

· 地基与基础 ·



# 国外某软土地质防波堤工程的地基稳定分析

宣庐峻

(中船第九设计研究院工程有限公司, 上海 200063)

**摘要:** 结合国外某软土地质条件下的防波堤工程案例, 采用基于Biot固结理论的有限元法模拟整个防波堤建造过程的稳定与变形分析, 并与常规计算方法的结果进行了比较。介绍了欧标和英标两种不同标准对稳定计算的应用, 对堤身下地基土超孔隙的稳定控制准则进行推导, 对设置排水板与波浪作用对地基稳定的影响进行分析, 相应成果可为以后国内外防波堤工程的地基稳定分析予以借鉴。

**关键词:** 防波堤; 地基稳定性分析; 固结沉降; 波浪作用

中图分类号: U 656.2

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2013)09-0108-08

## Foundation stabilization analysis of soft soil breakwater engineering abroad

XUAN Lu-jun

(China Shipbuilding NDRI Engineering Co., Ltd., Shanghai 200063, China)

**Abstract:** Combining with an engineering case of a foreign breakwater under soft soil geologic condition, we carry out the stabilization and deformation analysis of the whole process of breakwater construction simulation of finite element method based on Biot consolidation theory, and compare the result with that by conventional calculation method. We also expound the application of foundation stabilization calculation according to the European Standard and the British Standard, the formula derivation of excess pore water pressure stability control standard, the analysis of drainage plate and wave loading on foundation stabilization. The result may serve as reference for foundation stability analysis of the breakwater engineering.

**Key words:** breakwater; foundation stabilization analysis; consolidation settlement; wave loading

在软土地基上修建结构物难度较大, 特别是在海洋地区, 地质条件和环境条件恶劣, 更是如此。这不仅是因为软土地基的压缩性高、渗透性低、固结变形持续时间长, 还包括在波浪荷载作用下软土强度进一步被削弱等因素, 所以稳定性分析成为软土地基上防波堤工程设计中的主要问题。

软土地质环境建造斜坡式防波堤的地基稳定性分析一般分为抗滑稳定与沉降稳定。抗滑稳定理论分为条分法、有限单元法和可靠度分析3大类, 其中前两类理论较为成熟。国内传统的设计往往采用条分法进行稳定计算, 此方法是建立

在极限平衡理论基础上的方法, 缺点是无法考虑土体内部的应力应变关系、无法分析稳定破坏的发生和发展过程、更无法考虑局部变形对地基稳定的影响。而堤基的沉降稳定与抗滑稳定也有内在联系, 堤基强度发挥伴随着变形, 变形大小又受强度控制, 堤基破坏常常与沉降和滑动变形相伴。目前常规设计广泛应用的理论公式法建立在Terzaghi一维固结理论上, 具有简便、直观、计算参数少且易取得等优点, 但是引入了很多假定, 尤其是假定荷载一次瞬时施加并维持不变, 土体承受的总应力不随时间变化。而实际施工过程中, 外荷载是逐渐变化的。对于外荷载随时间

收稿日期: 2013-03-15

作者简介: 宣庐峻(1982—), 男, 工程师, 从事港口工程及地下工程的设计工作。

变化的情况，有人按分级等速加荷进行修正，但实际荷载并非线性增长，与实际加荷情况仍不相符。因此对于软基，根据实际施工情况，对地基固结变形全过程进行数值模拟对分析防波堤变形与考虑强度稳定具有重要意义。

1941年，Biot从较严格的固结机理出发，推导了准确反映孔隙压力消散与土骨架变形相互关系的三维固结方程，一般称为“真三维固结理论”。在Biot固结理论<sup>[1-2]</sup>中，利用土体中的一微分体，建立考虑体力情况下的平衡方程；假设土体为饱和的均质弹性体，建立土体的本构方程；利用几何方程，在小变形前提下，将应变转化成位移；最后将以位移和孔隙水压力表示的连续方程和平衡方程联立求解，反映了土体在固结过程中孔隙水压力的变化和位移之间的关系。

本文结合国外某软土地基上的防波堤工程案例，介绍采用基于Biot固结理论的有限元法模拟整

个防波堤建造过程的稳定与变形分析，并与常规计算方法的结果进行了比较；此外，通过公式推导提出了堤身下地基稳定所需满足的超孔隙控制准则；同时在地基稳定分析中还考虑了排水板以及波浪作用对地基稳定的影响，得出相应成果，为以后国内外防波堤工程的稳定分析予以借鉴。

### 1 工程概况

国外某港口需要建造约8 km防波堤，按照国外咨询公司的要求，依据欧标与英标进行设计。

防波堤结构主要采用斜坡式，堤芯采用石料填筑与大块石护面；为满足稳定要求采用宽镇压平台的结构形式，断面尺寸根据深水波浪变化。在原状滩面高程-6.8 m区域，堤顶高程2.7 m，挡墙顶高程4.7 m，堤外镇压平台面高程为-3.8 m，宽度为20 m；内侧堤脚处镇压宽20 m，镇压层面高程-5.3 m。标准断面结构见图1。

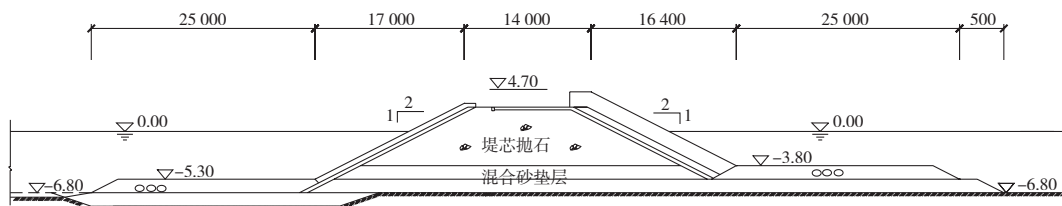


图1 防波堤标准断面

工程位置的地质属于软土地基，上部分布

砂层。工程区域土层分布情况及强度参数见表1和2。

表1 土层深度分布

海底面以下深度/m	土层	说明
上部覆盖层厚度在地下水水位以上1 m厚	A2-1a	淤泥/黏性粉土 中等黏稠度
海底-1.5	A2-1b	淤泥/黏性粉土，这是浮层在潮间区域，土层A2-1的上部覆盖层
1.5~6.0	A2-1	淤泥/黏性粉土，中等到低黏稠度，轻微超固结土
6.0~13.0	A2-2	淤泥/黏性粉土 中等黏度，见于薄砂层，轻微超固结土
13.0~21.0	A2-3	淤泥/黏性粉土 中等黏度，见于薄砂层，超固结土-正常固结土
21.0~24.0	B	砂，粉砂，淤泥质黏土，中等-高黏稠度，存在于泥炭杂层

表2 土层力学参数

土层	天然密度/ (t·m <sup>-3</sup> )	十字板强度C <sub>u</sub> / kPa	有效黏聚力c'/ kPa	有效摩擦角φ'/ (°)	固结系数c <sub>v</sub> / (m <sup>2</sup> ·s <sup>-1</sup> )	渗透系数k/ (m·s <sup>-1</sup> )	杨氏模量E/ MPa	泊松比ν
A2-1a	1.80	15	2	25	15	5E-9	0.6	0.35
A2-1b	1.75	6	2	25	6	3E-9	0.4	0.40
A2-1	1.80	15	3	27	15	2E-9	0.8	0.40
A2-2	1.85	40	3	28	40	5E-9	1.6	0.35
A2-3	1.90	50	2	32	50	5E-8	4.0	0.35
B	1.85		1	38		5E-7	15.0	0.35

## 2 抗滑稳定分析

抗滑稳定分析采用了极限平衡法与有限元的强度折减法两种方法，同时应用欧标与英标（BS）规范中的规定进行计算校核。

### 2.1 极限平衡法

极限平衡分析方法主要采用毕肖普法计算稳定安全系数 $F_s$ ，其定义为滑裂面上全部抗滑力矩与滑动力矩之比。

1) 计算标准。

① Eurocode 7<sup>[3]</sup>中给出了不同情况下作用力、岩土参数和反力的分项系数,分别用 $A$ 、 $M$ 、 $R$ 表示,不同的分项系数组合得到3种计算方法,抗滑稳定计算选用组合Approach 3-  $A2+M2+R3$ , 土体强度指标根据下式进行折减:

$$\varphi' = \tan^{-1} \left[ \frac{\tan \varphi'}{1.25} \right] \quad (1)$$

$$c'_d = \frac{c'}{1.25} \quad (2)$$

$$c_{ud} = \frac{c_u}{1.4} \quad (3)$$

② 按照BS规范,不采用分项系数,直接计算 $F_{os}$ (安全系数)<sup>[4]</sup>。

2) 计算状态。

① 不固结不排水条件—UU分析—短暂状态。

用于进行施工期稳定分项,考虑随着防波堤抛填加载,地基土的抗剪强度随固结度提高而增长,强度的增长量见下式:

$$\Delta \tau_{fc} = U_t \sigma_z \tan \varphi_{cu} \quad (3)$$

式中:  $\Delta \tau_{fc}$ 为基于固结度的强度增长指标;  $U_t$ 为固结时间;  $\sigma_z$ 为附加荷载 (kPa);  $\varphi_{cu}$ 为固结后摩擦角。

② 固结排水条件—CD分析—长期状态。

用于进行防波堤使用期的稳定分析。

用极限平衡法计算的抗滑稳定安全系数见表3。由表3可见,两种规范的安全系数有一定的偏离,因为BS规范的安全系数是一个笼统的经验系数,没有将荷载效应、岩土参数和抗力等因素区别对待;而欧标中考虑了在不同设计情况下荷载、岩土参数和抗力的敏感度,给出不同的分项系数进行分析,应该说在设计理念上更为先进。

表3 抗滑稳定计算结果 (极限平衡法)

工况	BS		Eur	
	$F_{os}$	允许 $F_{os}$	$F_{os}$	允许 $F_{os}$
施工期	1.497	1.3~1.4	1.138	1.0
使用期	2.338	1.5	1.854	1.0
地震	2.002	1.5	1.674	1.0

### 2.2 有限元法

运用基于Biot固结理论的PLAXIS有限元程序模拟整个防波堤的建造过程,计算中以位移和孔隙水压力表示的连续方程和平衡方程联立求解,反映了土体在固结过程中孔隙水压力的变化和位移之间的关系。

Biot固结有限元平衡方程<sup>[1-2]</sup>由有效应力原理得:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (4)$$

对某一单元来说,由虚功原理可推得:

$$F^e = \int [B]^T \times \sigma dx dy \quad (5)$$

式中:  $F^e$ 为单元结点力矩阵;  $B$ 为单元应变矩阵;  $\sigma$ 为单元应力矩阵。

对所有未知位移建立平衡方程,可得:

$$K \times \delta + K' \times \beta = R \quad (6)$$

式中:  $K$ 为对应于位移的整体劲度矩阵;  $K'$ 为对应于孔隙压力的整体劲度矩阵;  $R$ 为等效结点荷载。

安全系数采用有限元强度折减法计算,它将土体材料参数值除以一折减系数,然后用新的参数进行有限元计算,直到刚好收敛为止,此时的折减系数即为边坡的稳定安全系数。

1) 材料的选择。

考虑土体非线性本构关系,选择莫尔-库仑屈服准则及其在不排水条件下的力学行为进行数值模拟。

2) 模型与计算步。

选择底高程-6.8 m的断面建立模型(图2)。在计算过程中设置4个不同地基深度的监测点位

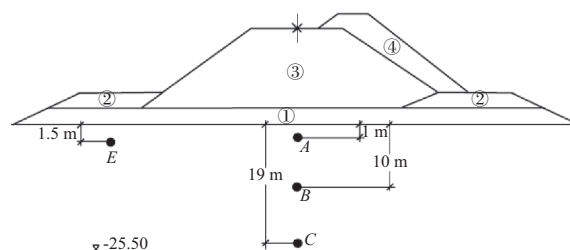


图2 计算模型

置，通过监测点在整个筑堤过程中超孔压、有效应力与沉降变化，掌握防波堤的地基状况。

按照实际的施工步骤与工期设置计算步：

- ① 铺设堤身下部基础垫层： $t=30$  d。
- ② 施工堤外侧抛石镇压棱体： $t=45$  d。
- ③ 施工堤身第一层堤芯及内侧镇压平台： $t=60$  d。
- ④ 堤芯继续填筑至堤顶设计高程： $t=60$  d。
- ⑤ 堤内外坡的护面垫层施工： $t=15$  d。
- ⑥ 完成堤内外坡的护面块石施工： $t=15$  d。

3) 计算结果见表4。

表4 标准段整体稳定计算结果 (有限元)

工况	BS		Eur	
	$F_{OS}$	允许 $F_{OS}$	$F_{OS}$	允许 $F_{OS}$
步骤1	3.523	1.3~1.4	2.313	1.0
步骤2	2.221	1.3~1.4	1.495	1.0
步骤3	1.942	1.3~1.4	1.263	1.0
步骤4	1.730	1.3~1.4	1.224	1.0
步骤5	1.649	1.3~1.4	1.198	1.0
步骤6	1.602	1.3~1.4	1.167	1.0
使用期	1.899	1.5	1.269	1.0
地震	1.589	1.5	1.059	1.0

### 2.3 计算结果分析

有限元法和极限平衡法得到的安全系数均满足规范要求，但是在不同阶段计算结果均有一定差异，并且有限元法计算得到的安全系数略小且随着施工步骤的进展而变化。

由于极限平衡法无法考虑土体内部的应力应变关系，无法分析稳定破坏的发生和发展过程，更无法考虑局部变形对地基稳定的影响；而有限元法考虑到土的非线性应力应变关系，求得每个计算单元的应力及变形后根据不同强度指标确定破坏区的位置及破坏范围的扩展情况，并能将局部破坏与整体破坏联系起来，求得合适的临界滑动面位置，再根据力的平衡关系推得安全系数，这样就可以将稳定问题与应力分析结合起来。因此笔者认为有限元法对安全系数的定义更加符合实际情况，更真实地反映了坡体失稳及塑性区的开展过程。

### 3 超孔压的稳定控制准则

通过有限元对于整个建造过程的模拟，地基

稳定是可以通过单一参量的追踪而得到全程控制的，其前提是必须先确定能够保证土体单元不发生破坏的单一参量验证标准。在不排水条件的有限元计算中，一般土体单元的竖向有效应力不小于加载前有效应力一半时，可以保证土体的超孔压不会导致土体强度低于发生破坏的包络值。换言之，只要式 (7) 得到满足，可以认为结构稳定条件得到保证：

$$\sigma'_{v,t} \geq 0.5\sigma'_{v0} \quad (7)$$

由于在防波堤实际施工过程中，超孔压相比有效应力更容易通过监测获得数据，因此有必要将式 (7) 推导成超孔压的控制准则。

对于堤身位于水位以下 (图3)：

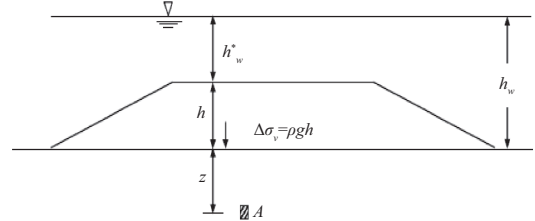


图3 堤身位于水位以下

$$\sigma_v = \rho_s g z + \Delta \sigma_v + \rho_w g h_w^* \quad (8)$$

$$u = \rho_w g (h_w + z) + \Delta u \quad (9)$$

$$\sigma'_{v,t} = \rho_s g z - \rho_w g (h_w - h_w^*) + \Delta \sigma_v - \Delta u \quad (10)$$

为了保证  $\sigma'_{v,t} \geq 0.5\sigma'_{v0}$ ，因此得到

$$\Delta^* u \leq 0.5\rho_s g z - \rho_w g (h_w - h_w^*) + \Delta \sigma_v \quad (11)$$

对堤身超出水位以上时 (图4)：

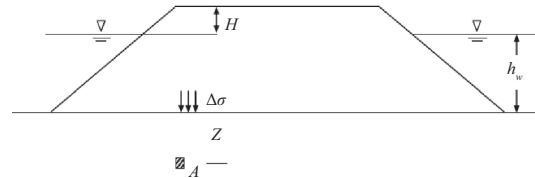


图4 堤身位于水位以上

同理可以推得：

$$\Delta^* u \leq 0.5\rho_s g z + \Delta \sigma_v - \rho_w g h_w \quad (12)$$

在施工期对堤基土的孔压监测，并根据堤身填筑高度按照式 (11) 和 (12) 计算得到的孔压值进行控制，指导每一步施工，这对防波堤的稳定控制具有重要意义。

### 4 沉降稳定分析

软土地基在受到荷载作用后的变形过程是一个复杂的过程，在解决实际问题时，通过弹性模型与太沙基理论公式可以估算总沉降量以及土体固结时间，而采用弹塑性理论进行有限元分析，则可以模拟整个防波堤的施工工况，掌握地基土的沉降趋势。

#### 4.1 Terzaghi线弹性固结理论公式法计算

瞬时沉降用弹性公式来估计，其在地基总沉降量中具有相当的比例。主固结沉降是因为地基土在荷载作用下随着土中孔隙水排出，土体体积减小而产生沉降，是地表沉降的主要部分。规范中采用分层总和法计算主固结沉降；次固结沉降被认为是有效应力已经基本不变，但土的体积仍随时间增长而发生的压缩产生的沉降，可以根据试验取得的次压缩系数与次固结时间计算得到。

完全固结的时间按照下式计算：

$$t_{100\%} = \frac{2\rho_w g H^2}{kM} \quad (13)$$

$$k = \frac{c_v \rho_w g}{M} \quad (14)$$

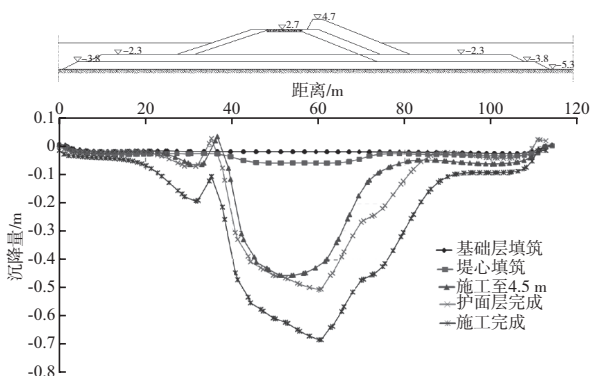
式中： $C_v$ 为固结系数； $k$ 为渗透系数； $M$ 为压密系数； $H$ 为井深，单向排水为土层厚度，双向排水为一半的土层厚度。

#### 4.2 有限元法计算

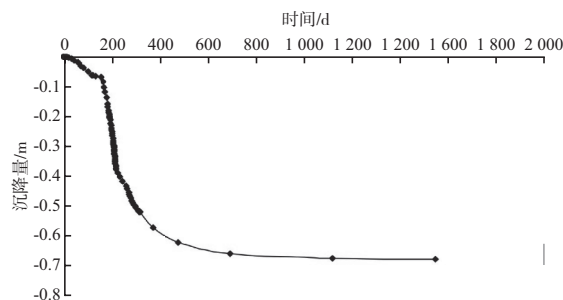
沉降量应用2.2所述的有限元模型计算，基于Biot二维固结原理并考虑非线性的本构模型与不排水行为准则进行固结分析，计算结果见图5。

#### 4.3 计算结果对比

沉降计算结果见表5。



a) 堤身沉降分布



b) 堤身沉降随时间变化曲线  
图5 有限元计算结果

表5 沉降计算结果

K/ (m·s <sup>-1</sup> )	排水	公式法		有限元分析		
		w/m	T/a	w/m	w <sub>ic</sub> /m	T/a
1E-8	单向	0.89	2	0.85	0.35	4.4
1E-9	单向	0.89	19	0.80	0.18	35.6
1E-8	双向	0.89	0.5	0.80	0.50	1.6
1E-9	双向	0.89	5	1.00	0.35	10.0

注：w为固结完全以后的沉降量；w<sub>ic</sub>为施工期完成后的沉降量。

理论公式法没有考虑地基的侧向变形，而有限单元法可以考虑复杂的边界条件、土体应力应变关系的非线性特性、土体的应力历史、孔隙水渗流与骨架变形的耦合分析，并模拟了防波堤逐级加荷及考虑侧向变形、渗流对沉降的影响，可以求得任一时刻的沉降、水平位移、孔隙水压力和有效应力的变化。对比计算结果，公式法在根据经验系数进行一定修正后，总沉降量与有限元法接近，但固结时间仍有一定偏离，其计算值与土体渗透性与加荷速率有关。

### 5 排水板对地基稳定的影响分析

由于软土地基渗透性一般较差，地基固结时间长，为加快施工进度与增强堤身稳定性，设计工程中还进行了在堤身下设置塑料排水板的比较分析，此方案结构断面见图6。

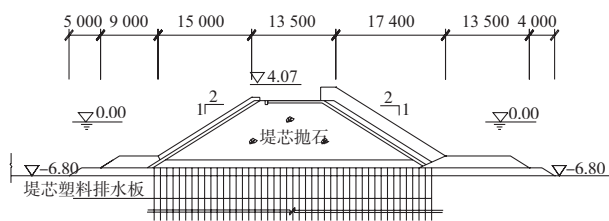


图6 塑料排水板方案结构

排水板等竖向排水体起到排水通道的作用，缩短了排水路径。在常规的设计中，一般简化为单井地基，按轴对称固结情况分析其固结过程。在有限元分析中，对排水板地基严格地讲应采用三维固结有限元计算，但这样工作量相当大。简便起见，将这种三维系统转换为地基平面应变问题处理，根据地基双向应变、双向渗流等应变固结理论解，在平均固结度或同一深度平均孔压不变的条件下，可推导出插设排水板地基的等效计算公式如下：

$$\begin{cases} K_{xp}=D_x k_{ra} \\ K_{zp}=D_z k_{za} \end{cases} \quad (15)$$

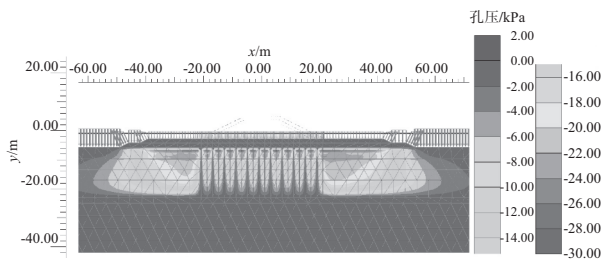
式中： $K_{xa}$ ， $K_{za}$ 为砂井地基的水平和垂直渗透系数； $K_{xp}$ ， $K_{zp}$ 为二维地基的水平和垂直渗透系数； $D_x$ ， $D_z$ 为水平向和竖向渗透系数的调整系数。

$$D_x = \frac{4(n_p - s_p)^2(1 + \nu)L^2}{9n_p^2\mu_a - 12(1 + \nu)(n_p - s_p)(s_p - 1)L^2} \quad (16)$$

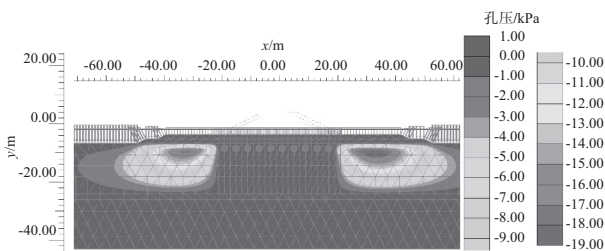
$$D_z = \frac{2(1 + \nu)}{3} \quad (17)$$

式中： $L$ 为排水板间距放大系数， $L=B/r_e$ (其中， $B$ 为排水板间距的一半， $r_e$ 为有效排水区半径)； $n_p=B/r_{wp}$ ， $r_{wp}$ 为排水板等效宽度的一半； $s_p=r_{sp}/r_{wp}$ ， $r_{sp}$ 为排水板地基涂抹区宽度的一半； $\nu$ 为泊松比。

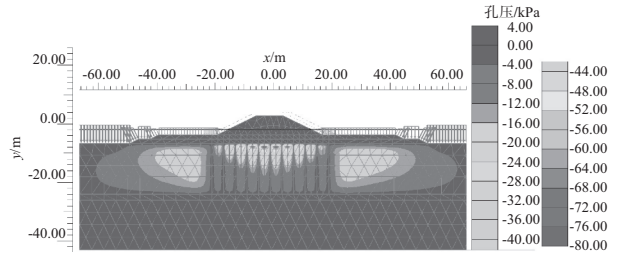
各个施工阶段有限元程序模拟的孔隙水压力分布情况见图7~9。



a) 塑料排水板施工完成后



b) 施工第一层平台静置30 d



c) 堤芯填筑施工加载完毕后

图7 孔压分布

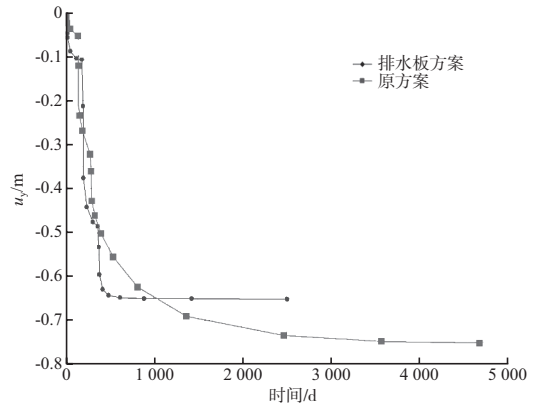


图8 两种方案的时间-沉降曲线

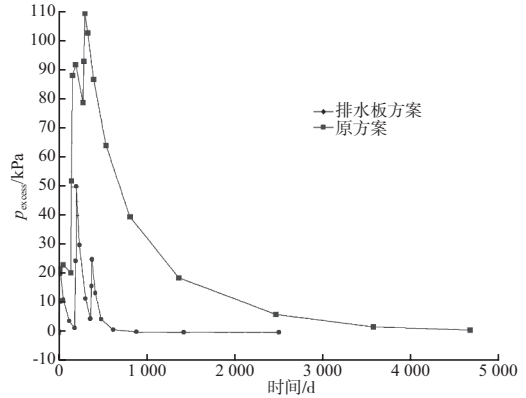


图9 两种方案的时间-孔隙水压力消散曲线

对比固结沉降和孔隙水压力计算结果可知，对于沉降，在瞬时沉降阶段两者基本相同，但随着发展至固结排水阶段，排水板方案堤身固结速率明显更快，并可在完成施工1 a内基本完成固结，而不设置排水板方案在使用期的残余沉降较大，完成固结时间也更长；对于孔压，每一步施工工况堤身下插板区域的地基土超孔隙水压力都可在较短的时间内得到了消散；若维持原方案，则需在施工阶段对施工速率进行严格控制，并对孔压进行监测，以保证满足式(11)、(12)的超

孔压稳定控制标准。

打设塑料排水板后，在堤身下卧不排水土层形成了竖向排水的通道，土体中孔隙水将加快渗流，同时伴随着土骨架的变形。随后的抛石加载将加大土体中孔隙水压力，孔隙水在水压差作用下产生渗流，孔隙体积逐渐减小，加快土体固结密实，因此对压载范围内土体的固结排水有非常明显的效果。

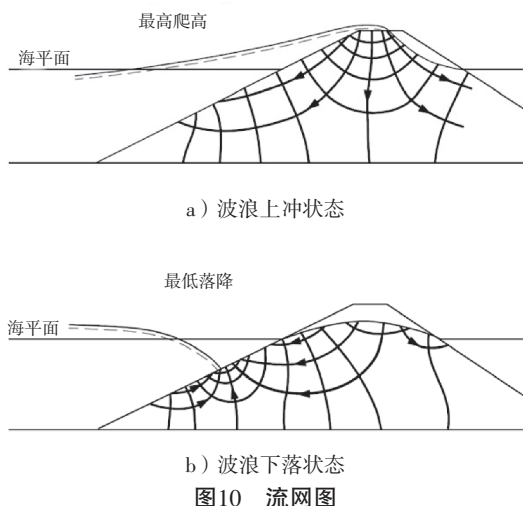
通过分析，可见堤身下设置排水板可以大大增加堤基在施工期与试用期前期的稳定性，不但帮助加快施工速率，而且可以减少防波堤镇压平台的宽度。

### 6 波浪作用对地基稳定的影响分析

由于波浪和结构间相互关系复杂，要得到空间分布的波浪力场难度太大，而且软土强度在长期交变荷载的作用下的强度降低的机理复杂程度较高且理论仍不成熟，考虑到波浪通过结构对于地基的作用是引起地基变形以及失稳的主要因素，希望计算出进行的波浪直接通过堤身传递至地基的作用，将波浪对于地基稳定的影响分析立足于以波浪作为外荷载。

#### 1) 波浪对于地基土体的作用力。

目前波浪对于斜坡堤地基的作用力国内尚无标准的计算方法，对于不透水地基以及均质的堤身情况，假设达西方程有效，则波浪对于地基的作用力可以根据流网图估算（图10）。



另外，De-Rouck<sup>[5]</sup>提供了一种可以考虑波长与时间因素的波浪作用影响地基土孔压变化的计算公式。

泥面下深度Z处的孔隙水压力由下式计算而得：

$$\begin{cases} u_p = \rho_w g(z+d) + \Delta u_p \\ \Delta u_p = u_0 e^{-Az} \cos\left(\frac{2\pi X}{L} + \frac{2\pi t}{T} - Az\right) \end{cases} \quad (18)$$

计算式考虑了波浪引起的空隙水压力对固结沉降的影响，在渗透作用下的变形情况。式子中

$$A = \left(\frac{\rho_w g \pi}{k E_{ed} T}\right)^{0.5} \quad (19)$$

通过对达西渗透系数和土体固结压缩模量来计算，最终反映了波浪作用下的土体压缩变形能力。波浪作用影响地基土孔压变化见图11。

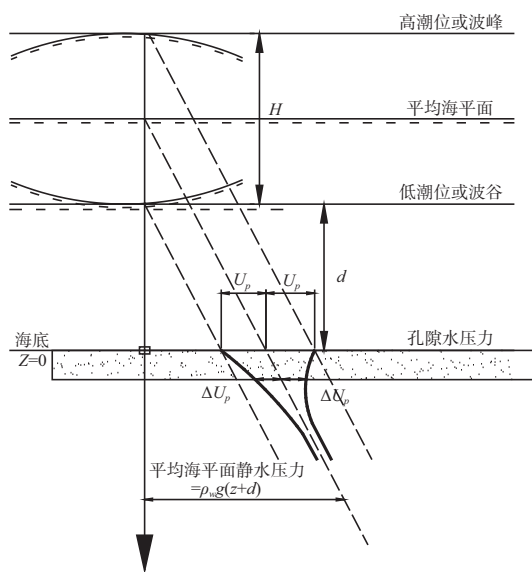


图11 波浪作用影响地基土孔压变化

#### 2) 波浪作用下稳定计算。

由于波浪作用的持续时间长，周期也较长，振动幅度较小，本次设计应用有限元程序按照拟静力极限平衡法计算，以防波堤填筑完成后超静孔压消散完成后的状态作为初始状态，考虑波浪持续作用1 d的累积过程。由于地基土瞬时产生的超孔压累积到一定程度后明显降低了土体有效强度，稳定系数则有一定幅度降低。同时波浪在上冲或者下落所产生的重力偏移使得计算得出的堤身位移增大幅度在10%左右（图12）。

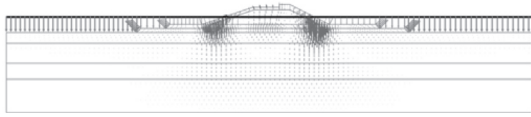


图12 波浪作用下2 d时间位移矢量

由于该方法尚不能反映动荷条件下的动力放大效应，下一步还将研究根据软土的动力特性变化规律进行动力循环的固结分析。

## 7 结语

1) 理论公式法进行稳定计算无法考虑土体内部的应力应变关系以及分析稳定破坏的发生和发展过程；而采用基于Biot固结理论的有限元法模拟整个防波堤建造过程的稳定与变形分析，能够反映土体在固结过程中孔隙水压力的变化和位移之间的关系，对分析防波堤变形与考虑强度稳定具有重要意义。

2) 介绍了应用欧标和英标两种不同标准的抗滑稳定计算方法，欧标将荷载、岩土参数和抗力等影响安全度的各种因素区别对待，针对不同情况给出不同的分项系数进行组合，应该说在设计理念上更为先进。

3) 有限元法和极限平衡法计算得到的安全系数无论在施工期还是在使用期皆有一定差异，由于有限元法模拟了实际的加荷速率，安全系数随着施工步骤的进展而变化，反映的稳定情况更加真实。

4) 一般认为土体单元的竖向有效应力不小于加载前有效应力一半时，可以保证土体的超孔压不会导致土体强度低于发生破坏的包络值。根据公式推导得到超孔压稳定准则可作为孔压监测的

控制标准。

5) 沉降理论公式法计算得到的总沉降量在修正以后与有限元法基本相同，但完成固结时间较短；通过有限元计算模拟防波堤逐级加荷及考虑侧向变形对沉降的影响，能够较准确预测任意时段的变形及掌握变化趋势。

6) 堤身下增加塑料排水板，起到加快竖向排水作用，可以帮助减少固结时间以及使用期残余沉降，特别是对堤身压载范围内土体的固结密实有非常明显的效果。

7) 波浪对于地基稳定的影响分析可立足于以波浪作为外荷载，并提供了两种波浪对地基土体作用计算方法；由于累积增大的超孔压降低了土体有效强度，以及波浪在上冲或者下落所产生的堤身重力偏移使得考虑波浪作用计算得出的堤身位移增加，稳定性降低。

## 参考文献：

- [1] Biot M A. General solutions of the equations of elasticity and consolidation for a porous material[J]. Journal of Applied Mechanics, 1956, 23: 91-96.
- [2] Biot M A. General theory of three-dimensional consolidation[J]. Journal of Applied Physics, 1941, 12: 155-164.
- [3] UNI EN 1997:2005 Euro code 7 - Geotechnical Design[S].
- [4] BS 6349-7 (1991) Maritime Structures - Part 7: Guide to the design and construction of breakwaters[S].
- [5] U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Coastal Engineering Manual[R]. Washington D C: U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, 2002.

( 本文编辑 武亚庆 )