

注:1 施工期潮(水)位包括堵口设计潮(水)位、度汛设计潮(水)位等;

2 降落前的潮(水)位为施工期高潮(水)位或设计高潮(水)位;

3 降落后施工期低潮(水)位或设计低潮(水)位高于至压载平台顶时,按实际潮(水)位计算。

**6.3.4** 多雨地区的土堤,应根据填筑土的渗透和堤坡防护条件,核算长期降雨期堤坡的抗滑稳定性,其安全系数可按非常运行条件采用。

**6.3.5** 堤坝边坡和地基抗滑稳定验算应符合下列规定:

1 当设计低潮位低于滩涂面高程时,均采用滩涂面高程作为设计低潮位。

2 地震力的计算方法应按现行行业标准《水工建筑物抗震设计规范》SL 203 的有关规定执行。

3 计算土体自重时,水下部分应按浮重度计算,水上部分的堆砌石应按干重度计算,对于土体可采用饱和重度或湿重度计算。

4 渗透力可用简化的替代重度法,即在计算滑动力矩时,浸润线以下、设计低水位以上部分可采用饱和重度,但计算抗滑力矩时应采用浮重度。

5 对于堆石截流堤,可将内、外水位与截流堤边坡的交点以直线连接作为浸润线位置;对一般堤坝,可取内水位与防渗土体内边坡的交点和多年平均高潮位与防渗土体外边坡的交点以直线连接作为浸润线位置。

6 计算内、外坡抗滑稳定时,可视抛石、砌石体为透水体;潮位升降作为水位骤升骤降处理,可认为堤身闭气土方浸润线保持原位置不变。

7 当堤顶有堆载或车辆荷载时,应将其换算成堤身荷载。

**6.3.6** 堤坝边坡和地基整体稳定验算可采用瑞典圆弧滑动法或简化毕肖普法。采用爆炸置换法软基处理的海堤宜采用简化毕肖普法。当堤基存在较薄软弱土层或倾斜岩面时,宜采用复合滑动面法验算。

6.3.7 堤坝抗滑稳定分析时宜采用总应力法,当施工历时较长,地基产生部分固结时,宜采用有效固结应力法和改进总强度法。

6.3.8 瑞典圆弧滑动法计算应符合下列规定(图 6.3.8):

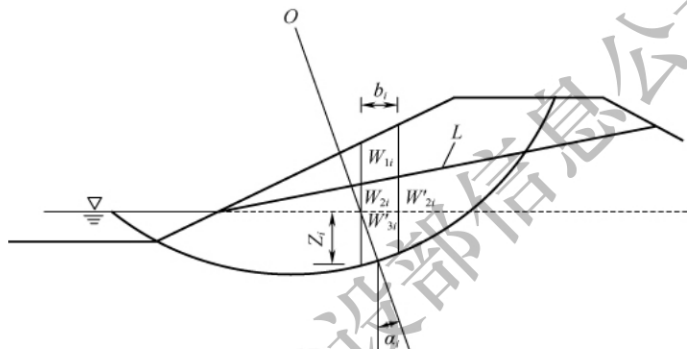


图 6.3.8 圆弧滑动法示意图

O—滑动圆弧圆心;L—浸润线

1 总应力法应按下列式计算:

$$K = \frac{\sum [(W_{1i} + W'_{2i} + W'_{3i}) \cos \alpha_i \tan \phi_i + c_i b_i \sec \alpha_i]}{\sum (W_{1i} + W'_{2i} + W'_{3i}) \sin \alpha_i} \quad (6.3.8-1)$$

2 有效应力法应按下列式计算:

$$K = \frac{\sum \{ [(W_{1i} + W_{2i} + W'_{3i}) \cos \alpha_i - (u_i - \gamma_w Z_i) b_i \sec \alpha_i] \tan \phi'_i + c'_i b_i \sec \alpha_i \}}{\sum (W_{1i} + W_{2i} + W'_{3i}) \sin \alpha_i} \quad (6.3.8-2)$$

式中:K——抗滑稳定安全系数;

$W_{1i}$ ——第  $i$  土条浸润线以上的土体的天然重量(kN);

$W_{2i}$ ——第  $i$  土条浸润线与外坡水位线之间的土体的饱和重量(kN);

$W'_{2i}$ ——第  $i$  土条浸润线与外坡水位线之间的土体的浮重量(kN);

$W'_{3i}$ ——第  $i$  土条外坡水位线以下的土体浮重量(kN);

$\alpha_i$ ——通过第  $i$  个土条底面中点的径向线与垂直线的夹角( $^\circ$ );

$\phi_i$ 、 $c_i$ ——第  $i$  土条底部土体的内摩擦角( $^\circ$ )、黏聚力(kPa);

$\phi'_i$ 、 $c'_i$ ——第  $i$  土条底部土体的有效内摩擦角( $^\circ$ )、有效黏聚力(kPa);

$b_i$ ——第  $i$  土条的宽度(m);

$u_i$ ——第  $i$  土条底部的孔隙水压力(kPa);

$\gamma_w$ ——水的重度(kN/m<sup>3</sup>);

$Z_i$ ——坡外水位线高出第  $i$  土条底面中点的距离(m)。

### 6.3.9 简化毕肖普法计算应符合下列规定:

#### 1 总应力法应按下列式计算:

$$K = \frac{\sum [(W_{1i} + W'_{2i} + W'_{3i}) \cos \alpha_i \tan \phi_i + c_i b_i \sec \alpha_i] [1 / (1 + \tan \alpha_i \tan \phi_i / K)]}{\sum (W_{1i} + W'_{2i} + W'_{3i}) \sin \alpha_i} \quad (6.3.9-1)$$

#### 2 有效应力法应按下列式计算:

$$K = \frac{\sum \{ (W_{1i} + W_{2i} + W_{3i}) \cos \alpha_i - (u_i - \gamma_w Z_i) b_i \sec \alpha_i \} \tan \phi'_i + c'_i b_i \sec \alpha_i [1 / (1 + \tan \alpha_i \tan \phi'_i / K)]}{\sum (W_{1i} + W_{2i} + W_{3i}) \sin \alpha_i} \quad (6.3.9-2)$$

### 6.3.10 有效固结应力法应按下列式计算(图 6.3.10):

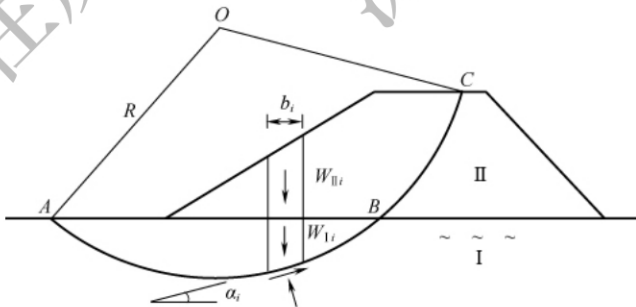


图 6.3.10 有效固结应力法示意图

I—地基; II—填土; O—滑动圆弧圆心; R—滑动圆弧半径;

A、B、C—滑动圆弧与地基和填土的交点

$$K = \frac{\sum_A^B (c_u L_i + W_{I_i} \cos \alpha_i \tan \phi_{cu} + U_{zi} \sigma_{zi} L_i \tan \phi_{cu}) + k_1 \sum_B^C (c_{\parallel} L_i + k_2 W_{\parallel i} \cos \alpha_i \tan \phi_{\parallel})}{\sum_A^B (W_{I_i} + W_{\parallel i}) \sin \alpha_i + \sum_B^C W_{\parallel i} \sin \alpha_i} \quad (6.3.10)$$

式中： $L_i$ ——第  $i$  土条的弧长(m)；

$W_{I_i}$ ——第  $i$  土条在地基部分的重量(kN)；

$W_{\parallel i}$ ——第  $i$  土条在堤身部分的重量(kN)；

$U_{zi}$ ——土条底面所在地基土的固结度(%)；

$\phi_u$ 、 $c_u$ ——地基土层不固结不排水强度指标(°、kPa)；

$\phi_{cu}$ ——地基土层固结不排水剪求出的内摩擦角(°)；

$\phi_{\parallel}$ 、 $c_{\parallel i}$ ——堤身土层抗剪强度指标(°、kPa)，可由三轴固结不排水剪试验求出；

$\alpha_i$ ——第  $i$  土条底面弧段中点切线与水平线的夹角(°)；

$\sigma_{zi}$ ——堤身荷载在第  $i$  个土条弧段中点的附加压力(kPa)；

$k_1$ ——堤身抗滑力矩折减系数；

$k_2$ ——堤身强度指标折减系数。

### 6.3.11 改进总强度法应按下式计算：

$$K = \frac{\sum_A^B (S_u L_i + U_{zi} \sigma_{zi} L_i \tan \phi_{cu}) + k_1 \sum_B^C (c_{\parallel} L_i + k_2 W_{\parallel i} \cos \alpha_i \tan \phi_{\parallel})}{\sum_A^B (W_{I_i} + W_{\parallel i}) \sin \alpha_i + \sum_B^C W_{\parallel i} \sin \alpha_i} \quad (6.3.11)$$

式中： $S_u$ ——由静力触探试验的比贯入阻力或锥尖阻力换算的十字板抗剪强度或直接由十字板剪切试验得到的抗剪强度(kPa)。

**6.3.12** 对地基的抗剪强度指标，应根据地基土质条件、工程实际情况和稳定验算方法等，分别选用室内三轴或直剪试验的不排水剪切试验、固结不排水剪切试验和排水剪切试验，或采用现场十字板剪力仪所测定的强度指标。各计算工况应按下述方法选取相应的强度指标：

1 当堤坝施工速度较快,地基不发生固结排水时,施工期地基土应取直接快剪试验强度指标、三轴不固结不排水强度指标或十字板强度指标。对于天然含水量大于 60%、强度很低的软土,宜用十字板强度指标。

2 对于稳定渗流、水位降落及地震等工况,可视为地基土体已固结。当采用总应力法进行稳定分析时,土的抗剪强度指标宜取经饱和后的固结快剪指标试验强度或三轴固结不排水试验强度指标;当采用有效应力法进行稳定分析时,土的抗剪强度指标宜取经饱和后的慢剪试验强度指标或三轴固结排水试验强度指标。

3 当加荷速率较慢、分期施工或地基设置竖向排水设施时,应按施工期地基固结、土体强度增长的情况计算。

**6.3.13** 堤身材料的抗剪强度指标应由室内或现场试验测定。对于抛石材料,也可采用经验数据,抛石体内摩擦角可取  $38^{\circ}\sim 40^{\circ}$ ;爆破夯实抛石体的内摩擦角可取  $39^{\circ}\sim 45^{\circ}$ 。

**6.3.14** 在预压荷载下,正常固结饱和黏性土地基中某一点的抗剪强度可按下式计算:

$$\tau_{ft} = \tau_{f0} + U_t \Delta\sigma_z \tan\phi_c \quad (6.3.14)$$

式中: $\tau_{ft}$ —— $t$ 时刻该点土的抗剪强度(kPa);

$\tau_{f0}$ ——地基土的天然抗剪强度(kPa);

$U_t$ ——该点土在  $t$  时刻的固结度(%);

$\Delta\sigma_z$ ——预压荷载引起该点的附加竖向应力(kPa);

$\phi_c$ ——地基土内摩擦角( $^{\circ}$ ),可取固结快剪内摩擦角  $\phi_{cq}$  或固结不排水内摩擦角  $\phi_{cu}$ 。

**6.3.15** 作用在防护墙、防浪墙上的荷载可分为基本荷载和偶然荷载两类,并应符合下列规定:

1 基本荷载应包括自重,设计潮(水)位时的静水压力、扬压力、风浪压力、土压力、冰压力以及其他出现机会较多的荷载。

2 偶然荷载应包括地震荷载以及其他出现机会较少的荷载。

**6.3.16** 防护墙、防浪墙可按正常运行条件和非常运行条件进行稳定验算。各种运行条件下的计算工况及其临海侧、背海侧水位组合应符合表 6.3.16-1 和表 6.3.16-2 的规定。验算时应根据实际情况确定计算工况和相应的水位组合。

**表 6.3.16-1 防护墙稳定计算工况及其水位组合**

计算工况	滑动、倾覆方向	临海侧潮位	背海侧水位
正常运行条件	向临海侧	设计低潮(水)位	最高水位
非常运行条件 I	向背海侧	施工期高潮(水)位或 设计高潮(水)位	最低水位或无水
	向临海侧	施工期低潮(水)位或 设计低潮(水)位	最高水位
非常运行条件 II	向临海侧	多年平均低潮(水)位	常水位

**表 6.3.16-2 防浪墙稳定计算工况及其水位组合**

计算工况	倾覆方向	临海侧潮(水)位	背海侧水位
正常运行条件	向背海侧	设计高潮(水)位	最低水位或无水
非常运行条件 II	向背海侧	多年平均高潮(水)位	常水位
	向临海侧	多年平均低潮(水)位	常水位

**6.3.17** 防护墙、防浪墙的抗滑、抗倾覆稳定安全系数应符合下列规定：

1 防护墙的抗滑稳定安全系数应按下式计算：

$$K_c = \frac{f \sum V}{\sum H} \quad (6.3.17-1)$$

式中： $K_c$ ——沿墙底面或墙身各水平缝的抗滑稳定安全系数；

$\sum V$ ——作用于计算面上的垂直合力(kN)；

$\sum H$ ——作用于计算面以上的水平合力(kN)；

$f$ ——沿计算面的摩擦系数。

2 防护墙、防浪墙的抗倾覆稳定安全系数应按下式计算：

$$K_o = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} \quad (6.3.17-2)$$

式中： $K_0$ ——沿墙底面、墙身各水平缝及齿缝的抗倾覆稳定安全系数；

$M_R$ ——对计算面前趾(或后踵)的抗倾覆力矩(kN·m)；

$M_0$ ——对计算面前趾(或后踵)的倾覆力矩(kN·m)。

**6.3.18** 在各种计算工况下,防护墙、防浪墙的平均基底压力不应大于地基承载力特征值,最大基底压力不应大于修正后的地基承载力特征值的1.2倍,最小基底压力应大于或等于零。

防护墙、防浪墙的最大、最小基底压力应按下列公式计算：

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (6.3.18-1)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (6.3.18-2)$$

式中： $\sigma_{\max}$ ——最大基底压力(kPa)；

$\sigma_{\min}$ ——最小基底压力(kPa)；

$N$ ——作用于基底面上的垂直合力(kN)；

$B$ ——防护墙底面宽度(m)；

$e$ ——基底面合力的偏心距(m)。

## 6.4 沉降计算

**6.4.1** 沉降计算应包括下列内容：

- 1 堤顶中心线处堤身和堤基的最终变形量；
- 2 施工期沉降量和工后沉降量；
- 3 对地质状况、荷载变化或不同地基处理方式的交界面的差异沉降量。

**6.4.2** 沉降计算应符合下列规定：

1 堤坝应计算自重及外加荷载引起的地基变形,当堤坝侧面有填土及荷载时,应计算边荷载的影响。

2 计算施工期固结沉降时,宜采用该时期的平均水位;计算运行期固结沉降时,宜采用设计低水位。

3 地基最终沉降量计算应采用分层总和法,并对计算结果按地区经验加以修正,有实际观测资料的工程可由实测沉降过程曲线采用经验公式推算。

4 软土地基工后沉降量应结合固结计算和类似工程经验综合分析后确定。

6.4.3 地基的最终沉降量  $S_{\infty}$  应按下式计算:

$$S_{\infty} = \psi_s S_c \quad (6.4.3)$$

式中:  $S_{\infty}$ ——最终沉降量(mm);

$S_c$ ——固结沉降量(mm);

$\psi_s$ ——沉降计算经验系数,可按地区经验选取,当无地区经验时,对软土地基可采用 1.2~1.8,堤身较高、地基土较软弱时取大值,反之取小值。

6.4.4 地基的固结沉降量  $S_c$  可按下列公式计算:

$$S_c = \sum_{i=1}^n S_{ci} \quad (6.4.4-1)$$

$$\sum_{i=1}^n S_{ci} = \sum_{i=1}^n \frac{e_{0i} - e_{1i}}{1 + e_{0i}} h_i \quad (6.4.4-2)$$

式中:  $n$ ——压缩层范围内的土层数;

$S_{ci}$ ——第  $i$  土层的压缩量(mm);

$e_{0i}$ ——第  $i$  土层在现有有效应力  $p'_{0i}$  作用下的孔隙比;

$e_{1i}$ ——第  $i$  土层在地基自重压力  $\sigma_{si}$  和附加压力  $\sigma_{zi}$  共同作用下的孔隙比;

$h_i$ ——第  $i$  土层的厚度(m)。

6.4.5 各土层的压缩量  $S_{ci}$  可分别按下列公式计算,再分层求和得固结沉降量  $S_c$ :

1 当  $\sigma_{si} + \sigma_{zi} \geq p_{ci}$  时,可按下列公式计算:

$$S_{ci} = \frac{h_i}{1 + e_{0i}} \left[ C_{si} \lg \left( \frac{p_{ci}}{p'_{0i}} \right) + C_{ci} \lg \left( \frac{\sigma_{si} + \sigma_{zi}}{p_{ci}} \right) \right] \quad (6.4.5-1)$$

$$S_{ci} = \left( \frac{p_{ci} - p'_{0i}}{E'_{si}} + \frac{\sigma_{si} + \sigma_{zi} - p_{ci}}{E_{si}} \right) h_i \quad (6.4.5-2)$$



式中： $p_{ci}$ 、 $p'_{0i}$ ——第  $i$  土层的先期固结应力和现有有效应力 (kPa)；  
正常固结土  $p_{ci} = p'_{0i}$ ，超固结土  $p_{ci} > p'_{0i}$ ；

$\sigma_{si}$ 、 $\sigma_{zi}$ ——第  $i$  土层的自重压力和附加压力 (kPa)；

$E_{si}$ 、 $C_{ci}$ ——第  $i$  土层的压缩模量 (MPa) 和压缩指数，应通过分级加荷固结试验确定；

$E'_{si}$ 、 $C_{si}$ ——第  $i$  土层的回弹模量 (MPa) 和回弹指数，应通过卸荷和再加荷的固结试验确定。

2 当  $\sigma_{si} + \sigma_{zi} < p_{ci}$  时，可按下列公式计算：

$$S_{ci} = \frac{h_i}{1 + e_{0i}} C_{si} \lg \left( \frac{\sigma_{si} + \sigma_{zi}}{p_{0i}} \right) \quad (6.4.5-3)$$

$$S_{ci} = \frac{\sigma_{si} + \sigma_{zi} - p'_{0i}}{E'_{si}} h_i \quad (6.4.5-4)$$

**6.4.6** 压缩层计算深度应自基础底面起算，计算深度应符合下列规定：

1 当堤坝地基为一般软土层时，计算深度处向上取厚度为 1m 的土层的压缩量应符合下式要求：

$$\Delta S_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta S_i \quad (6.4.6-1)$$

式中： $\Delta S_n$ ——计算深度处向上取厚度为 1m 的土层的压缩量 (mm)；

$\Delta S_i$ ——在深度范围内第  $i$  层土的计算压缩量 (mm)。

2 当堤坝地基为淤泥或淤泥质土层时，计算深度应符合公式 (6.4.6-2) 的要求。当计算深度以下仍有软土层时，则应继续计算至软土层底，并符合公式 (6.4.6-3) 的规定：

$$\sigma_{zn} \leq 0.2 \sigma_{sn} \quad (6.4.6-2)$$

$$\sigma_{zn} \leq 0.1 \sigma_{sn} \quad (6.4.6-3)$$

式中： $\sigma_{zn}$ ——压缩层计算深度处地基土的垂直附加压力 (kPa)；

$\sigma_{sn}$ ——压缩层计算深度处地基土的自重压力 (kPa)。

**6.4.7** 对于多级等速加荷，施工过程的地基沉降量可按下列公式计算：

$$S_t = \left[ (m_s - 1) \frac{P_t}{\sum \Delta P} + U_t \right] S_c \quad (6.4.7)$$

式中:  $S_t$ —— $t$ 时刻地基的沉降量(mm);

$U_t$ —— $t$ 时刻的固结度(%),可按本规范附录 A 计算;

$P_t$ —— $t$ 时刻的累计荷载(kPa);

$\sum \Delta P$ ——总的累计荷载(kPa)。

**6.4.8** 按室内压缩试验的应力-应变关系,可按下列公式将应力固结度转换为应变固结度:

1 当采用  $e-p$  压缩曲线时,应变固结度( $U'_t$ )可按下式计算:

$$U'_t = \frac{p_t - p_0}{e_0 - e_t} \frac{e_0 - e_t}{p_t - p_0} U_t \quad (6.4.8-1)$$

2 当采用  $e-\lg p$  压缩曲线时,应变固结度( $U'_t$ )可按下式计算:

$$U'_t = \frac{\lg(1 + k_m U_t)}{\lg(1 + k_m)} \quad (6.4.8-2)$$

式中: $U'_t$ ——应变固结度(%);

$U_t$ ——应力固结度(%);

$p_0, e_0$ ——天然地基初始有效应力(kPa)及对应的孔隙比;

$p_t, e_t$ ——固结过程中  $t$  时刻地基的有效应力(kPa)及对应的孔隙比;

$p_f, e_f$ ——完全固结时的地基有效应力(kPa)及对应的孔隙比;

$k_m$ ——加荷比,  $k_m = \sigma_z / \sigma_s$ ,  $\sigma_z$  为由上覆荷载产生的地基(土层)附加压力平均值,  $\sigma_s$  为天然地基土层的自重压力平均值。