

文章编号: 1000-7598 (2012) 02-0524-07

岩溶区桩基冲切破坏模式及安全厚度研究

赵明华, 雷 勇, 张 锐

(湖南大学 岩土工程研究所, 长沙 410082)

摘 要: 针对岩溶区桩基冲切破坏模式研究的不足, 结合混凝土平板受力特性, 运用极限分析原理确立了符合工程实际的岩溶区桩端溶洞顶板冲切破坏机制。引进格里菲斯非线性岩石强度准则, 基于功能原理导出了桩端岩层抗冲切破坏的极限荷载, 然后通过变分原理求得了冲切破坏体的母线方程, 最后通过微分获得了岩层抗冲切安全厚度计算公式。参数分析表明: 冲切破坏模式主要取决于岩石抗压与抗拉强度之比 n , n 值越小, 冲切破坏体底部直径 d_1 越小; 反之, 冲切破坏体底部直径 d_1 越大。一般情况下, d_1/d 的值在 2.0~4.0 之间。岩石抗压与抗拉强度的比 n 也是抗冲切安全厚度确定的主要影响因素, 随 n 值的提高, 安全厚度应适当增大。对于石灰岩地区, 安全厚度一般取 2~3 倍桩径较为合理。工程算例对比分析表明, 理论计算与实测结果吻合较好, 其结果对岩溶区桩基设计有一定参考价值。

关 键 词: 桩基; 岩溶; 极限分析; 功能方程; 破坏模式; 安全厚度

中图分类号: TU 473

文献标识码: A

Study of punching failure mode and safe thickness of pile foundation in karst region

ZHAO Ming-hua, LEI Yong, ZHANG Rui

(Institute of Geotechnical Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: Contraposing the deficiencies in studying the punching failure mode for pile foundation in karst region, combining the load-carrying capability characteristics of the concrete slab, the punching failure mechanism of cave roof at pile tip is established by using limit analysis principle which accords with practical engineering in karst area. Introducing Griffith nonlinear rock strength criterion, based on work-energy principle, the ultimate load of rock strata at pile tip anti-punching failure is derived. Then, the generatrix equation of the punching failure body is obtained by the variational principle. Furthermore, the calculation formula of safe thickness for the rock strata anti-punching failure is obtained by differential equation. Parameter analysis shows that the punching failure mode mainly depends on the ratio n of compressive and tensile strength, the smaller the value of n is, the smaller the bottom diameter of the punching failure body, and on the contrary, the bigger it would be. Under normal circumstances, the value of d_1/d is in 2.0 to 4.0. The ratio n is also a main influencing factor determining the safe thickness of anti-punching failure. As increasing of the value of n , the safe thickness of security can be increased appropriately. For limestone region, the safe thickness generally taking 2 to 3 times the diameter is reasonable. Comparative analysis result of an engineering example shows that the calculated values by the presented method agree well with the measured data.

Key words: pile foundation; karst; limit analysis; work-energy equation; failure mode; safe thickness

1 引 言

当桩基存在下伏溶洞或软弱下卧层时常发生冲切破坏^[1]。目前国内外对岩溶区桩基抗冲切破坏模式的研究大都参照研究较成熟的钢筋混凝土板、屋梁楼盖以及桩基承台等在局部荷载作用下的破坏模式, 假设冲切破坏面是简化的圆锥台面, 破坏面

上的剪应力及法向拉应力假设为均匀分布, 且把这两种应力的作用分开考虑^[2-4]。该方法往往带有很强的经验性, 不能反映桩端岩层在桩端荷载作用下的真实的受力状态。理论及试验研究表明, 板受冲切破坏时破坏面上的剪应力及法向应力同时存在, 其分布与破坏面裂缝的宽度和深度有关^[5], 板的冲切破坏面并非理想的锥台面, 而是以一抛物线为母

收稿日期: 2010-07-25

基金项目: 国家自然科学基金 (No. 50878083); 湖南省研究生科研创新项目 (No. CX2009B076)。

第一作者简介: 赵明华, 男, 1956 年生, 教授, 博士生导师, 主要从事桩基础及特殊土地基处理方面的教学与研究工作。E-mail: mhzhaohd@21cn.com

线形成的旋转体^[6-9]。

针对岩溶区桩基冲切破坏模式研究中存在的不足, 本文采用极限分析的上限法, 并引入格里菲斯非线性强度破坏准则, 对桩端下伏溶洞顶板冲切破坏模式进行分析, 理论求解桩端岩层冲切破坏模式及抗冲切安全厚度, 其研究成果具有较强的理论与实践意义。

2 岩层安全厚度常用冲切模型

常用的冲切模型事先假定桩端岩层的破坏面, 通过分析岩层顶板的临界破坏状态, 即冲切面上应力的总和与桩端阻力相平衡的条件, 得到桩端岩层的安全厚度。

2.1 文献[2]方法

文献[2]认为, 在工程实际中, 拉应力与剪应力各自的发挥程度尚不十分清楚, 为安全起见, 将两种应力分开独立计算。两种应力单独作用下的安全顶板厚度确定模型如下。

2.1.1 按台侧岩层抗拉破坏模式

如图1所示, 桩端持力岩层厚度为 $h(\text{m})$, 桩径为 $D(\text{m})$ 。若持力岩层产状接近水平, 假定在桩端垂直荷载 $P_p(\text{kN})$ 作用下, 在桩底持力岩层中发生冲切破坏时形成一个冲切圆锥台。

圆锥台侧面积:

$$S = \frac{\pi h}{\cos \theta} (d + h \tan \theta) \quad (1)$$

式中: θ 为冲切破坏锥体与铅垂线的夹角, 其与岩石的特性 (矿物成分、结构与构造和微裂隙分布等) 及岩石所处的受力状态等有关, 通常可简单地取 $\theta = 45^\circ$ 。

假定破坏锥台处于极限平衡状态时, 冲切圆锥台侧表面上的抗拉应力得到充分发挥, 而不计抗剪应力的作用, 如图1所示, 图中 σ_{vr} 为持力层上覆土压力。

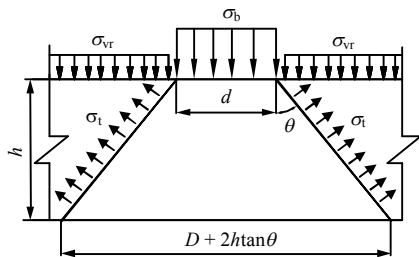


图1 冲击锥体拉断破坏模式

Fig.1 Tensile failure of punching-shear cone

则根据静力平衡条件可得 (不计锥台自重):

$$P_p \leq \frac{\sigma_t}{K_1} S \sin \theta \quad (2)$$

式中: P_p 为桩端荷载 (kN); σ_t 为岩石的抗拉强度 (kPa); K_1 为按抗拉模型计算的桩端持力岩层的安全系数。

联立式 (1)、(2) 可得:

$$\frac{h}{d} \geq \frac{\sqrt{1 + K_1 \frac{\sigma_b}{\sigma_t}} - 1}{2 \tan \theta} \quad (3)$$

式中: σ_b 为桩端应力 (kPa)。

2.1.2 按台侧岩层抗剪破坏模式

假定破坏锥台处于极限平衡状态时, 冲切锥台侧表面上的抗剪应力得到充分发挥, 此时不计抗拉应力的作用, 圆锥台受力状态如图2所示。

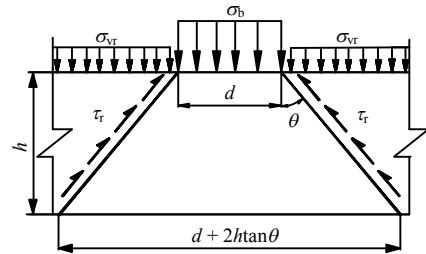


图2 冲击锥体剪切破坏模式

Fig.2 Shear failure of punching-shear cone

由静力平衡条件可得 (不计锥台自重):

$$P_p \leq \frac{\tau_r}{K_2} S \cos \theta \quad (4)$$

式中: τ_r 为岩石的抗剪强度 (kPa); K_2 为按抗剪模型计算的桩端持力岩层的安全系数。

联立式 (1)、(4) 整理可得桩端持力岩层的安全厚度 h 为

$$\frac{h}{d} \geq \frac{\sqrt{1 + K_2 \tan \theta \frac{\sigma_b}{\tau_r}} - 1}{2 \tan \theta} \quad (5)$$

2.2 文献[3]方法

文献[3]认为, 在桩端垂直荷载作用下, 岩层将形成一顶角为 θ 的冲切锥台, 抵抗锥台下冲的反力, 有作用于锥台侧面的岩层拉力和作用于锥台底的软下卧层顶托力。根据静力平衡条件, 可得锥台稳定条件为 (不计锥台自重)

$$KP_p \leq Q_1 + Q_2 = \sigma_t u_0 h + R_d F \quad (6)$$

式中: K 为抗冲切安全系数; u_0 为冲切锥台的平均周长, $u_0 = \pi(d + h \tan \theta)$; R_d 为软下卧层岩层的顶

托设计强度； F 为冲切锥台的底面积。

将相关参数带入式 (6) 整理可得：

$$K \leq 4 \frac{h}{d} \left(1 + \frac{h}{d} \tan \theta \right) \frac{\sigma_t}{\sigma_b} + \left(1 + 2 \frac{h}{d} \tan \theta \right)^2 \frac{R_d}{\sigma_b} \quad (7)$$

文献[3]还假定计算抗拉力 Q_t 乘以一折减系数 0.75, 如不考虑溶洞填充物的影响, 即令 $R_d = 0$, 则相应的桩端持力岩层的安全厚度 h 的表达式为

$$\frac{h}{d} \geq \frac{\sqrt{1 + \frac{4}{3} K \tan \theta \frac{\sigma_b}{\sigma_t}} - 1}{2 \tan \theta} \quad (8)$$

由于上述方法将破坏面上的剪应力及拉应力分开考虑或不予以考虑, 因此, 确定桩端岩层厚度应该说是偏于安全的, 但并不能反映桩端岩层的真实受力状态; 另外, 冲切角 θ 往往根据经验确定, 不可避免地存在一定的局限。

3 桩端岩层冲切破坏上限分析

3.1 冲切破坏机制及计算假定

极限分析的上限定理表明, 对于任何假定的破坏机制, 若该破坏机制所对应的速度场满足机动容许的要求, 即满足如下条件: ①速度边界条件; ②几何相容性条件; ③关联流动法则。通过功能方程 (外力做功等于内部能量耗散), 所求得的外力荷载为真实荷载的一个上限解^[10]。

因此, 为求得岩溶区桩端岩层冲切破坏模式的一个上限解, 必须先假定一种满足上述条件的破坏机制。并且为了使获得的上限解尽可能地接近真实荷载, 所给定的破坏机制还必须与桩端岩层的实际冲切破坏模式相一致。大量的理论及试验资料表明^[8], 混凝土及岩石等脆性材料的冲切破坏, 其冲切体并非标准的圆锥台形, 而是一曲线为母线的轴对称旋转体。这是因为混凝土与岩石等材料, 其强度破坏准则往往具有非线性的特点, 由于破坏面上应力分布不均匀, 导致破坏面的母线为曲线形式。

根据极限分析上限定理的要求和冲切破坏体自身的特点, 本文给出如图 3 所示的桩端溶洞顶板破坏机制, 并且作出如下假定:

(1) 溶洞顶板的支承条件为轴对称固支, 桩端荷载为圆形均布荷载, 两者对称轴重合。

(2) 在桩端荷载 P 作用下 (不考虑溶洞顶板的自重荷载), 顶板达到极限状态时, 可分为 3 个区 (如图 3 所示), I 区和 II 区为刚性区, III 区为塑性变形区。其中 I 区为一个轴对称的旋转体, 以速度 u 竖直向下运动, 其母线方程 $r(x)$ 待定; III 区为一个轴

对称的旋转壳体, 其厚度假定为一个非常小的值 δ , 且其内部塑性变形必须满足关联流动法则的要求。

(3) 为了反映岩石破坏的非线性特点, 采用格里菲斯强度破坏准则。

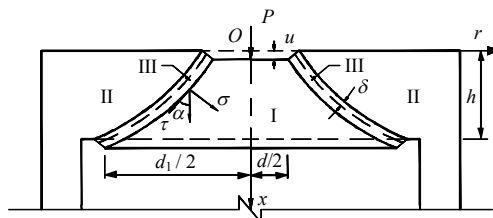


图 3 冲切体破坏模式

Fig.3 Failure mode of punching-shear body

3.2 格里菲斯强度理论

格里菲斯 (Griffith) 脆性破坏理论认为, 岩石的破坏是在外力作用下由于岩石内部存在的微裂纹的扩展、连接、贯通等现象导致材料的破坏, 对岩石拉伸破坏较为适用。桩端岩层冲切破坏机制与此类似, 在荷载 P 作用下桩端岩层周围产生微小裂缝, 随荷载增加, 裂纹扩展变宽加深, 最后由于破裂面贯通而失效。因此, 采用格里菲斯强度理论作为桩端岩层的破坏准则是合适的。

格里菲斯判据的表达式^[11]如下, 其在 τ - σ 坐标系中的强度包络线如图 4 所示。

$$\tau^2 = 4\sigma_t(\sigma + \sigma_t) \quad (9)$$

式中: σ_t 可按室内试验或按《岩石力学参数手册》^[12] 确定。

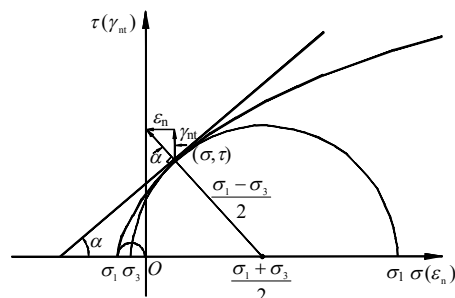


图 4 格里菲斯判据的强度包络线

Fig.4 The envelop of Griffith intensity criterion

3.3 功能方程的建立

对于冲切体 I, 作用在其上的外力功率为

$$W_E = Pu \quad (10)$$

式中: u 为在荷载 P 作用下冲切体的竖向速度。

冲切破坏区 III 可视为厚度为 δ 的轴对称旋转曲

面, 对整个破坏面积分可得破坏面上的内能耗散率为

$$D = \int_A W_A dA \quad (11)$$

式中: W_A 为塑性变形区单位面积上的内能耗散率, 其表达式为

$$W_A = \delta(\sigma_1 \varepsilon_1 + \sigma_3 \varepsilon_3) \quad (12)$$

式中: σ_1 、 σ_3 为大、小主应力; ε_1 、 ε_3 为大、小主应变率。

如图3所示, 在破坏面III上的拉伸应变率及剪切应变率分别为

$$\varepsilon_n = \frac{u \sin \alpha}{\delta} \quad (13)$$

$$\gamma_{nt} = \frac{u \cos \alpha}{\delta} \quad (14)$$

式中: α 为破坏面上任意一点的切平面与速度 u 之间的夹角。

由轴对称性可知, 在冲切破坏面的环向切线方向上没有应变, 即

$$\varepsilon_t = 0 \quad (15)$$

又由于塑性区III处于平面应变状态, 因此, 环向方向的应变也为0, 即

$$\varepsilon_\theta = 0 \quad (16)$$

由式(5)~(7), 可求得主应力方向的应变为

$$\varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_n + \varepsilon_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_n - \varepsilon_t}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{nt}}{2}\right)^2} = \frac{u}{2\delta}(\sin \alpha + 1) \quad (17)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\varepsilon_n + \varepsilon_t}{2} - \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_n - \varepsilon_t}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{nt}}{2}\right)^2} = \frac{u}{2\delta}(\sin \alpha - 1) \quad (18)$$

根据关联流动法则的要求, 塑性流动的方向与屈服面正交, 如图4所示, 在 τ - σ 坐标中, 屈服面上任意一点的斜率为

$$\tan \alpha = \frac{d\tau}{d\sigma} = \frac{\sigma_t}{\sqrt{\sigma_t(\sigma + \sigma_t)}} \quad (19)$$

由式(19)求得正应力为

$$\sigma = (\cot^2 \alpha - 1)\sigma_t \quad (20)$$

将式(20)代入式(9)求得相应的剪应力为

$$\tau = \sqrt{4\sigma_t^2 \cot^2 \alpha} = 2\sigma_t \cot \alpha \quad (21)$$

又由图4中有正应力、剪应力与主应力几何关系:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin \alpha \quad (22)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos \alpha \quad (23)$$

由式(22)、(23)推导出相应的主应力为

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_t(1 + 2\sin \alpha)}{\sin^2 \alpha} \quad (24)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_t(1 - 2\sin \alpha)}{\sin^2 \alpha} \quad (25)$$

将式(17)、(18)、(24)、(25)代入(12)中, 可得塑性变形区域单位面积内的内能耗散率为

$$W_A = \frac{u}{2}[\sigma_1(1 + \sin \alpha) - \sigma_3(1 - \sin \alpha)] = \frac{3u\sigma_t}{\sin \alpha} \quad (26)$$

将式(26)代入式(11), 并对整个冲切破坏面积分可得塑性破坏区III中的内能耗散率为

$$D = 3u\sigma_t \int_A \frac{dA}{\sin \alpha} \quad (27)$$

由功能方程 $W_E = D$, 即外力功率与内能耗散率相等可得:

$$P = 3\sigma_t \int_A \frac{dA}{\sin \alpha} \quad (28)$$

又由图3中几何关系可得

$$dA = \frac{2\pi r(x)}{\cos \alpha} dx \quad (29)$$

$$\tan \alpha = \frac{dr}{dx} = r' \quad (30)$$

$$\cos \alpha = \frac{1}{\sqrt{1 + (r')^2}} \quad (31)$$

$$\sin \alpha = \frac{r'}{\sqrt{1 + (r')^2}} \quad (32)$$

将式(29)~(32)代入式(28)有

$$P = 3\pi\sigma_t \int_0^h \left(\frac{1}{r'} + r' \right) r dx \quad (33)$$

3.4 冲切破坏模式的求解

在极限分析上限法中, 通过构造一个机动容许的速度场, 由功能方程可获得物体极限承载力的一个上限解, 为了使得到的上限解尽可能地接近真实荷载, 还往往对上限解的表达式求极小值。式(33)中, $r(x)$ 为未知函数, 为得到 P 的最小上限解, 运用变分法求解如下, 令:

$$F(r, r') = r \left(\frac{1}{r'} + r' \right) \quad (34)$$

将 F 带入欧拉方程 $F - r'F_{r'} = c$ 中, 则有

$$r \left(\frac{1}{r'} + r' \right) - r' r' \left[1 - \frac{1}{(r')^2} \right] = c \quad (35)$$

对式 (35) 求解可得 $r(x)$ 的表达式为

$$r(x) = c_2 e^{c_1 x} \quad (36)$$

式 (36) 是在荷载极小值时所要求得的破坏面的母线方程, 其中 $c_1 = 2/c$, 积分常数 c_1 、 c_2 可由旋转体的边界条件确定: $r(0) = d/2$, $r(h) = d_1/2$, d_1 为破坏旋转体底部直径, 因此, 可得到

$$c_1 = \ln(d_1/d)/h \quad (37)$$

$$c_2 = d/2 \quad (38)$$

将积分常数 c_1 、 c_2 的值代入式 (36), 即可得到

$$r(x) = \frac{d}{2} \left(\frac{d_1}{d} \right)^{x/h} \quad (39)$$

式 (39) 就是所要求的破坏模式母线方程, 显然其形式并非一条直线, 而是一条对数螺旋线, 从而证明了冲切破坏体并非理想的圆锥台, 而是以一条对数螺旋线为母线的旋转体。

3.5 最小安全厚度的求解

再将式 (39) 代入式 (33), 则荷载 P 的极小值的表达式为

$$P = 3\pi\sigma_t \left(\frac{d_1^2 - d^2}{8} + \frac{h^2}{\ln(d_1/d)} \right) \quad (40)$$

通过对式 (40) 形式变换, 所要求的安全厚度 h 的形式如下:

$$h = \sqrt{\left(\frac{P}{3\pi\sigma_t} - \frac{d_1^2 - d^2}{8} \right) \ln\left(\frac{d_1}{d}\right)} \quad (41)$$

显然, 最小安全厚度随荷载、桩径及冲切体底部直径变化而变化。在荷载及桩径一定的情况下, d_1 的临界值可通过对式 (41) 微分求得

$$\frac{\partial h}{\partial d_1} = 0 \quad (42)$$

由式 (42) 计算求得的 d_1 代入式 (41) 即可得到极限安全厚度 h 。

4 参数分析

4.1 安全厚度的分析

上述推导求得了极限安全厚度 h 的表达式。为探

讨参数变化对其影响, 对式中确定的参数给出其简化形式, 并按岩溶区的工程实际情况大致确定其取值范围, 通过数值计算研究其影响规律。桩端岩层的抗压、抗剪和抗拉强度均与岩性、剪力 (或拉力) 与弱面的相对方向以及弱面的软弱程度有关, 有条件时应尽量实测。但一般工程地质报告只提供岩石的饱和单轴抗压强度, 而未给出抗剪和抗拉强度, 因此, 在实际工程中, 可根据经验及《岩石力学参数手册》^[12] 取值。一般可取石灰岩的计算抗剪强度为允许抗压强度的 $1/10 \sim 1/20$, 取岩石的抗拉强度为抗压强度的 $1/20 \sim 1/50$ ^[13]; 此外, 试验结果还表明, 抗剪强度约为抗拉强度的 $2 \sim 3$ 倍^[14], 为使分析简化, 在此令岩石抗压强度 σ_c 与抗拉强度 σ_t 的比值为 n , 岩石抗压强度 σ_c 与抗剪强度 τ 的比值为 m 。

式 (41) 中 P 为已知量, 对于极限状态, 可令:

$$P = \frac{\pi d^2 \sigma_b}{4} = \frac{\pi d^2 \sigma_c}{4} = \frac{n \pi d^2 \sigma_t}{4} \quad (43)$$

对式 (42) 进行简化可得

$$\left(\frac{n \left(\frac{d_1}{d} \right)^{-2}}{3} - \frac{1}{2} \left(1 - \left(\frac{d_1}{d} \right)^{-2} \right) \right) = \ln\left(\frac{d_1}{d}\right) \quad (44)$$

式 (44) 为超越方程, 对 d_1 进行解析求解存在较大困难, 在此给出 d_1/d 随 n 变化的数值解, 如图 5。

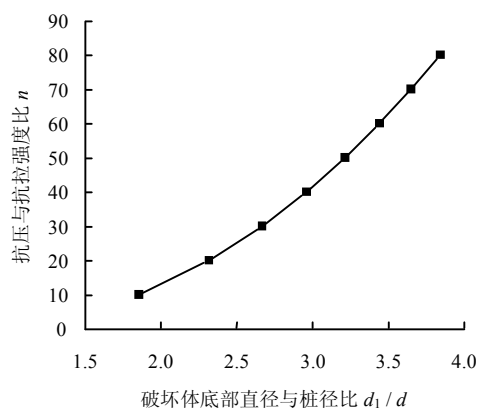


图 5 d_1/d 随抗压与抗拉强度比值 n 的变化关系曲线
Fig.5 Change curve of d_1/d with the ratio n of compressive to tensile strengths

从图 5 中可以看出, d_1/d 的值随岩石抗压与抗拉强度之比 n 的增大而非线性的增大, 说明不同类别的岩石所形成的破坏面不同, 岩石抗压与抗拉强度之比 n 越大, 旋转体底部直径也越大, 反之, 旋转体底部直径越小。

在进行工程设计时, 需要对桩端荷载 P 增加一

个系数 K 作为安全储备, 将式 (35) 代入式 (33) 后整理可得

$$\frac{h}{d} = \sqrt{\left(\frac{nK}{12} - \frac{1}{8} \left(\frac{d_1}{d} \right)^2 + \frac{1}{8} \right) \ln \left(\frac{d_1}{d} \right)} \quad (37)$$

将式 (36) 计算的结果代入式 (37), 同理其数值结果如图 6。

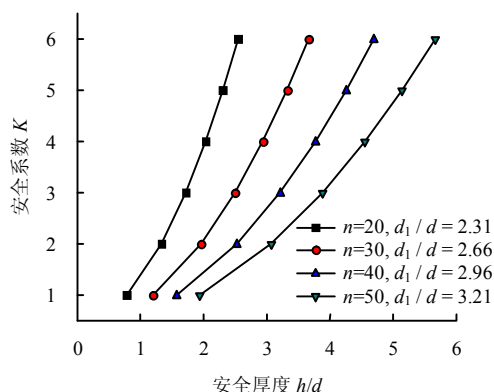


图 6 安全厚度 h/d 随安全系数 K 的变化曲线

Fig.6 Change curves of safe thickness h/d with different safe coefficients K

从图 6 中显而易见, 安全厚度 h/d 值随安全系数 K 的增大也是非线性的急剧增大, 说明安全等级要求越高, 所需要的安全厚度也越大; 在同等安全系数下, 岩石抗压与抗拉强度之比 n 越大, 即岩石抗拉强度相对越小, 所需安全厚度也越大。作为工程设计, 应在全面了解岩层物理力学资料的情况下, 对设计进行安全和经济的综合评价, 确定合理的设计方案。

4.2 与文献[2—3]方法的对比分析

为体现本文与文献[2—3]方法的差别与优势, 分别对 3 种方法的计算结果进行对比分析, 各式中安全系数 $K=3$, 其他参数及安全厚度的计算结果见表 1。

表 1 3 种方法计算安全厚度结果

Table 1 Calculation results of safe thickness by three methods

m	n	文献[2]抗拉	文献[2]抗剪	文献[3]抗拉	本文抗剪拉
10	20	3.41	2.28	2.7	1.77
15	30	4.27	2.89	3.41	2.54
20	40	5.00	3.41	4	3.26

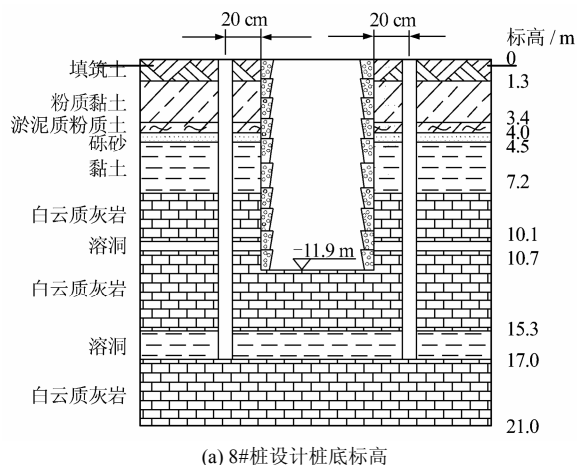
由表 1 可知, 同时考虑岩层剪应力及拉应力分布的计算结果均要比单独考虑剪应力及拉应力的结果要小, 并且单独考虑剪应力要比单独考虑拉应力的计算结果小, 这是由于岩层的力学参数中抗剪强

度要较抗拉强度高所致。

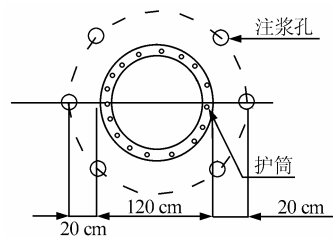
5 计算实例

为验证本文理论计算的合理性, 采用文献[4]中提供的工程实例进行对比分析。某高速公路跨渠桥位于丘陵间小河冲积地貌区, 地势低平开阔。场地地层自上而下为: 填筑土、淤泥质细砂、黏土、砾砂、白云质灰岩等, 基岩岩溶很发育, 桥墩、台基础采用人工挖孔灌注端承桩, 共 20 根。施工为多孔同时进行, 当挖孔至 9.0~11.0 m (约为设计桩深的 1/2) 时, 渠中河道和两岸地表出现大面积沉陷, 最深沉陷达 4~5 m, 致使挖孔无法继续进行, 需进行处治。

为减小挖孔深度, 加快工期, 降低工程造价, 以本文计算方法对 8#桩 (图 7) 进行桩端岩层最小安全厚度分析。在标高 15.30 m 以下存在有溶洞, 原设计桩径 $d=1.2$ m, 桩穿过较厚的白云质灰岩 (10.70~15.30 m) 达标高 17.00 m 以下。



(a) 8#桩设计桩底标高



(b) 8#桩施工方案

图 7 8#桩设计桩底标高及施工方案

Fig.7 Design elevation of pile tip and its construction plan for pile #8

根据地质勘察报告结果: 白云质灰岩岩石单轴极限抗压强度 $\sigma_c = 120$ MPa, $\sigma_c / \sigma_t = 20 \sim 30$, 安全系数 $K=3$, 采用本文计算方法, $d_1/d = 2.31 \sim 2.66$, $h/d = 1.77 \sim 2.54$, $h = 2.12 \sim 3.05$ m。因此,

8#基桩只要桩尖下卧岩层厚度不小于 3.05 m, 则可满足桩端岩层的承载力要求。实际工程中桩端岩层厚度为 3.4 m, 满足要求, 故 8#桩采用图 7 设计方案施工, 桩长减少约 6 m。

6 结 论

(1) 该方法能考虑冲切面上正应力与剪应力的非线性分布, 力学机制明确, 求得的破坏面与试验测试结果较为吻合。

(2) 岩石抗压与抗拉强度之比 n 对安全厚度的确定影响较大, n 值越小, 即抗拉相对强度越大, 溶洞所需安全厚度越小, 反之越大。

(3) 对于一般天然下自稳状态的溶洞顶板, 安全厚度根据岩石的材料强度取 2~3 倍桩径较为合理。工程实例分析表明, 该方法是合理可行的。

参 考 文 献

- [1] WYLLIE D C. Foundations on rock[M]. London: Chapman and Hall, 1992.
- [2] 赵明华, 陈昌富, 曹文贵, 等. 嵌岩桩桩端岩层抗冲切安全厚度研究[J]. 湘潭矿业学院学报, 2003, 18(4): 41—45.
ZHAO Ming-hua, CHEN Chang-fu, CAO Wen-gui, et al. Analysis for the safe terrain thickness of punching-shear resistance at the end of rock-socketed piles[J]. **Journal of Xiangtan Mining Institute**, 2003, 18(4): 41—45.
- [3] 赵明华, 曹文贵, 何鹏祥, 等. 岩溶及采空区桥梁桩基桩端岩层安全厚度研究[J]. 岩土力学, 2004, 24(1): 64—68.
ZHAO Ming-hua, CAO Wen-gui, HE Peng-xiang, et al. Study on safe thickness of rock mass at end of bridge foundation's pile in karst and worked-out mine area[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 24(1): 64—68.
- [4] 赵明华, 张锐, 胡柏学, 等. 岩溶区桩端下伏溶洞顶板稳定性分析研究[J]. 公路交通科技, 2009, 26(9): 13—16, 31.
ZHAO Ming-hua, ZHANG Rui, HU Bo-xue, et al. Analysis of stability of cave roof under pile tip in karst area[J]. **Journal of Highway and Transportation Research and Development**, 2009, 26(9): 13—16, 31.
- [5] WALRAVEN J C. Fundamental analysis of aggregate interlock[J]. **ASCE, Journal of the Structural Division**, 1981, 107(ST11): 2245—2270.
- [6] JIANG D H, SHEN J H. Strength of concrete slabs in punching shear[J]. **ASCE, Journal of Structural Engineering**, 1986, 112(12): 2578—2591.
- [7] DAVID Z Y, ORIT L. Punching shear in concrete slabs[J]. **International Journal of Mechanical Sciences**, 1999, 41(1): 1—15.
- [8] MENETREY P. Synthesis of punching failure in reinforced concrete[J]. **Cement & Concrete Composites**, 2002, (24): 497—507.
- [9] HONGSEOB O H, JONGSUNG S I M. Punching shear strength of strengthened deck panels with externally bonded plates[J]. **Composites Part B: Engineering**, 2004, 35(4): 313—321.
- [10] CHEN W F. Limit analysis and soil plasticity[M]. Amsterdam: Elsevier Science, 1975.
- [11] GOODMAN R E. Introduction to rock mechanics[M]. New York: John Wiley & Sons, 1980.
- [12] 叶金汉. 岩石力学参数手册[M]. 北京: 中国水利电力出版社, 1991.
- [13] 刘佑荣. 岩体力学[M]. 武汉: 中国地质大学出版社, 2002.
- [14] 铃木光(日). 岩体力学与测定[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1980.