

半径,即总强度。习惯上总强度往往通过三轴固结不排水指标 c_{cu} 和 φ_{cu} 计算,即

$$\tau_f = c_{cu} \cos \varphi_{cu} + \frac{1}{2} (\sigma_{1f} + \sigma_{3f}) \sin \varphi_{cu} \quad (2)$$

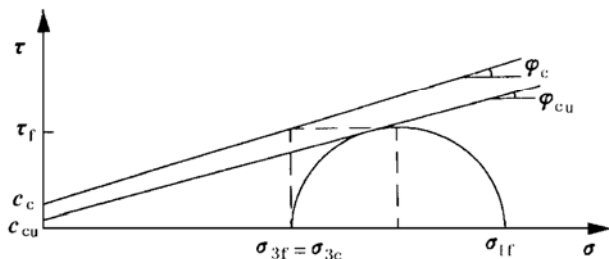


图2 三轴固结不排水剪

Fig. 2 Triaxial test of consolidated undrained sample
当试样先等向固结, $\sigma'_{1c} = \sigma'_{3c}$, 然后增大 σ_1 使之破坏时, $\sigma_{3f} = \sigma'_{3c}$, $\sigma_{1f} = \sigma'_{3c} + 2\tau_f$, 代入式(2)后可得(图2)

$$\tau_f = (\sigma'_{3c} + c_{cu} \cot \varphi_{cu}) \frac{\sin \varphi_{cu}}{1 - \sin \varphi_{cu}} \quad (3)$$

比较式(1)和式(3)可得

$$\begin{aligned} c_c &= c_{cu} \frac{\cos \varphi_{cu}}{1 - \sin \varphi_{cu}} \\ \tan \varphi_c &= \frac{\sin \varphi_{cu}}{1 - \sin \varphi_{cu}} \end{aligned} \quad (4)$$

另一种方法是在直剪仪上测定固结快剪强度, 相应的强度公式为(图3)

$$\tau_f = c_{cq} + \sigma_n \tan \varphi_{cq} \quad (5)$$

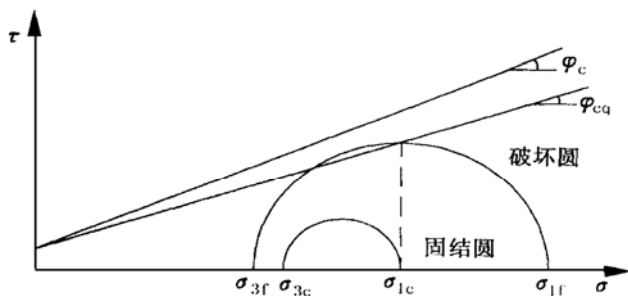


图3 直剪仪固结快剪

Fig. 3 Direct shear test of consolidated undrained sample

当破裂面与大主应力方向成 45° 时, 法向应力 $\sigma_n = \frac{1}{2} (\sigma_{1f} + \sigma_{3f}) = \sigma'_{1c}$ 。如果 $\sigma'_{3c} = K_0 \sigma'_{1c}$, 则比较式(1)和式(5)后可得

$$\begin{aligned} c_c &= c_{cq} \\ \tan \varphi_c &= \frac{2}{1 + K_0} \tan \varphi_{cq} \end{aligned} \quad (6)$$

由以上比较可见, $\varphi_c > \varphi_{cu}$ 和 $\varphi_c > \varphi_{cq}$ 。此外, 理论上 φ_{cq} 应大于 φ_{cu} , 因为从 K_0 状态到破坏状态产生的孔隙压力自然小于从等向固结状态到破坏状态产生的孔隙压力。但实际工程中由于各向异性和取土扰动等影响, 也可能出现 $\varphi_{cq} < \varphi_{cu}$ 的情况。

3 Rankine 土压力公式

设破坏以前的土体处于静止应力状态, 任一深度 z 处的有效固结应力和总应力分别为(图4)

$$\begin{aligned} \sigma'_{xc} &= K_0 (\gamma' z + q_0) \\ \sigma'_{zc} &= \gamma' z + q_0 \end{aligned} \quad (7a)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{xc} &= K_0 (\gamma' z + q_0) + u_w \\ \sigma_{zc} &= \gamma' z + q_0 + u_w \end{aligned} \quad (7b)$$

其中 $u_w = \gamma_w z$ 为孔隙水压力; q_0 为地面荷载; $\gamma' = \gamma - \gamma_w$ 为土的浮容重。式(7)中假定地下水面与地面重合。当地下水位较低时, 可令 $z = 0$ 面为地下水面, 上面的土重化作荷载 q_0 。

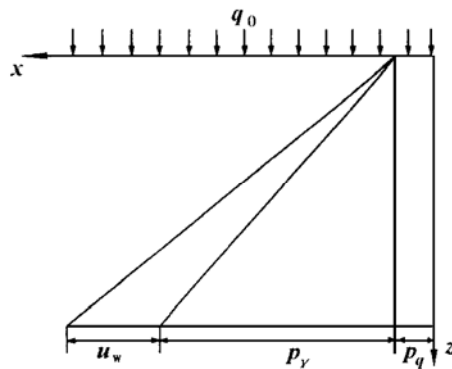


图4 Rankine 土压力

Fig. 4 Earth pressure based on Rankine theory

3.1 被动土压力

设水平应力逐渐增加, 直至破坏, 则破坏状态下的应力将为

$$\begin{aligned} \sigma_{xf} &= \gamma' z + q_0 + u_w + 2\tau_f \\ \sigma_{zf} &= \gamma' z + q_0 + u_w \end{aligned} \quad (8)$$

把式(7a)代入式(1), 再把 τ_f 代入式(8)后可得

$$\sigma_{xf} = (\gamma' z + q_0) (1 + \tan \varphi_c + K_0 \tan \varphi_c) + 2c_c + u_w \quad (9)$$

再把式(4)代入式(9), 得下列被动土压力公式

$$\begin{aligned} p_p = \sigma_{xf} &= (\gamma' z + q_0) \frac{1 + K_0 \sin \varphi_{cu}}{1 - \sin \varphi_{cu}} + \\ &+ 2c_{cu} \frac{\cos \varphi_{cu}}{1 - \sin \varphi_{cu}} + u_w \end{aligned} \quad (10)$$

当 $K_0 = 1$ 时, 式(10)退化为

$$\begin{aligned} p_p &= (\gamma' z + q_0) \tan^2(45^\circ + \frac{1}{2} \varphi_{cu}) + \\ &+ 2c_{cu} \tan(45^\circ + \frac{1}{2} \varphi_{cu}) + u_w \end{aligned} \quad (11)$$

直接把参数 c_{cu} 和 φ_{cu} 代入 Rankine 被动土压力公式, 亦可以得到式(11)。

3.2 主动土压力

现在假定水平应力逐渐减小, 直至破坏, 此时破坏

表1 两种公式的土压力系数比较

Table 1 Comparison of the coefficient of earth pressure obtained by different formulas

φ_{cu}		新公式					Rankine 公式				
		10°	12°	14°	16°	18°	10°	12°	14°	16°	18°
被动	$K_0 = 1.0$	1.420	1.525	1.638	1.761	1.894	1.420	1.525	1.638	1.761	1.894
土压力	$K_0 = 0.5$	1.315	1.394	1.479	1.571	1.671					
主动	$K_0 = 1.0$	0.580	0.475	0.362	0.239	0.106	0.704	0.656	0.610	0.568	0.528
土压力	$K_0 = 0.5$	0.685	0.606	0.521	0.429	0.329					

状态下的应力将为

$$\begin{aligned} \sigma_{xf} &= \gamma'z + q_0 + u_w - 2\tau_f \\ \sigma_{zf} &= \gamma'z + q_0 + u_w \end{aligned} \quad (12)$$

或代入式(1)后

$$\sigma_{xf} = (\gamma'z + q_0)(1 - \tan \varphi_c - K_0 \tan \varphi_c) - 2c_c + u_w \quad (13)$$

最后的主动土压力公式为

$$p_a = \sigma_{xf} = (\gamma'z + q_0) \frac{1 - 2\sin \varphi_{cu} - K_0 \sin \varphi_{cu}}{1 - \sin \varphi_{cu}} - 2c_{cu} \frac{\cos \varphi_{cu}}{1 - \sin \varphi_{cu}} + u_w \quad (14)$$

当 $K_0 = 1$ 时

$$p_a = (\gamma'z + q_0) \left[\tan^2(45^\circ + \frac{1}{2}\varphi_{cu}) - 4\tan(45^\circ + \frac{1}{2}\varphi_{cu}) \tan \varphi_{cu} \right] - 2c_{cu} \tan(45^\circ + \frac{1}{2}\varphi_{cu}) + u_w \quad (15)$$

此式表明,对于主动土压力,已不能直接把 c_{cu} 和 φ_{cu} 代入 Rankine 主动土压力公式进行计算。

上面推导得出的被动和主动土压力公式中均存在一个独立的孔隙水压力 u_w , 故相当于采用“水土分算”的办法。此 u_w 仍是固结状态下形成的,与破坏状态下挡土墙上作用的孔隙水压力究竟是多少无关。这就说明,根据渗透系数大小来判断“水土分算”和“水土合算”的合理性没有多大根据。

针对一般的 φ_{cu} 变化范围,按新公式和传统的 Rankine 公式计算的土压力系数如表 1 所示。比较结果表明,就 $K_0 = 1$ 而言,两种公式的被动土压力系数一致,但新公式的主动土压力系数远低于传统公式的结果,或者说,直接用 φ_{cu} 代入 Rankine 主动土压力公式进行计算的办法的确偏于保守。造成这一情况的原因是新公式考虑了超固结的影响,即相应的抗剪强度是根据降低以前的侧压力算出来的。

4 Coulomb 土压力公式

饱和粘土不宜作为挡墙后回填土,因此这类土压力问题一般只发生在天然土层中。为此,下面的讨论

只限于水平土面和垂直墙,也即比前面的 Rankine 土压力理论多考虑一个墙侧阻力,并假定墙土间的极限阻力是同一点土的抗剪强度的折减值,即假定

$$\tau_w = \eta \tau_f \quad (16)$$

η 可以称为折减系数。

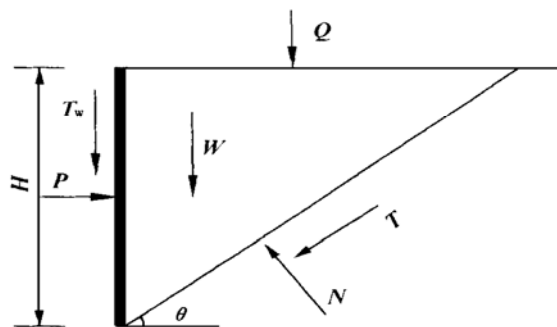


图5 Coulomb 土压力

Fig. 5 Earth pressure based on Coulomb theory

4.1 被动土压力

设破裂面与水平线成 θ 角,则可以建立下列垂直与水平力的平衡方程

$$N \cos \theta - T \sin \theta = W + Q + T_w \quad (17a)$$

$$p_p = T \cos \theta + N \sin \theta \quad (17b)$$

其中 $W = \frac{1}{2} \gamma H^2 / \tan \theta$, $Q = q_0 H / \tan \theta$, 破裂面上的切向阻力由下式积分得出

$$\begin{aligned} T &= \int_0^H \frac{\tau_f}{\sin \theta} dz \\ &= [c_c H + \frac{1}{2}(1 + K_0) \times \\ &\quad (\frac{1}{2} \gamma' H^2 + q_0 H) \tan \varphi] / \sin \theta \end{aligned} \quad (18)$$

而按式(16)的假设,墙阻力为

$$T_w = \eta [c_c H + \frac{1}{2}(1 + K_0) (\frac{1}{2} \gamma' H^2 + q_0 H) \tan \varphi] \quad (19)$$

把以上各式代入式(17a),解出 N 后再代入式(17b),可得

$$p_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 + q_0 H + [c_c H + \frac{1}{2}(1 + K_0) \times$$

$$\left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + q_0 H\right) \tan \varphi / (1 + \eta + \cot^2 \theta) \tan \theta \quad (20)$$

由 $\frac{\partial p_p}{\partial \theta} = 0$ 可得

$$\tan \theta = \frac{1}{\sqrt{1 + \eta}} \quad (21)$$

最后可得下列 p_p 极小值的公式

$$p_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 + q_0 H + \sqrt{1 + \eta} [2c_c H + (1 + K_0) \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + q_0 H\right) \tan \varphi] \quad (22)$$

如果假设由于 γz 引起的土压力分量与深度成正比, 则土压力强度沿深度的分布将为

$$p_p = (\gamma z + q_0) \left[1 + (1 + K_0) \sqrt{1 + \eta} \tan \varphi + 2c_c \sqrt{1 + \eta} + u_w \right] \quad (23)$$

当墙壁光滑, $\eta = 0$ 时, 式(23)即退化为前面的式(9)。

4.2 主动土压力

此时只需把阻力 T 和 T_w 的符号反过来就行, 与式(20)相应的主动土压力公式将为

$$p_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 + q_0 H - [c_c H + \frac{1}{2} (1 + K_0) \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + q_0 H\right) \tan \varphi / (1 + \eta \cot^2 \theta) \tan \theta] \quad (24)$$

极值时的 θ 值仍可用式(21)计算。最后可得下列与式(22)和(23)相应的主动土压力公式

$$p_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 + q_0 H - \sqrt{1 + \eta} [2c_c H + (1 + K_0) \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + q_0 H\right) \tan \varphi] \quad (25)$$

$$p_a = (\gamma z + q_0) \left[1 - (1 + K_0) \sqrt{1 + \eta} \tan \varphi - 2c_c \sqrt{1 + \eta} + u_w \right] \quad (26)$$

$\eta = 0$ 时式(26)即退化为式(13)。

以上公式表明, 按照本文的思路, 考虑墙阻力的办法十分简单, 只要在相应项上乘一系数 $\sqrt{1 + \eta}$ 就行了。由此可以推论, 对于 $\eta = 1$ 的完全粗糙墙, 主动和被动土压力可分别减小或增大 0.414 倍。

5 结 论

有效固结应力法采用总强度理论, 并认为从固结状态到破坏状态土的含水量来不及改变。本文在此假设下推导了以三轴不排水剪强度指标 c_{cu} 和 φ_{cu} 为参数的饱和粘土的被动和主动土压力公式。从这些公式可以得出以下几点结论:

(1) 除非用 c_{uu} 和 φ_{uu} 的总应力法, 不管是有效强度理论还是总强度理论, 都应当按“水土分算”法进行土压力计算。

(2) 当采用有效固结应力法时, 土压力公式中出现的静水压力项与破坏状态下墙上作用的水压力无关, 它的出现仅仅说明, 静水压力不会引起粘土强度的增加。

(3) 对于被动土压力, 本文推出的土压力系数与 Rankine 土压力系数相同, 但主动土压力系数小于 Rankine 公式计算的结果, 说明传统的主动土压力公式的确偏于保守。

(4) 粘土与墙之间的阻力可以引入折减系数 η (接触面抗滑强度与土体本身抗剪强度之比) 加以考虑, 只要在各土压力系数前乘以 $\sqrt{1 + \eta}$ 即可, 亦即对 $\eta = 1$ 的绝对粗糙墙, 主动和被动土压力系数可以分别减小或增加 0.414 倍。

参 考 文 献

- 1 魏汝龙. 总应力法计算土压力的几个问题. 岩土工程学报, 1995, 17(6): 120~125
- 2 陈愈炯, 温彦锋. 基坑支护结构上的水土压力. 岩土工程学报, 1999, 21(2): 139~143
- 3 李广信. 支护结构上的水土压力的分算和合算. 岩土工程学报, 2000, 22(3): 348~352
- 4 沈珠江. 饱和粘土抗剪强度的变化规律及其在土工建筑稳定分析中的应用. 土木工程学报, 1963, 9(2): 29~36
- 5 沈珠江. 软土工程特性和软土地基设计. 岩土工程学报, 1998, 20(1): 101~111