 1 中 29.5% 的锚杆抗浮力与抗拔力相当, 比例较大, 正是优化结果的体现。此外, 岩土层黏聚力  $c$  的变异性远大于岩土体重度  $\gamma$  的变异性, 故前者分项安全系数取后者的 2 倍。此外,  $K_{bl}=1.5$ ,  $K_{b2}=3.0$  与日本相关技术标准对抗拔桩抗拔分项安全系数的取值<sup>[13]</sup>一致。

(3) 岩石锚杆有 38 例。如果按式 (11) 计算, 安全系数取 1.2 时, 有 9 例, 即 23.7% 的锚杆锚固力小于抗拔力; 安全系数取 1.5 时, 高达 15 例, 即 39.5% 的锚杆锚固力小于抗拔力; 如果岩体重度取浮重度、安全系数取 1.05, 则高达 21 例, 即 55.3% 的锚杆锚固力小于抗拔力。按式 (11) 计算结果, 这些案例很可能发生浮起破坏, 但实际上并没有, 说明抗力只计取岩土体重量不计取破裂面摩阻力的作法, 及采用浮重度而不是天然重度的作法过于保守, 大大低估了岩石锚杆的抗浮力, 与工程实践相差较大。

(4) 式 (12) 中的岩石锚杆指岩体中的全长黏结型锚杆, 及部分锚固段位于岩体中、只计取岩体提供的锚固力的土岩混合锚杆。表 1 中岩石锚杆取  $c$  值, 其它类型锚杆不取。表 1 中把未风化—中风化的坚硬岩及较坚硬岩, 未风化—微风化的较软岩及软岩作为岩石考虑, 而强风化—全风化的各种岩、中风化的较软岩及软岩、极软岩等作为土体考虑。岩石及岩体分级按《工程岩体分级标准》。全风化岩为极软岩, 应按黏性土考虑。一般来说, 强风化岩体节理裂隙发育, 施工扰动、长期浸水及拉应力长期作用下, 结构面及岩体总的力学性能常常降低较多, 为安全起见, 建议不按岩石锚杆考虑。收集到的案例中有 13 个为强风化岩石锚杆, 是否计取结构面  $c$  值对表 1 所示计算结果

不产生实质性影响, 亦即从工程实践角度, 也可不按岩石锚杆考虑。

(5) 岩体中存在着各种软弱结构面, 岩体力学性状主要受结构面特征控制, 在工程荷载这种低应力条件下, 其抗剪强度受结构面主导, 因此式 12 计取了结构面的黏聚力  $c$  值。如果取岩石或岩体的  $c$  值, 则需要  $K_{b2}$  相应取更大值, 从而增加了计算结果的不确定性。《工程岩体分级标准》及《建筑边坡工程技术规范》提供了岩体结构面  $c$  值的经验数据, 使得本文作法的可操作性较强, 表 1 计算结果亦表明这种作法合理可行。需要说明的是, 抗浮锚杆工作在水下环境中, 而上述技术标准中的经验  $c$  值, 尤其是中风化及强风化岩体结构面的  $c$  值, 可能不一定适用于水下环境, 需要适当折减。

(6) 式 (12) 假定计取  $c$  值的结构面形状为平面而非锥面, 一是便于计算, 二是如果按锥面计取, 为保持安全度总体水准,  $K_{b2}$  也要相应增加, 没有必要。

(7) 表 1 中, 预应力锚杆、压力型锚杆的计算结果均较大, 主因是锚固段上覆土层较厚; 岩石锚杆计算结果离散性较大, 主因是岩层能够提供较大的抗拔力、安全储备较大、设计取值的选择余地较大; 少数计算结果大于 3.0, 主因是原设计中锚杆承载力偏低、抗拔安全系数偏高。

(8) 计算结果对圆锥角的变化不敏感。1/2 圆锥角变化  $10^\circ$ , 计算结果变化  $3\% \sim 11\%$ , 亦即 1/2 圆锥角假定为  $\varphi$  或在  $30^\circ \sim 45^\circ$  之间按经验计取, 对计算结果的影响不大, 主因是圆锥体内岩土重量提供的安全系数在总安全系数中所占比例通常较小。当锚杆较长 (岩层大于 5.0 m, 土层大于 8.0 m) 时, 假定破裂面底面不是圆锥体、而是像群桩一样为平面, 计算结果一般增加  $4\% \sim 11\%$ , 幅度亦不大。这从另外一个角度说明了图 4 模型对群桩计算而言是可被工程接受的。

(9) 显然, 锚杆间距较密时计算结果较小。

(10) 有文献建议单锚或单排锚破裂面形状可假定为图 2 (a) 所示圆锥体。如果按这种模型及式 (12) 计算单锚及单排锚圆锥体内的岩土体重量及  $c$  值提供的抗浮力, 安全系数同样取  $K_{bl}=1.5$ 、 $K_{b2}=3.0$ , 计算结果为: 与抗拔力的比值除 1 例为 0.84 外, 其余为  $1.3 \sim 73.5$ , 离散性太大。也就是说, 这种假定对工程指导性不强, 工程意义不大。

(11) 式中还有一些假定或限制条件, 如: ①岩石锚杆计算长度不超过 6.5 m, 土层不超过 10 m, 锥尖深度  $H_m$  为锚固段计算长度与自由段长度之和; ②

不计取群锚外围岩土体提供的摩阻力; ③假定破裂体形状为上半部分长方体、下半部分圆锥体, 圆锥体底面半径为锚杆纵横间距的平均值; ④锥角  $2\varphi$  最大不超过  $90^\circ$ ; ⑤不计取强风化岩及全风化岩结构面的  $c$  值, 等等。表 1 计算结果表明这些假定或限制条件是合理的。

### 3 锚杆抗浮体系稳定性验算

#### 3.1 概述

结构物上浮破坏可分为整体上浮及局部上浮。整体上浮破坏指结构物整体上浮、倾斜及倾覆, 但结构构件基本完好; 局部上浮破坏如底板隆起、梁板柱墙两端开裂等, 主要发生在结构物底板中央、不同结构或构造结点处等抗浮薄弱位置。两者不能相互代替, 工程抗浮设计应采用整体抗浮稳定性及局部抗浮稳定性两种模式同时验算。

抗浮设计水位的确定是抗浮设计要解决的一个重要问题。抗浮设计水位, 又称抗浮设防水位, 一般可以理解为建筑物基础埋置深度范围内地下水在建筑物运营期间的最高水位, 《高层建筑岩土工程勘察规程》<sup>[19]</sup>对其定义为: 地下室抗浮评价计算所需的、保证抗浮设防安全和经济合理的场地地下水位。国家、行业及地方标准等 30 余本技术标准中均有关于抗浮设计水位的规定, 说明这个问题非常重要; 但技术标准中的相关规定均有所差别, 又说明这个问题非常复杂。

浮力计算是抗浮设计要解决的又一个重要问题。浮力, 又称浮托力, 《岩土工程基本术语标准》<sup>[20]</sup>将之定义为: 地下建筑物受静水位或下游水位的作用, 在其底面所受的均布向上的静水压力。各技术标准对浮力设计值是否应为静水压力标准值存在着较大争议。因砂土、碎石土、节理裂隙发育的岩石等与节理不发育的岩石及黏性土的透水性差异较大, 故争议主要体现在基础或底板位于节理不发育的岩石地基或黏性土等弱透水性地基上时, 是否应对静水压力进行折减及折减程度, 及是否考虑及如何考虑渗流作用对浮力的影响。

两个问题均很复杂, 本文无意深入探讨, 仅建议: 确定某场地抗浮设计水位及浮力设计值时, 应优先考虑地方经验作法。

#### 3.2 锚杆抗浮体系验算公式

参照式(1)~(3), 本文推荐有抗浮锚杆参与工作时的地下建筑物抗浮体系稳定性验算公式可为

$$G_d / K_w + \sum R_{wd} + \sum F_{wd} \geq N_{wd} \quad (13)$$

式中  $G_d$  为荷载效应基本组合的效应设计值, 荷载分项系数取 1.0, 不计取可变荷载, 等于建筑物自重标准

值及其上作用的永久荷载标准值之和;  $K_w$  为抗浮稳定安全系数, 一般情况下取 1.05, 特殊情况下可取 1.10;  $R_{wd}$  为单桩抗浮承载力设计值, 按相关技术标准执行;  $F_{wd}$  为单锚抗浮承载力设计值, 取单锚抗拔承载力设计值  $F_d$  及按抗浮稳定验算公式(式 11)得到的单锚抗浮力设计值  $F_{gd}$  中的较小值;  $N_{wd}$  为地下水浮力设计值, 荷载分项系数取 1.0, 等于建构筑物基底静水压力标准值, 水重度取  $10 \text{ kN/m}^3$ 。

#### 3.3 验算公式的有关说明

(1) 式(13)中采用了设计值作为代表值。自重及浮力等荷载可取标准值, 但桩抗拔力及锚杆抗拔力等抗力不宜取“标准值”, 一是因为新修订的《建筑地基基础设计规范》及《建筑桩基技术规范》等技术标准采用了承载力“特征值”一词以替代“标准值”, 二是因为式(13)中的桩及锚杆的承载力, 已经计取了安全系数, 故既非“标准值”, 也非“特征值”, 只能如上海市地基基础设计规范那样采取“设计值”。

(2) 地下水浮力是一类特殊的荷载, 各技术标准对其属于永久荷载、可变荷载还是偶然荷载尚存在着较大争议, 荷载分项系数可能无法直接采用其中一种。

《建筑结构荷载规范》<sup>[21]</sup>条文说明中, 解释了水位不变的水压力可按永久荷载考虑, 而水位变化的水压力应按可变荷载考虑。该解释可操作性不强: 对于绝大多数工程而言, 连水位到底在哪都无法搞清楚, 更遑论变与不变。该规范第 3.2.4 条规定结构的抗漂浮验算采用荷载效应的基本组合, 没有明确荷载的分项系数, 要求“应满足有关的建筑结构设计规范的规定”, 但同时规定了“当永久荷载效应对结构有利时, 不应大于 1.0”。《建筑地基基础设计规范》<sup>[4]</sup>规定了此时作用分项系数均为 1.0, 即实际采用了作用效应的标准组合。笔者认为分项系数应采用 1.0 而不宜小于 1.0: 按《工程结构可靠性设计统一标准》及《建筑结构可靠度设计统一标准》<sup>[22]</sup>等技术标准规定, 作用或荷载的设计值为荷载标准值乘以荷载分项系数(按《建筑结构荷载规范》, 作用分为直接作用与间接作用, 荷载即前者), 抗力的设计值为抗力标准值除以抗力分项系数, 因分项系数均不小于 1.0, 故荷载的设计值均应不小于标准值, 而抗力的设计值均应不大于标准值。

(3) 抗拔桩承载力计算按《建筑桩基技术规范》等相关技术标准。需要注意的是, 因为有浮重问题, 桩的设计抗浮承载力与设计抗拔承载力有时不同, 而式(13)应计取抗浮承载力。

(4) 抗浮锚杆单锚抗拔力应根据基本试验确定, 一般取极限值的一半作为设计值。初步设计时也可按式(4)估算, 建议安全系数  $K_b$  不分安全等级均取 2.0。

抗浮锚杆工程一般都为永久性工程及重要工程, 且隐蔽性很强, 损坏后很难修复, 故安全系数不应小于 2.0; 但也不需大于 2.0, 因为验收试验时最大荷载一般为 2 倍设计值, 安全系数大于 2.0 后很难得到检验, 工程意义不大。

这意味着锚筋的抗拉安全系数也要取 2.0。筋杆材料强度与岩土层界面黏结强度相比, 可靠度不一样, 应该设置不同的安全系数。但对于抗浮锚杆而言, 锚筋安全系数为 2.0 是合理的, 有 3 方面意义: ①满足质量检验验收要求; ②使锚杆工作在低应力状态, 有利于减少蠕变等工后变形; ③有利于防止腐蚀(应力腐蚀等)及疲劳破坏。

(5) 安全系数水准即目标值, 与荷载及浮力的计取方式直接相关, 尤其是浮力的计算方法。本文中荷载只计取了永久荷载, 浮力又按最大静水压值计取, 故安全系数水准  $K_w$  取 1.05 能够满足一般工程需求。一些特殊环境, 如泵站等, 可取 1.10。

(6) 式(14)的通用表达式一般如下式所示:

$$(G_d + \sum R_{wd} + \sum F_{wd}) / N_{wd} \geq K_w \quad (14)$$

笔者认为,  $R_{wd}$  及  $F_{wd}$  的安全系数水准都不小于 2.0, 式(14)再计取  $K_w=1.05$  的意义不大, 故可如式

(13) 仅对  $G_d$  计取安全系数。式(13)采用了作用系数分项表达方式, 与上海市《地基基础设计规范》作法类似, 可视为半概率极限状态设计法。

(7) 式(13)中没有直接体现结构重要性系数  $\gamma_0$ 。《建筑地基基础设计规范》<sup>[4]</sup>规定基础的  $\gamma_0$  不应小于 1.0。本文中, 桩及锚杆等构件安全系数水准不小于 2.0, 可认为已经包含了  $\gamma_0$ 。

(8) 式中抗拔桩与抗浮锚杆共同工作时, 可能存在着抗拔桩与抗浮锚杆的应力重叠现象。通常, 按抗拔桩计算的整体抗浮稳定可以满足规范要求, 抗浮锚杆主要解决局部稳定问题, 此时抗浮锚杆满足局部抗浮稳定性即可。此外, 抗浮锚杆可能会施加预应力, 对于共同工作的桩而言, 增加了桩的竖向压力。

### 3.4 几点探讨

(1) 式(13)抗力中没考虑地下结构外墙侧壁的摩阻力。地下结构采用放坡或基坑支护措施后开挖, 土坡或支护结构与地下结构之间留有肥槽作为地下结构的施工作业面。通常, 设计图会要求肥槽分层回填并压实, 但实际上, 肥槽内往往充填了很多建筑垃圾甚至生活垃圾, 结构松散; 即便是回填土层或石粉或砂石料, 因作业空间狭小、施工机械难以展开作业等原因, 也很难密实。这样, 地下水位恢复后会在肥槽内形成水膜。采用沉井法开挖时, 沉井与土壁之间也

存在空隙, 仍会形成水膜。采用二合一地连墙时不会形成水膜, 故有经验时可适当考虑摩阻力, 但同时要考虑地连墙施工时形成的泥皮的润滑作用。

(2) 抗力中没考虑建构筑物的底板与岩土接触面的黏滞作用。底板材料为混凝土, 与岩土是性质和强度不同的两种材料, 两种材料的界面上存在着水膜。此外, 岩土结构是有孔隙的散粒体, 孔隙是连通的, 有渗流作用存在, 对于水的浮托力只要形成连通水膜, 黏滞作用就会消失。还有, 底板如果有轻微上浮或因地基土沉降而脱空—这在工程中通常是难以避免的, 黏滞作用也会消失。

(3) 底板为基岩时, 通常因爆破开挖使岩体完整性遭到破坏, 或基岩本身就比较破碎, 很难保证地下水不渗入到下伏基岩; 且因基岩表面凸凹不平, 通常铺设碎石层找平, 找平层即成为良好的含透水介质。因此, 当基底为基岩时也不宜对水压力进行折减。

(4) 由于底板下及肥槽内实际存在着水膜, 黏滞作用已不存在, 水膜彼此之间很容易连通, 故除非有可靠的长期控制地下水位的措施, 否则就不宜对水压力进行折减。故为安全起见, 式(13)中水的浮托力采用了不折减的静水压力标准值。

## 4 典型工程实例

表 1 中计算结果小于 1.0 的 6 个案例可分为 3 类: 第 1 类为全长黏结型岩石锚杆, 3 个; 第 2 类为全长黏结型扩底锚杆, 1 个; 第 3 类为工程失败案例, 2 个。下面对 1 个典型成功案例及这 6 个案例进行详细计算分析。

### 4.1 案例 1

案例 1<sup>[23]</sup>为深圳某高层建筑工程, 主楼高度约 80 m, 地下室 4 层。A 区抗浮锚杆为全长黏结型岩石锚杆, 岩层为微风化花岗岩, 锚杆间距  $a \times b$  为 1.5 m × 1.6 m, 长度  $H_m$  为 3.5 m, 承载力特征值为 260 kN。按式(11), 取岩层重度  $\gamma_m$  为 25 kN/m<sup>3</sup>, 摩擦角  $\varphi$  为 45°, 黏聚力  $c$  为 220 kPa, 则锚杆抗浮力设计值  $F_{gd}$  为 293 kN, 是特征值的 1.13 倍, 验算稳定。如果不计取  $c$  值, 即使  $K_{bl}$  取 1.0,  $F_{gd}$  也仅为 177 kN, 为特征值的 0.68 倍, 验算不稳定。该工程已竣工使用约 8 a, 没任何上浮问题。这种情况表 1 中有 15 例。证实了式

(11) 中适当计取假定圆锥破裂面抗剪强度  $c$  的作法是合理的。

### 4.2 案例 2~4

(1) 案例 2<sup>[24]</sup>为渤海造船厂某船台工程, 岩层为矽质灰岩及石英砂岩, 破碎夹泥带(原文如此)中全

长黏结型锚杆长度 8~10 m, 入岩 6 m, 直径 91 mm, 间距 0.6 m×0.6 m, 设计抗拔力 225 kN。取  $\gamma_m$  为 22 kN/m<sup>3</sup>,  $\varphi$  为 38°,  $c$  为 60 kPa, 按式(12)计算  $F_{gd}$  最大为 59 kN, 仅为设计抗拔力的 0.26 倍。

(2) 案例 3 为青岛某车站地下室<sup>[25]</sup>, 中—微风化花岗岩, 锚杆长度中风化岩中 3.5 m, 微风化岩中 2.8 m, 最小间距 1.2 m×1.2 m, 抗拔力特征值 360 kN。按式 12 计算  $F_{gd}$  仅为特征值的 0.33 及 0.47 倍。

(3) 案例 4 为费县某车站地下候车室, 锚杆间距 1.0 m×1.0 m, 微风化黄斑岩中长度 3.25 m, 中风化岩层中 4.05 m, 按式(12)计算  $F_{gd}$  仅为设计标准值的 0.37 及 0.31 倍。

案例 2~4 即前述 3 个安全系数偏低的岩石锚杆工程, 文献中未说明工程的工后使用情况。3 个工程抗浮锚杆共同特点是间距较小, 长度短, 设计抗拔力偏高, 失事风险相当大, 工程中应尽量避免。

#### 4.3 案例 5~6

(1) 案例 5<sup>[26]</sup>为一例抗浮锚杆事故。某医院广场设 2 层地下室, 采用天然基础, 锚杆抗浮。锚杆位于强风化岩硬质层中, 全长黏结型, 间距 2.67 m×2.67 m, 长度 3 m, 主筋为 1 条直径 25 mm 的 HRB400 钢筋, 按式(4)计算得到的抗拔力特征值为 180 kN。某场暴雨时, 地下室已完成但尚未完全回填, 雨水没来得及疏排, 从四周灌入, 地下室中间局部区域上浮, 最大上浮量约 300 mm。之后回落, 最终上浮量最大约 116 mm(判断为地面隆起量), 底板局部开裂, 有 4 处被锚杆顶穿。

文献[26]认为地下水实际浮力超过了设计值, 但没有提供具体数据。单锚抗拔力极限值为 2 倍特征值即 360 kN, 锚杆钢筋破断力约 265 kN, 并未拉断, 说明锚杆实际受力应未超过 265 kN, 未达到按单锚计算得到的抗拔力极限值状态。然而发生了拔出破坏, 说明群锚效应导致群锚中单锚的抗拔力降低了很多。按式(11)计算, 取  $\gamma_m$  为 19.5 kN/m<sup>3</sup>,  $\varphi$  为 35°, 计算结果  $F_{gd}$  为 148 kN, 为特征值的 0.82 倍。综合计算结果及现场观察到的现象, 推测破坏过程为: 随着雨水灌入, 锚杆全长受力, 单锚受到的上拔力达到某值(可视为 148 kN)后, 开始从根部向上形成圆锥体破裂面, 锚杆及锥体内土体同时被上拔隆起; 与此同时, 锥体内土体开始松动, 土体与锚杆的黏结强度降低, 锚杆的抗拔力降低, 抵抗不住所受上拔力, 被逐步拔出。综合判断群锚同时发生了整体上浮稳定破坏与拔出破坏。如果仅发生拔出破坏, 地面不会产生约 116 mm 的隆起量; 如果仅发生土体隆起, 锚杆不会产生约 300

mm 这么大的位移量。事故技术处理方案: 增大底板自重及增加全长黏结型抗浮锚杆。

(2) 案例 6<sup>[27]</sup>为另一例抗浮锚杆失败案例。某综合楼地上 28 层, 3 层地下室, 采用锚杆抗浮。锚杆位于中—微风化泥质页岩中, 全长黏结型, 正方形布置, 间距 1.5 m×1.5 m, 长度 3~4 m, 主筋为 1 条直径 28 mm 的 HRB400 钢筋, 抗拔力设计值 200 kN。连场暴雨后, 地下室上浮, 平均上浮量约 200 mm, 抗浮锚杆全部失效。

文献[27]分析, 地下水实际浮力没有超过设计值。锚杆钢筋破断力约 246 kN, 并未拉断, 说明锚杆实际受力并未超过 246 kN, 远未达到按单锚计算得到的抗拔力极限值 400 kN。按式(11)计算, 取中、微风化岩  $\gamma_m$  分别为 21, 25 kN/m<sup>3</sup>,  $\varphi$  为 40°, 45°,  $c$  为 30, 100 kPa, 计算结果  $F_{gd}$  为 132, 166 kN, 分别为原设计值的 0.66 倍、0.83 倍, 锚杆抗浮力偏低, 故判断发生了群锚整体上浮稳定破坏。事故技术处理方案: 采用预应力锚索, 间距 3 m×3 m, 总长度 14 m, 其中自由段 4~5 m, 设计抗拔力 800 kN。按式(11)计算此时抗浮力设计值, 分别为设计抗拔力的 2.04 倍及 1.54 倍, 工程安全。

#### 4.4 案例 7

案例 7 是有意挑选的, 95 个案例中唯一的一个在建工程。深圳某旧城改造工程, 主楼高度约 250 m, 地下室 5 层, 抗浮锚杆为全长黏结型水泥土扩底锚杆, 纵横间距 2.15 m; 长度 9.5 m, 上半段 4.5 m 直径 150 mm, 下半段 5 m, 扩孔直径 500 mm; 土层为 6 m 残积土, 以下为全风化花岗岩; 设计承载力特征值 500 kN。锚杆目前已全部完成, 进行了数百个抗拔验收试验, 最大验收荷载按 1.2 倍特征值(即 600 kN), 绝大部分锚杆满足。按式(11)验算其抗浮稳定性: 取  $\gamma_m$  为 20.0 kN/m<sup>3</sup>,  $\varphi$  为 33°,  $F_{gd}$  为 0.93 倍特征值; 在计取  $c$  值 23 kPa 后  $F_{gd}$  为 500 kN。该工程规模巨大, 抗浮锚杆工程造价超过 1 亿元人民币, 开发商采用设计施工一体化最低价中标。该工程尚未经实践检验, 笔者判断日后浮起破坏的风险很大。

## 5 结 论

(1) 本文总结了国内对抗浮锚杆及锚杆抗浮体系稳定性的研究成果, 结合抗浮锚杆工程设计施工中存在的问题, 认为很有必要研究编制抗浮锚杆及锚杆抗浮体系稳定性验算公式以用于指导工程实践。

(2) 考虑到岩土工程的不确定性, 抗浮锚杆及锚杆抗浮体系的抗浮稳定性验算公式宜按承载能力极限

状态, 采用综合安全系数法、分项系数表达方式。

(3) 群锚效应将导致锚杆的抗拔力降低。锚杆的抗拔力小于破裂面内岩土体重量与破裂面抗剪强度提供的摩阻力之和时, 抗浮锚杆可能会发生整体抗浮稳定性破坏。

(4) 群锚稳定性验算可简化为单锚稳定性验算模式, 单锚抗浮力验算模型可按上半部分长方体、下半部分圆锥体的假定破裂体形状, 锥尖深度为锚固段计算长度与自由段长度之和。群锚整体抗浮力为单锚抗浮力之和, 单锚抗浮力设计值可取破裂体内岩土体重量及假定破裂面的黏聚力提供的摩阻力分别除以分项安全系数后之和, 分项安全系数取值水准分别为 1.5 及 3.0。部分类型的未风化—中风化岩石锚杆破裂面的黏聚力可计取结构面的黏聚力, 土层锚杆及部分岩石锚杆不应计取黏聚力。

(5) 锚杆抗浮体系稳定性验算公式中, 抗力设计值可取建筑物自重标准值及其上作用的永久荷载标准值之和除以 1.05 的安全系数、抗拔桩的抗浮承载力设计值、抗浮锚杆的抗浮承载力设计值三者之和, 而浮力设计值取建筑物基底静水压力标准值。

对近百个工程案例的验算结果及数例典型工程的详细验算分析, 表明了上述计算模型及计算公式合理可行。

## 参考文献:

- [1] DGJ 08/11—2010 地基基础设计规范[S]. 上海, 2010. (DGJ 08/11—2010 Foundation design code[S]. Shanghai, 2010. (in Chinese))
- [2] DBJ 11—501—2009 北京地区建筑地基基础勘察设计规范[S]. 北京, 2009. (DBJ 11—501—2009 Code for geotechnical investigation and design of building foundation in Beijing area[S]. Beijing, 2009. (in Chinese))
- [3] GB 50153—2008 工程结构可靠性设计统一标准[S]. 2008. (GB 50153—2008 Unified standard for reliability design of engineering structures[S]. 2008. (in Chinese))
- [4] GB 50007—2011 建筑地基基础设计规范[S]. 2011. (GB 50007—2011 Code for design of building foundation[S]. 2011. (in Chinese))
- [5] JGJ 94—2008 建筑桩基技术规范[S]. 2008. (JGJ94—2008 Technical code for building pile foundations[S]. 2008. (in Chinese))
- [6] CECS: 22—2005 岩土锚杆(索)技术规程[S]. 2005. (CECS: 22—2005 Technical specification for ground anchors[S]. 2005. (in Chinese))
- [7] HT 汉纳. 锚固技术在岩土工程中的应用[M]. 胡定, 邱作中, 刘浩吾, 译. 北京: 中国建筑工业出版社, 1987: 104—110, 214. (HANNA H T. Foundations in tension-ground anchors[M]. HU Ding, QIU Zuo-zhong, LIU Hao-wu, trans. Beijing: China Architecture and Building Press, 1987: 104—110. (in Chinese))
- [8] 梁炯鋆. 锚固与注浆技术手册[M]. 北京: 中国电力出版社, 1999: 39—54. (LIANG Jong-jun. Anchoring and grouting technique manual[M]. Beijing: China Electric Power Press, 1999: 39—54. (in Chinese))
- [9] 崔京浩, 崔岩. 锚固抗浮设计的几个关键问题[J]. 特种结构, 2000, 17(1): 9—13. (CUI Jing-hao, CUI Yan. Several key problems in anchoring anti-floating design[J]. Special Structures, 2000, 17(1): 9—13. (in Chinese))
- [10] 程良奎, 范景伦, 韩军, 等. 岩土锚固[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003: 49—60, 341—345. (CHENG Liang-kui, FAN Jing-lun, HAN Jun, et al. The geotechnical anchoring[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2003: 49—60, 341—345. (in Chinese))
- [11] 闫莫明, 徐祯祥, 苏自约. 岩土锚固技术手册[M]. 北京: 人民交通出版社, 2004: 170—174. (YAN Mo-ming, XU Zhen-xiang, SU Zi-yue. Geotechnical anchoring technical manuals[M]. Beijing: China Communications Press, 2004: 170—174. (in Chinese))
- [12] 程良奎, 李象范. 岩土锚固·土钉·喷射混凝土——原理设计与应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008: 70—72. (CHENG Liang-kui, LI Xiang-fan. Geotechnical anchoring, soil nail, shotcrete—The principle of design and application[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2008: 70—72. (in Chinese))
- [13] 史佩栋. 桩基工程手册: 桩和桩基础手册[M]. 北京: 人民交通出版社, 2008: 161—177. (SHI Pei-dong. Pile and pile foundation handbook[M]. Beijing: China Communications Press, 2008: 161—177. (in Chinese))
- [14] 张雁, 刘金池. 桩基手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009: 114—154. (ZHANG Yan, LIU Jin-chi. Pile foundation manual[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2009: 114—154. (in Chinese))
- [15] BS 8081:1989 British standard code of practice for ground anchorages[S]. BSI.
- [16] FHWA—IF-99—015 Geotechnical engineering circular No.4: ground anchors and anchored systems[S]. FHWA, 1999.
- [17] GB 50218—94 工程岩体分级标准[S]. 1995. (GB 50218—94 Standard for engineering classification of rock masses[S].

1995. (in Chinese))
- [18] GB 50330—2002 建筑边坡工程技术规范[S]. 2002. (GB 50330 — 2002 Technical code for building slope engineering[S]. 2002. (in Chinese))
- [19] JGJ72—2004 高层建筑岩土工程勘察规程[S]. 2004. (JGJ72—2004 Specification for geotechnical investigation of tall buildings[S]. 2004. (in Chinese))
- [20] GB/T 50279—98 岩土工程基本术语标准[S]. 1998. (GB/T 50279—98. Standard fundamental terms of geotechnical engineering[S]. 1998. (in Chinese))
- [21] GB 50009—2012 建筑结构荷载规范[S]. 2012. (GB 50009—2012 Load code for the design of building structures[S]. 2012. (in Chinese))
- [22] GB 50068—2001 建筑结构可靠度设计统一标准[S]. 2001. (GB 50068—2001 Unified standard for reliability design of building structures[S]. 2001. (in Chinese))
- [23] 林明博, 王贤能, 李小强. 深圳益田假日广场建筑抗浮设计[C]// 锚固技术在岩土工程中的应用. 北京:人民交通出版社, 2006: 143 - 148. (LIN Ming-bo, WANG Xian-neng, LI Xiao-qiang. Shenzhen Yitian Holiday Plaza building anti-floating design[C]// Anchorage Technology Application in Geotechnical Engineering. Beijing: China Communicatons Press, 2006: 143 - 148. (in Chinese))
- [24] 刘金秋, 徐凤雷. 岩石破碎带处锚杆的施工技术[J]. 探矿工程, 2004(2): 21 - 23. (LIU Jin-qi, XU Feng-lei. Anchor construction technology in the rock fracture zone[J]. Prospecting Engineering, 2004(2): 21 - 23. (in Chinese))
- [25] 马竹青. 地下室底板抗浮锚杆结构设计[J]. 铁道标准设计, 2010(6): 107 - 110. (MA Zhu-qing. The basement floor anti-floating anchor structure design[J]. Railway Standard Design, 2010(6): 107 - 110. (in Chinese))
- [26] 李志军. 某医院病房大楼广场地下室上浮原因分析及加固处理[J]. 中外建筑, 2010, 10: 134 - 135. (LI Zhi-jun. The cause analysis reinforcement reprocessing of hospital ward building square basement floating[J]. Chinese & Overseas Architecture, 2010, 10: 134 - 135. (in Chinese))
- [27] 周敏辉. 预应力锚杆在地下室底板加固中的应用[J]. 广东土木与建筑, 2004(9): 26 - 28. (ZHOU Min-hui. The application of prestressed anchor in the basement floor reinforcement[J]. Guangdong Architecture Civil Engineering, 2004(9): 26 - 28. (in Chinese))