

基于 Hoek-Brown 准则嵌岩段桩 - 岩侧阻力修正计算方法

戴国亮^{1,2}, 龚维明^{1,2}, 陈 隆¹

(1. 东南大学土木工程学院, 江苏 南京 210096; 2. 东南大学混凝土及预应力混凝土结构教育部重点实验室, 江苏 南京 210096)

摘 要: 利用二维 Hoek-Brown(2002)破坏准则为岩石破坏标准, 基于“小孔扩张理论”模拟嵌岩段桩侧摩阻力的“剪切 - 滑移 - 膨胀”发挥机理, 综合考虑了桩体单元受到桩径发生改变后由于岩体的径向约束作用而产生的法向应力, 以及土、岩体由于重力的作用产生的竖向应力导致的桩体表面的水平法向应力, 对已有文献推导出来的桩侧极限阻力计算进行了修正, 并通过算例分析讨论了桩身轴力、岩石强度模数、岩体抗拉强度系数、岩桩刚度比、桩径以及嵌岩比等因素对极限侧阻力的影响。结果表明: 嵌岩段极限侧阻力随单桩轴力增大而增大; 嵌岩段极限侧阻力与岩石强度模数和岩体抗拉强度系数相关; 嵌岩段极限侧阻力与岩桩相对刚度呈正相关; 桩径的增加, 桩侧极限阻力减小; 随嵌岩比增大, 传递到桩端的荷载减小, 嵌岩段极限侧阻力减小。

关键词: 嵌岩桩; 侧阻力; Hoek-Brown 准则; 剪切 - 滑移 - 膨胀

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000 - 4548(2012)09 - 1746 - 07

作者简介: 戴国亮(1975 -), 男, 湖南安化, 博士, 副教授, 博士生导师, 主要从事桩基础、深水基础及原位测试等方面的研究与教学工作。E-mail: daigl@seu.edu.cn。

Modified method for shaft resistance of rock-socketed piles based on Hoek-Brown criterion

DAI Guo-liang^{1,2}, GONG Wei-ming^{1,2}, CHEN Long¹

(1. School of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China; 2. Key Laboratory for RC and PRC Structures of Ministry of Education, Southeast University, Nanjing 210096, China)

Abstract: Using the two dimensional Hoek-Brown criterion as the rock failure one, the horizontal normal stresses resulted from the variation of pile diameter under restriction of surrounding rock and the self weight of soil and rock penetrated by piles are considered based on the mechanism of shear-slip-dilation. A modified method for calculating the ultimate shaft resistance of rock-socketed piles is put forward based on the methods in the literature. The affecting aspects are analyzed, including the axial force, the rock strength modulus, the tension strength coefficient, the ratio of rock modulus to pile modulus, the pile diameter and the ratio of socket depth to pile diameter. The results indicate that the ultimate shaft resistance of rock-socket piles increases with the increase of the axial load, the rock strength modulus and the tension strength coefficient and the ratio of rock modulus to pile modulus. It decreases with the increase of the pile diameter and the socket ratio.

Key words: rock-socketed pile; shaft resistance; Hoek-Brown criterion; shear-slip-dilation

0 引 言

桩 - 岩界面侧摩阻力, 当外荷载较小时桩岩界面摩阻力的发挥机理主要是黏结机理, 当荷载超过桩 - 岩(涂抹区)界面的抗剪强度, 桩岩界面发生竖向位移, 桩径扩大, 由于成孔时孔壁粗糙形成凹凸槽, 桩体竖向位移后, 桩周岩石限制其位移时会产生滑移膨胀^[1-8]。

考虑到黏结和滑移膨胀两种机理耦合作用, 本文在桩侧摩阻力破坏发生于桩岩界面的假定基础上, 对 Serrano 等^[9]利用 Hoek-Brown^[10]准则的推导出来的嵌岩桩侧摩阻力的计算公式和由雷孝章等^[11]利用 Hoek-Brown 准则推导出来的嵌岩桩桩身侧摩阻力的计算公式予以

基金项目: 国家自然科学基金项目(50908048)

收稿日期: 2011 - 08 - 30

修正, 综合反映滑移 - 剪胀机理对桩 - 岩界面侧摩阻力的影响。公式推导过程中忽略由于土体的黏聚力、桩周土体触变恢复和混凝土与桩周土体在凝结硬化过程中产生的胶结力对桩侧极限摩阻力的影响。

1 Hoek-Brown 准则

1.1 通用的 Hoek-Brown 准则

通用的 Hoek-Brown 准则为

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} = \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^n \quad (1)$$

式中 σ_1 为大主应力; σ_3 为小主应力; σ_c 为完整岩石的无侧限抗压强度; m, s 为与岩体类型、完整性、风化程度等因素有关的常数。 m 反映岩石的软硬程度, 其取值范围在 0.0000001~25 之间, 对严重扰动岩体取 0.0000001, 对完整的坚硬岩体取 25; s 反映岩体破碎程度, 其取值范围在 0~1 之间, 破碎岩体取 0、完整岩体取 1; n 为与岩块破坏程度有关的常数, 变化范围从 $n=0.5$ 到 $n=0.65$ 。 m 为 m_i (m_i 为完整岩体的类型参数, 取决于岩体类型 (质地和矿物成份有关)) 经折减后的值,

$$m = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (2)$$

D 取决于岩石的扰动程度 (岩石有没有受到爆炸和应力释放的作用), 变化范围从 0 至 1。其中 0 适用于非扰动岩块, 1 适用于扰动程度较高岩块。

根据 Hoek-Brown 的研究, 其中 s, n 的取值与岩块的分类指标 RMR、GSI 有关; $GSI=RMR-5$ ^[12], s, n 计算公式分别为

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (3)$$

$$n = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (4)$$

对于平面应变问题, 引入 Lambe 变量 $p=(\sigma_1 + \sigma_3)/2$; $q=(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, 对式 (1) 进行简化和处理后, 变为

$$\frac{p}{\beta_n} + \zeta_n = \left[1 + (1 - n) \left(\frac{q}{\beta_n} \right)^k \right] \frac{q}{\beta_n} \quad (5)$$

k, β_n 和 ζ_n 与岩块的 n, m, s 和 σ_c 有关的常数,

$$k = (1 - n)/n; \beta_n = A_n \sigma_c; \zeta_n = s/(mA_n) \quad (6)$$

其中, $A_n^k = m(1 - n)/2^{1/n}$, β_n 称为“强度模数”, ζ_n 称为“岩体抗拉强度系数”。

如对式 (5) 进行无量纲和规则化处理, Hoek-Brown (2002) 破坏准则变化为

$$p_0^* = p^* + \zeta_n = [1 + (1 - n)q^*]^k q^* \quad (7)$$

其中, p^* 和 q^* 为规则化和无量纲化的 Lambe 变量

$$(p_0^* = p/\beta_n + \zeta_n; p^* = p/\beta_n; q^* = q/\beta_n)。$$

1.2 Hoek-Brown 准则转化成 Mohr-Columb 破坏准则的形式

Mohr 破坏准则的强度包线为 $\tau = \tau(\sigma)$, 可以用大、小主应力的组合和既时摩擦角 ρ 表示为

$$\left. \begin{aligned} \tau &= q \cos \rho, \\ \sigma &= p - q \sin \rho. \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式 (8) 中 ρ 为既时摩擦角, 这个角度与 Mohr 包络线相切。

定义 ρ 为既时摩擦角为

$$\sin \rho = dq/dp \quad (9)$$

对式 (9) 进行无量纲处理和规则化处理, 将式 (7) 两边取微分并代入式 (9), 则式 (9) 变为

$$\sin \rho = \frac{dq^*}{dp_0^*} = \frac{1}{1 + kq^{*k}} \quad (10)$$

通过式 (10) 将 q^* 解出, 并把解出的 q^* 代入到式 (7), 得到式 (11a) 和式 (11b)

$$q^* = \frac{q}{\beta_n} = \left[\frac{1 - \sin \rho}{k \sin \rho} \right]^{1/k} \quad (11a)$$

$$p_0^* = \frac{p}{\beta_n} + \zeta_n = n \left[\frac{1 + k \sin \rho}{\sin \rho} \right] \left[\frac{1 - \sin \rho}{k \sin \rho} \right]^{1/k} \quad (11b)$$

将式 (11a) 和 (11b) 代入式 (8), 得到用 Mohr 破坏准则的形式表示的 Hoek-Brown 准则:

$$\left\{ \begin{aligned} \tau^* &\equiv \frac{\tau}{\beta_n} = \left[\frac{1 - \sin \rho}{k \sin \rho} \right]^{1/k} \cos \rho, \\ \sigma_0^* &= \frac{\sigma}{\beta_n} + \zeta_n = (n + \sin \rho) \left[\frac{1 - \sin \rho}{\sin \rho} \right] \left[\frac{1 - \sin \rho}{k \sin \rho} \right]^{1/k}. \end{aligned} \right. \quad (12)$$

式中 σ_0^* 作用在微元破坏面上的法向应力; τ 为作用在微元破坏面上的切向应力。

式 (12) 中 n 取不同的数值, 其 Hoek-Brown 准则包络线形状如图 1 所示。

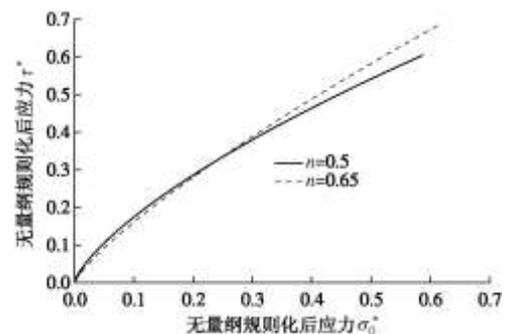


图 1 破坏应力圆的 Mohr-Columb 包络线(Hoek-Brown 准则)

Fig. 1 Mohr-Columb envelope at failure (Hoek-Brown criterion)

由式 (12) 确定的隐函数如有显示解, τ^* 和 σ_0^* 中消去 ρ 便可得到 $\tau = \tau(\sigma_0^*)$ 的显示解。

例如式(1)中当 $n=0.5$, 便得到最初的 Hoek-Brown 准则表达式

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{ci}} = \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^2 \quad (13)$$

当 $n=0.5$, $k=(1-n)/n=1$ 式 (12) 变为

$$\left. \begin{aligned} \tau^* &\equiv \frac{\tau}{\beta_n} = \left[\frac{1 - \sin \rho}{k \sin \rho} \right] \cos \rho, \\ \sigma_0^* &= \frac{\sigma}{\beta_n} + \zeta_n = \frac{1}{2}(1 + 2 \sin \rho) \left[\frac{1 - \sin \rho}{\sin \rho} \right]^2 \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

将式 (14) 中第 2 式右边移至左边, 便得到

$$\sigma_0^* - \frac{1}{2}(1 + 2 \sin \rho) \left[\frac{1 - \sin \rho}{\sin \rho} \right]^2 = 0 \quad (15)$$

化简便得到关于 σ_0^* , ρ 的关系式

$$2 \sin^3 \rho - 3 \sin^2 \rho - 2 \sin^2 \rho \sigma_0^* + 1 = 0 \quad (16)$$

当待求问题中作用在微元体上的法向应力已知, 则利用式 (16) 便可求得既时摩擦角 ρ , 将求得的既时摩擦角 ρ 代入式 (14) 便可求得位于 Hoek-Brown 准则 Mohr-Columb 包络线上剪应力, 该切应力为待求的极限摩阻力。

2 考虑“滑移 - 剪胀机理”桩 - 岩侧摩阻力理论公式研究

据相关文献的研究, 式 (14) 中的法向应力的算法分两种情况, 第 1 种以雷孝章与何思明提出的计算方法, 该算法以小孔扩张理论为基础; 第 2 种以 Serrano 和 Olalla 提出的仅仅只考虑土 (岩) 自重应力而产生的水平向应力的计算方法。结合两种算法各自的优缺点, 本文提出更接近实际情况的计算方法^[9-10]。

2.1 基于小孔扩张理论算法 (类似“滑移 - 膨胀机理”)

桩在轴向荷载作用下, 桩体发生轴向位移和压缩变形, 径向产生膨胀变形, 由小孔扩张理论可知桩侧法向应力随桩身侧向变形的增大而提高, 从而增加了桩侧摩阻力, 桩径发生膨胀后, 桩侧法向应力的计算公式为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_n(z) &= \frac{\Delta D(z)}{D} \frac{E_r}{1 + \nu_r} \\ \frac{\Delta D(z)}{D} &\approx \varepsilon_r(z) \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

式中 $\sigma_n(z)$ 为嵌岩段任意位置处的桩侧法向应力; E_r , ν_r 分别为桩周岩体的弹性模量和泊松比。 D 为桩径; $\Delta D(z)$ 为嵌岩桩任意位置处的桩径变化量 在小变形的情况下:

$$\frac{\Delta D(Z)}{D} \approx \varepsilon_r(z) \quad (18)$$

据弹性理论解中径向应变和竖向应变的关系:

$$\varepsilon_r(z) = \nu_p \varepsilon_z(z) = \nu_p \frac{N(Z)}{E_p A_p} \quad (19)$$

式中 ν_p , E_p , A_p 分别为桩体材料的泊松比、弹性模量和截面积; $N(Z)$ 为嵌岩段任意位置处的轴力, 经整理得到法向应力的计算式

$$\sigma_n(z) = \nu_p \frac{E_r N(z)}{E_p A_p (1 + \nu_r)} \quad (20)$$

将式 (20) 计算出来的法向应力 $\sigma_n(z)$ 经无量纲化处理和规则化处理后得到 σ_0^* , 并将其代入 Hoek-Brown 准则, 便得到代求的无量纲化极限剪应力 τ^* , 再由式 $\tau = \tau^* \times \beta$ 可知待求点处极限剪应力。

2.2 Serrano 等提出的算法^[9]

Serrano 等^[9]提出的算法基于以下 7 条假设的基础上, 建立法向应力和剪应力的关系: ①嵌岩桩计算假定的形状和地质条件 (见图 2); ②只计算桩嵌入岩层侧阻力, 不计算桩嵌入土层侧阻力; ③岩石破坏准则符合 Hoek-Brown 准则, 破坏准则中变量的表达符合上文所规定, 并且是既时摩擦角 ρ , β 和 ζ 函数, 破坏时桩身上应力符合 Mohr 破坏包线; ④施加在桩身上的水平应力 $\sigma_v = K_0 \sigma_h$, σ_h 为竖向应力; ⑤桩端阻力独立于桩侧摩阻力; ⑥不考虑桩体、岩体变形; ⑦桩入岩深度满足最小深度, 该深度桩岩侧摩阻力能充分发挥。对于硬岩, 最小深度为 0.5 m, 软岩的最小深度为 2.5 m。

由上述 7 条假设可知, 桩侧法向应力的计算仅仅只考虑土 (岩) 自重作用产生的法向应力。

由图 3 可知, 上覆土层自重为

$$\sigma_{vi} = H_s \gamma_s \quad (21)$$

嵌入岩层中桩身上任意深度竖向应力为

$$\sigma_v = \gamma_s H_s + \gamma_r H_r \quad (22)$$

嵌入岩层中桩身上任意深度的水平向应力为

$$\sigma_h = K_0 \sigma_{vi} + K_0 H_r \gamma_r \quad (23)$$

经无量纲处理后, 其水平向应力计算公式为

$$\sigma_h^* = \frac{\sigma_h}{\beta} = K_0 \frac{\gamma_s H_s}{\beta_n} + K_0 \frac{H_r \gamma_r}{\beta_n} \quad (24)$$

a) $H_r=0$ 时, 桩身上水平向应力为

$$\sigma_{vi}^* = \frac{\gamma_s H_s}{\beta_n}, \quad \sigma_{hi}^* = K_0 \sigma_{vi}^*, \quad \sigma_{hi0}^* = \sigma_{hi}^* + \zeta \quad (25)$$

b) $H_r>0$ 时, 桩身上水平向应力为

$$\sigma_{hi}^* = \sigma_{hi}^* + K_0 \frac{\gamma_r H_r}{\beta_n}, \quad \sigma_{hi0}^* = \sigma_{hi}^* + \zeta \quad (26)$$

将式 (25) 或式 (26) 计算得到的无量纲、规则化后的法向应力代入 Hoek-Brown 破坏准则, 便得到待求的无量纲化后的极限剪应力 τ^* , 并由式 $\tau = \tau^* \times \beta_n$ 可知待求点处极限剪应力。

上述两种算法经对比后, 认为第 1 种方法考虑到

桩体形变引起的桩侧法向应力的变化, 但没考虑到第 2 种计算方法所考虑的由于土重和岩重引起的水平向应力的变化, 第 2 种计算方式则相反。如将两种方法结合考虑, 更能反映桩体实际的受力情况。

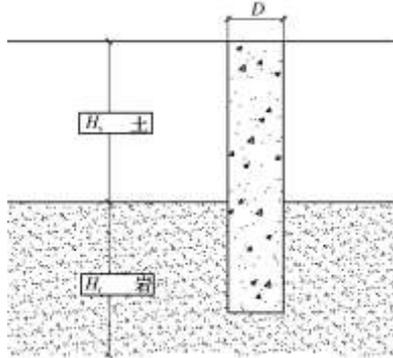


图 2 嵌岩桩嵌入土层和岩层参数示意图

Fig. 2 Sketch of pile in soil and rock

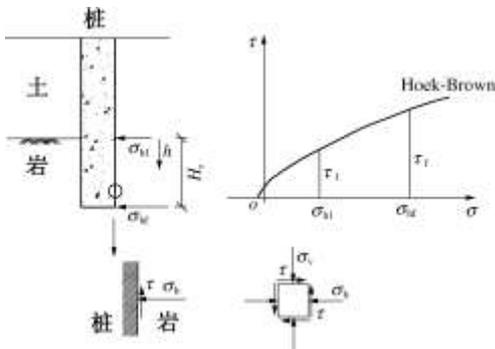


图 3 作用在桩身上的应力

Fig. 3 Stresses exerted on pile shaft

2.3 修正算法

如将基于“小孔扩张理论”和基于土(岩)自重而产生的水平向应力的算法结合考虑, 则计算公式变为

a) $H_r=0$ 时, 桩身上水平向应力为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{vi}^* &= \frac{\gamma_s H_s}{\beta_n}, \\ \sigma_{hi}^* &= K_0 \sigma_{vi}^* + \nu_p \frac{E_r N(z_{H_r=0})}{E_p A_p (1 + \nu_r) \beta_n}, \\ \sigma_{hi0}^* &= \sigma_{hi}^* + \zeta_n. \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

b) $H_r>0$ 时, 桩身上水平向应力为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{hf}^* &= K_0 \frac{\gamma_s H_s}{\beta_n} + K_0 \frac{\gamma_r H_r}{\beta_n} + \nu_p \frac{E_r N(z)}{E_p A_p (1 + \nu_r) \beta_n}, \\ \sigma_{hf0}^* &= \sigma_{hf}^* + \zeta_n. \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

将式 (27) 和式 (28) 分别代入式 (14), 并考虑到不同工况下取用不同的既时摩擦角, 则由式 (14) 确定的隐函数变为

a) $H_r=0$, 既时摩擦角定义为 ρ_i

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{hi0}^* &= \sigma_{hi}^* + \zeta = (n + \sin \rho_i) \left[\frac{1 - \sin \rho_i}{\sin \rho_i} \right] \left[\frac{1 - \sin \rho_i}{k \sin \rho_i} \right]^{1/k}, \\ \tau_i^* &= \left[\frac{1 - \sin \rho_i}{\sin \rho_i} \right]^{1/k} \cos \rho_i. \end{aligned} \right. \quad (29)$$

b) $H=H_r$ (嵌岩段总长), 既时摩擦角定义为 ρ_f

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{hf0}^* &= \sigma_{hf}^* + \zeta = (n + \sin \rho_f) \left[\frac{1 - \sin \rho_f}{\sin \rho_f} \right] \left[\frac{1 - \sin \rho_f}{k \sin \rho_f} \right]^{1/k}, \\ \tau_f^* &= \left[\frac{1 - \sin \rho_f}{\sin \rho_f} \right]^{1/k} \cos \rho_f. \end{aligned} \right. \quad (30)$$

此时嵌岩段桩侧摩擦阻力的总和为沿嵌岩段积分

$$Q_F = \pi D \int_i^f \tau dh, \quad (31)$$

式中, i 为嵌岩段起始点, f 为桩端 (嵌岩段总长度)。

式 (31) 转化为无量纲的形式

$$Q_F = \frac{Q_F}{\beta} = \pi D \int_i^f \tau^* dh. \quad (32)$$

嵌岩段平均侧摩阻力 (无量纲化后):

$$\tau_{fm}^* = \frac{1}{H} \int_i^f \tau^* dh. \quad (33)$$

对式 (33) 进行处理变成 (34), 此公式详细推导过程见文献[9]。

$$\tau_{fm}^* = \frac{[T]_i^f}{[S]_i^f} = \frac{T(\rho_f) - T(\rho_i)}{S(\rho_f) - S(\rho_i)}, \quad (34)$$

其中

$$\begin{aligned} S(\rho) &= \frac{1}{2} \left(\frac{1 - \sin \rho}{\sin \rho} \right)^2 (1 + 2 \sin \rho) \\ T(\rho) &= \frac{\cot^3 \rho}{3} - \frac{\cot^2 \rho}{2} \cos \rho + \left[\frac{1 - \sin \rho}{2} \right] \cos \rho + \frac{1}{2} \ln \left(\tan \frac{\rho}{2} \right) - \frac{\rho}{2}. \end{aligned} \quad (35)$$

3 算例

3.1 概况

嵌岩桩桩长: $L=12$ m、其在嵌岩段长度 $H_r=3$ m、桩直径 $D=1000$ mm, 非嵌岩段土体为碎石土、平均重度 $\gamma_s=19$ kN/m³。桩体采用 C30 钢筋混凝土, $E_p=30$ GPa, ν_p (桩体的泊松比) = 0.20。锚固段岩体为灰岩, $\gamma_r=21$ kN/m³, $\Phi=55^\circ$, $E_r=9.0$ GPa, ν_r (岩体的泊松比) = 0.15, $\sigma_c=50$ MPa, $RMR=75$ (依据完整岩石的无侧限抗压强度或岩石点荷载指标、钻孔的质量 RQD、不连续面的间距、不连续面的状态、地下水的情况、不连续面的走向依次评定岩石的 RMR(%) 值)、 $m_i=7$, $GSI=RMR-5$; 计算简图如图 4 所示, 计算圆点标记嵌岩段极限侧摩阻力。

3.2 参数计算

$$m = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) = 7 \exp\left(\frac{70-100}{28-0}\right) = 2.4,$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) = \exp\left(\frac{70-100}{9}\right) = 0.036, \quad n = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) = 0.5 + \frac{1}{6}(e^{-4.6667} - e^{-6.667}) = 0.50,$$

$$k = (1-n)/n = 1, \quad \beta_n = A_n \sigma_c = 0.3 \times 50 \text{ MPa} = 15 \text{ MPa},$$

$$\zeta_n = s/(mA_n) = 0.036/(2.4 \times 0.3) = 0.05, \quad A_n = m(1-n)/2^{1/n} = 2.4(1-0.5)/4 = 0.3.$$

计算法向应力（从岩层顶面向下 2 m 处）；静止土压力系数假设 $K_0=1$ ， $\sigma_{hf}^* = K_0 \frac{\gamma_s H_s}{\beta_n} + K_0 \frac{\gamma_r H_r}{\beta_n} + \nu_p \frac{E_r N(z)}{E_p A_p (1+\nu_r) \beta_n} = 0.0142 + N(Z) \times 4.43 \times 10^{-9}$ ， $\sigma_{hf0}^* = \sigma_{hf}^* + \zeta = 0.0642 + N(Z) \times 4.43 \times 10^{-9}$ 。

对于式 (16)，可采用四次多项式拟合的方法来得到其近似解。拟合公式为 $\tau^* = 2.18371\sigma_0^* - 5.90032\sigma_0^{*2} + 11.59433\sigma_0^{*3} - 8.42979\sigma_0^{*4}$ 。(36)

求出 σ_{hf0}^* 代入多项式拟合公式，可得 $\tau^* = 0.00737 + 2.18371\sigma_{hf0}^* - 5.90032\sigma_{hf0}^{*2} + 11.59433\sigma_{hf0}^{*3} - 8.42979\sigma_{hf0}^{*4}$ ，得到经无量纲化处理的 τ^* ，实际嵌岩段极限侧摩阻力 $\tau = \tau^* \beta_n$ 。

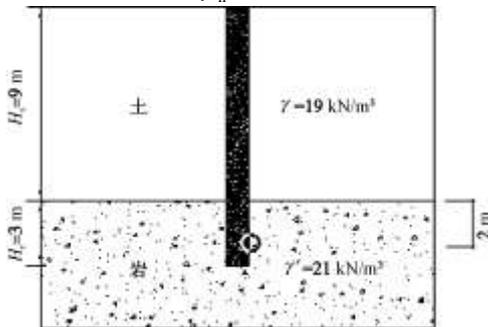


图 4 计算简图

Fig. 4 Sketch of calculation model

3.3 结果对比分析

下面讨论嵌岩桩极限侧阻力随轴向应力， β_n ， ζ_n ， E_r/E_p 的变化趋势。

(1) 桩 - 岩界面极限侧阻力与轴力的关系

在其它条件相同的情况下，嵌岩桩侧极限侧摩阻力随轴力的增加而增大。主要原因是桩身轴力不断增加，桩身截面不断压缩产生径向膨胀，导致侧摩阻力增加（如图 5 所示）。如采用 Kulhawy 等^[13]提出的计算式 $\tau_{max} = \Psi [P_a \sigma_c / 2]^{0.5}$ ， $P_a \approx 0.1 \text{ MPa}$ ， Ψ 取 1.0~2.0 之间，则 τ_{max} 的取值范围为 1.58~3.16 MPa，而图 5 所反映的结果在此范围内。

(2) 桩 - 岩界面极限侧阻力与“岩石强度模数” β_n 的关系

嵌岩桩极限侧阻力随 β_n 的增加而增大，说明极限

侧阻力随岩石无侧限抗压强度的提高而增大，在同等条件下，岩石越完整、强度越高、风化程度越低、RMR 高，其极限侧摩阻力越大，这一结论与 Williams 等^[14]发现的当岩块弹性模量与完整岩石弹性模量比值较高时，桩 - 岩侧摩阻力提高的现象相稳合。计算结果如图 6 所示，图中实心点线为 Hoek-Brown 的计算结果，空心点线为 Kulhawy 等^[13]当 $\Psi=1.0$ 的计算结果，从图 6 中看出两条曲线相近，并相交。

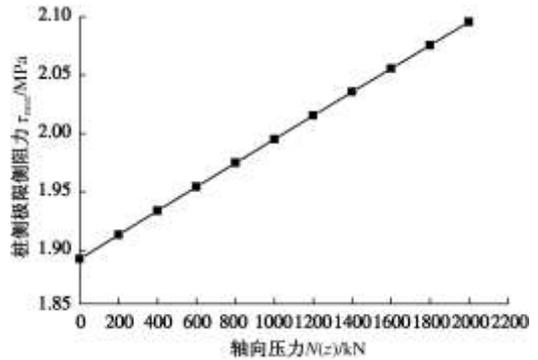


图 5 极限侧阻力随轴力变化

Fig. 5 Relationship between τ_{max} and N

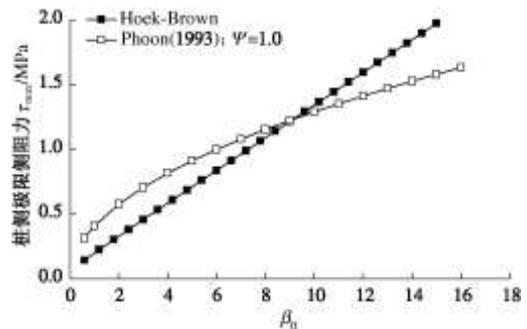


图 6 极限侧阻力随 β_n 变化关系图

Fig. 6 Relationship between τ_{max} and β_n

(3) 桩 - 岩界面极限侧阻力与“岩体抗拉强度系数” ζ_n 的关系

嵌岩桩极限侧阻力随 ζ_n 的增加而增大，更进一步说明了嵌岩段侧阻力与岩土质量等级有关（如图 7 所示）。

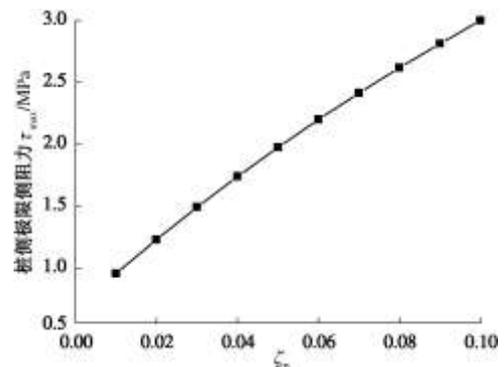


图 7 极限侧阻力随 ζ_n 变化关系图

Fig. 7 Relationship between τ_{max} and ζ_n

(4) 桩 - 岩界面极限侧阻力与岩桩刚度比 (E_r/E_p)

E_p) 的关系

在其他条件相同的情况下, 极限侧阻力随岩桩刚度比 (E_r/E_p , E_r 为岩块弹性模量, E_p 为桩体弹性模量) 的变化, 单桩的刚度越小, 岩体的刚度越大, 则嵌岩段极限侧阻力越大, 这一规律与 Williams 等^[14]一致: 当其它条件相同时, 嵌岩段极限侧阻力与岩桩相对刚度呈正相关关系, 既岩体刚度越大, 嵌岩段极限侧阻力越大 (见图 8)。

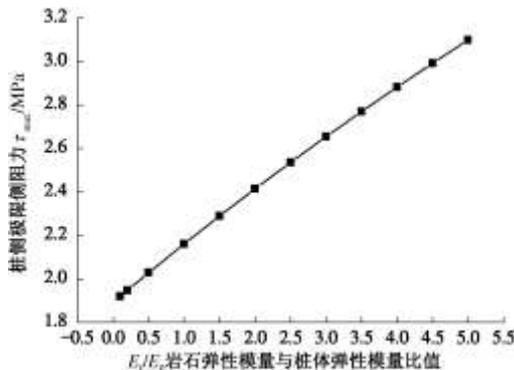


图 8 极限侧阻力随 E_r/E_p 变化关系图

Fig. 8 Relationship between τ_{max} and E_r/E_p

(5) 桩 - 岩界面极限侧阻力与桩径的关系

嵌岩段极限侧阻力随桩径的变化见图 9, 随桩径的增加, 桩极限侧阻力减小; 当桩径增大到 0.6 m 时嵌岩段极限侧阻力趋于平缓, 这一结果与 Pells 等^[15]的结论基本一致, Pells 等^[15]模型试验显示: 当桩径小于 500 mm 时, 桩侧阻力随桩径的增加略有减小, 当桩径大于 500 mm 之后, 这个现象将不太明显, 其主要原因是桩径增加, 同样荷载作用下桩身径向膨胀减小所致。

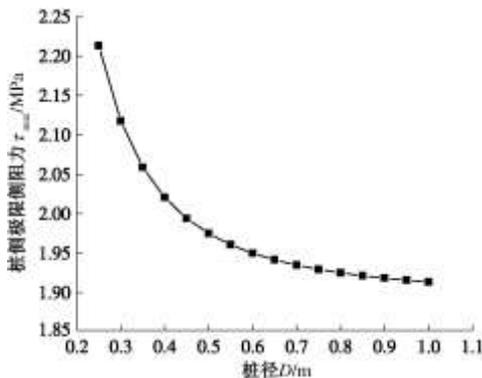


图 9 极限侧阻力随桩径变化关系图

Fig. 9 Relationship between τ_{max} and pile diameter D

(6) 桩 - 岩界面极限侧阻力与嵌岩深度 (嵌岩比 ($n=H_R/D$)) 的关系

当所有条件与算例所给条件一致时, 考虑不同的嵌岩比对桩侧极限摩阻力的影响。根据实测资料和有关文献所做的室内模型试验的结果, 假设不同的嵌岩比时, 其桩端荷载占桩顶荷载的百分比如表 1 所示。

随嵌岩比 (H_r/D) 增大, 传递到桩端的荷载减小, 其 $N(Z)$ 在桩端的值变小; 利用式 (33) 计算桩侧平均

侧阻力时, 首先由 $H=0$ 时的法向压力计算出既时摩擦角 ρ_i , $H=H_r$ 时的法向应力计算出既时摩擦角 ρ_f , 代入式 (34) 便可求得极限摩阻力沿嵌岩段的平均值。考虑到法向应力的计算方法的不同, 本文是将竖向自重应力产生的水平方向应力和由于“小孔扩张理论”产生的水平方向应力两部分进行叠加处理的。如果单纯从“小孔扩张理论”理论出发, 推导出的计算公式中桩侧摩阻力的计算公式中只包括 $N(Z)$ 桩身轴力的项, 如考虑到嵌岩比的变化, 桩身轴力传递到桩端的轴力递减 (如表 1), 运用雷孝章等^[11]的计算方法计算出的桩身平均极限摩阻力会随嵌岩比 (n) 的增大而减小; 如运用 Serrano 等^[9]提出的计算式, 假设静止土压力系数为 $K_0=1$, 而上覆土 (岩) 重随桩长的变化而变化, 如其它条件一定时, 仅考虑入岩深度的变化对桩侧平均侧阻力的影响, 入岩深度增加, 桩侧法向应力提高, 桩侧平均摩阻力会随上覆土 (岩) 自重增加而增大。通过上述分析, 运用两种方法会得到两种不相同的结论。本文将两种方法综合起来进行考虑后, 发现桩侧极限摩阻力的计算中, 控制因素是法向应力, 对于不同桩长和加载量不同的桩, 其桩侧平均极限摩阻力不同, 但对于随嵌岩比的增加, 桩侧极限摩阻力减小的现象值得商榷。

表 1 桩端荷载占桩顶荷载百分比 (硬质岩)

Table 1 The ratio of tip load to top load (hard rock)

嵌岩比(H_r/D)	1	2	3	4	5
桩端荷载占桩顶荷载百分比(Q_p/Q)	80%	50%	30%	20%	10%

从上述分析来看, 考虑不同法向应力的计算方法, 采用 Serrano 等^[9]提出的方法, 只考虑由于土层和岩层重度 σ_v 而产生的水平向应力 $\sigma_h=K_0\sigma_v$ 而产生的桩侧摩阻力; 和利用雷孝章等^[11]考虑“小孔扩张理论”提出的计算方法, 从桩体受力的角度来说欠妥。桩体单元不仅受到桩径发生改变后由于岩体的径向约束作用而产生的法向应力外, 还受到土、岩体由于重力的作用产生的竖向应力乘以静止土压力系数后施加在桩体表面的水平向应力, 利用本文提出的同时考虑桩径向改变和土、岩自重而产生的桩侧极限摩阻力的从数值上来说是前两者的外包线 (图 10), 从桩体受力体系来说更趋于实际。

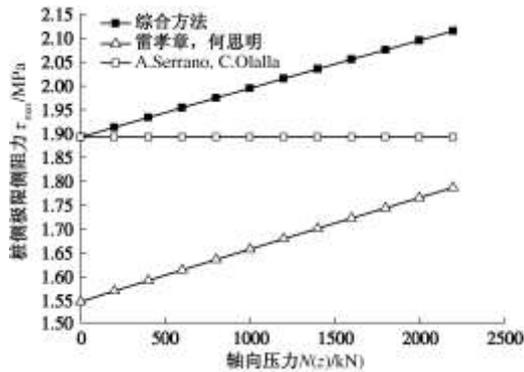


图 10 法向应力计算上差异与极限侧摩阻力的关系

Fig. 10 Relationship between τ_{\max} and normal stress for different methods

4 结 论

通过嵌岩段桩侧摩阻力的发挥机理研究, 利用 Hoek-Brown 岩石的破坏准则, 对雷孝章等^[11]提出的桩侧摩阻计算公式和 Serrano 等^[9]提出的桩侧摩阻力计算公式进行修正, 并利用算例进行试算, 得到如下结论和建议。

(1) 嵌岩段极限侧摩阻力与桩身轴力的关系

极限侧摩阻力随桩身轴力的增加而增大, 但桩身轴力的增加不是无限度的增加, 桩身轴力的极限值由桩身混凝土强度所控制, 也就是说桩体的工作应力限制在混凝土容许应力的范围之内。

(2) 嵌岩段极限侧摩阻力与“岩体强度模数” β_n 和“岩体抗拉强度系数” ζ_n 的关系

嵌岩段极限侧阻力随“岩体强度模数” β_n 和“岩体抗拉强度系数” ζ_n 的提高而增大, 而 β_n 和 ζ_n 是完整岩石无侧限抗压强度 σ_c 、岩块质量等级 RMR(%)、岩石类型系数 m_i 和扰动系数 D 的函数, 从这一点说明, 不能仅从完整岩石无侧限抗压强度的高低来判断嵌岩段侧摩阻力的大小, 还应综合参考 RMR(%)、 m_i 和 D 值进行综合评定。

(3) 桩-岩界面极限侧阻力与岩桩刚度比的关系

极限侧阻力随岩桩刚度比(为岩石弹性模量与桩体弹性模量的比值)的变化而变化。单桩的刚度越小, 岩体的刚度越大, 则嵌岩段极限侧阻力越大, 但单桩刚度过小, 桩体有可能发生桩体材料强度不足而破坏。

(4) 嵌岩段极限侧摩阻力与桩径关系

桩径增大时, 桩侧极限侧摩阻力反而减小, 是因为随着桩径的增大, 在桩身轴力的作用下, 桩的侧向相对变形将会减小, 作用在桩周岩石上的法向应力随之减小, 势必导致切向应力亦即桩侧摩阻力的下降。

参考文献:

- [1] PELLIS P J N, ROWE R K, TURNER R M. An experimental investigation into side shear for socket piles in sandstone[C]// Proceedings of the International Conference on Structural Foundations On Rock. Sydney, 1980(1): 291 - 302.
- [2] HORVATH R G, KENNEY T C, TROW W A. Results of tests to determine shaft resistance of rock-socket drilled piers[C]// Proceedings of the International Conference on Structural Foundations on Rock. Sydney, 1980(1): 349 - 361.
- [3] KULHAWY F H, GOODMAN R E. Design of foundations on discontinuous rock[C]// Proceedings of the International Conference on Structural Foundations on Rock. Sydney, 1980(1): 209 - 220.
- [4] ROWE R K, ARMITAGE H. Theoretical solutions for axial deformation of drilled in rock[J]. Can Geotech J, 1987, 24(1): 114 - 125.
- [5] ROWE R K, ARMITAGE H. A design method for drilled piers in soft rock[J]. Can Geotech J, 1987, 24(1): 126 - 142.
- [6] DYKEMAN P, VALSANGKAR A J. Model studies of socket caissons in soft rock[J]. Can Geotech J, 1996, 33(5): 747 - 759.
- [7] O'NEILL M W, HASSAN K H. Drilled shafts: effects of construction on performance and design criteria[C]// Proceedings of the International Conference on Design and Construction of Deep Foundations U S Federal Highway Administration, 1994, 1: 137 - 187.
- [8] CARRUBBA P. Skin friction of large-diameter piles socket into rock[J]. Can Geotech J, 1997, 34(2): 230 - 240.
- [9] SERRANO A, OLALLAB C. Shaft resistance of a pile embedded in rock[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2004, 41(1): 21 - 35
- [10] HOEK E, CARRANZA-TORRES C, CORKUM B. Hoek-Brown failure criterion—2002 edition[C]// Proceedings of the North American Rock Mechanics Society, Toronto. 2002: 267 - 273.
- [11] 雷孝章, 何思明. 嵌岩桩极限侧阻力研究[J]. 四川大学学报(工程科学版). 2005, 37(4): 7 - 10 (LEI Xiao-zhang, HE Si-ming. Study on ultimate resistance of rock-socket pile[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2005, 37(4): 7 - 10 (in Chinese))
- [12] American Association of State Highway and Transportation Officials(AASHTO). Standard specifications for highway bridges[M]. Washington D C: American Association of State Highway and Transport Officials, 1989.

- [13] KULHAWY F H, PHOON K K. Drilled shaft side resistance in clay soil to rock[C]// Proceedings Conference on Design and Performance of Deep Foundation: Piles and Piers in soil and Soft Rock. Geotechnical Special Publication, 1993, **38**: 172 - 183.
- [14] WILLIAMS A F, PELLIS P J N. Side resistance of rock sockets in sand stone, mudstone and shale [J]. Can Geotech J, 1981, **18**(4): 502 - 513.
- [15] PELLIS P J N, TURNER R M. Elastic solutions for the design and analysis of rock-socketed piles[J]. Can Geotech J, 1979, **16**(3): 481 - 486.