

坡顶局部荷载下边坡的二维和三维稳定分析 (I) ——强度折减的有限元法

杨雪强¹, 凌平平², 杨 锐¹, 陈桂林³

(1 广东工业大学 建设学院, 广东 广州 510006 2 华中科技大学 武昌分校, 湖北 武汉 430068

3 福州市城市建设发展总公司, 福建 福州 350011)

摘要: 各种在 π 平面上等效面积的 Drucker-Prager 屈服准则如 DP4、DP5 和 DP6 等模型, 都不同程度地模拟了平面应变条件下土体的破坏强度, 这就是为什么等效面积的 DP 屈服准则在二维土坡稳定分析中被推广应用的原因. 结合砂土的真三轴强度破坏实验结果, 从量化角度论证了 DP4 模型求出的土坡安全系数会保守一些, 而 DP5 模型求出的土坡安全系数更真实一些, 更好地发挥材料的承载潜力, 是评价二维与三维边坡稳定较理想的弹塑性模型. 结合 DP5 模型, 探讨了矩形均布荷载不同的长宽比值对边坡二维与三维稳定的影响, 指出荷载长宽比值小于 4 对边坡的安全系数有较显著的提升, 并进一步指出剪胀角对长宽比小于 2 的边坡稳定也有较显著的影响.

关键词: 屈服准则; 强度折减有限元法; 二维稳定; 三维稳定; 安全系数

中图分类号: O32

文献标识码: A

文章编号: 1007-7162(2008)04-0086-08

目前应用于边坡稳定分析方法主要有极限分析法、极限平衡法和有限元法. 极限分析法在这篇论文的姊妹篇中将给予论述, 这里不再重复. 传统的极限平衡方法对条间力做了种种不同的假定, 不考虑土体内部的应力与应变关系, 因此极限平衡方法得不出滑体内部的应力与变形情况, 求出边坡的安全系数较小一些. 有限元法克服了极限平衡方法的不足, 不仅满足力的平衡条件, 而且还考虑了土体的应力与应变关系和支挡结构的作用, 能够求出边坡在荷载作用下的应力与应变分布, 模拟出边坡的实际滑动破裂面.

在土坡稳定分析中, 土坡在外荷载和土重作用下失稳破坏时, 塑性区会贯穿整个土坡而形成一个滑裂带, 滑动土体将沿滑裂带滑动. 滑裂带以上土体为机动土体, 其有限元结果不会收敛, 有限元强度折减系数法正是基于这一点提出的.

对摩尔-库仑材料, 有限元强度折减系数表示为

$$\tau' = \frac{\tau}{F_s} = \frac{c}{F_s} + \sigma \frac{\tan \phi}{F_s} = c_e + \sigma \tan \phi_e \quad (1)$$

从而得到一组新的土体强度参数值, 然后将新的参数值输入, 再进行试算. 当计算正好收敛时, 也即 F_s 稍增大一些计算就不收敛时, 对应的 F_s 称为坡体的最小稳定安全系数. 通过不断降低土体抗剪强度参数至到土坡达到极限破坏状态为止, 在求出坡体最小稳定

安全系数的同时, 程序自动根据弹塑性有限元计算结果得出滑动破裂面. 已有的研究结果证明有限元强度折减法是一种强有力的分析边坡稳定性的工具^[1-3].

在边坡稳定分析领域, 二维稳定分析方法仍是主要手段. 但是自然界的滑坡现象具有显著的三维效应, 工程设计中的一些情况应该使用三维稳定分析方法为宜, 如洞口开挖边坡、坡顶有局部超载或者有建筑荷载、边界有约束的坝体稳定和废弃物的稳定等等. 三维稳定分析得出的安全系数通常要大于二维稳定分析得出的安全系数^[4-5], 三维稳定分析可以更加真实地反映边坡的稳定状况. 目前采用强度折减法分析边坡的稳定性大多是基于平面应变条件下的二维有限元模型, 而对三维问题研究得不够充分^[1-5-7]. 本文在坡顶有均布矩形超载下通过对土坡的二维和三维稳定问题进行研究, 结合常用的 ANSYS 和 FLAC 等大型计算机软件, 针对在本构模型的选取上提出新的合理模型, 从而进一步发挥了边坡土体的承载潜力.

1 屈服破坏准则及其参数选用

1.1 DP1 模型

土体的 Mohr-Coulomb (简称 M-C) 屈服准则表达^[8]为

$$\sqrt{J_2} = \frac{\sin \phi}{\sqrt{3}(\sqrt{3}\cos \theta_0 + \sin \theta_0 \sin \phi)} I_1 + \frac{\sqrt{3}c\cos \phi}{\sqrt{3}\cos \theta_0 + \sin \theta_0 \sin \phi} \quad (2)$$

式中 I_1 、 J_2 分别为应力张量的第 1 不变量和应力偏张量的第 2 不变量, θ_0 为应力状态对应的洛德角。将 $\theta_0 = -30^\circ$ 代入式 (2) 即可求出 DP1 模型, 表达为

$$\sqrt{J_2} = \frac{2\sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} I_1 + \frac{6c\cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (3)$$

在评价土坡的稳定性时, DP1 模型给出了较大的安全系数, 是偏于不安全的。

1.2 DP2模型

采用与 M-C 屈服准则内角点外接圆形的 Drucker-Prager (简称 D-P) 屈服准则, 将 $\theta_0 = 30^\circ$ 代入式 (2) 即可求出 DP2 模型

$$\sqrt{J_2} = \frac{2\sin \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)} I_1 + \frac{6c\cos \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)} \quad (4)$$

在三轴伸长状态 ($\theta_0 = 30^\circ$) 下, 岩土发挥出较小的抗剪强度, 因此 DP2 模型给出了土坡较小的安全系数, 是偏于安全的。

1.3 DP3模型

采用与 M-C 屈服准则内切圆形的 D-P 屈服准则, 将式 (2) 对 θ_0 求导并令其等于零, 于是求出 $\tan \theta_0 = \sin \phi / \sqrt{3}$ 再将 θ_0 代入式 (2) 即可得出的 DP3 模型为

$$\sqrt{J_2} = \frac{\sin \phi}{\sqrt{3}\sqrt{3 + \sin^2 \phi}} I_1 + \frac{3c\cos \phi}{\sqrt{3}\sqrt{3 + \sin^2 \phi}} \quad (5)$$

在该洛德角下, 岩土体将发挥出其最小的抗剪强度, 因此 DP3 模型给出了土坡最小的安全系数, 是明显偏于安全的。

1.4 DP4模型

在 π 平面上采用与 M-C 屈服准则等效面积的 D-P 屈服准则 (称为 DP4 模型), 表达为^[8]

$$\sqrt{J_2} = \frac{2\sqrt{3}\sin \phi}{\sqrt{2/3}p(9 - \sin^2 \phi)} I_1 + \frac{6\sqrt{3}c\cos \phi}{\sqrt{2/3}p(9 - \sin^2 \phi)} \quad (6)$$

1.5 DP5模型

对砂土, Matsuoka-Nakai (简称 M-N) 屈服准则^[9]被表达为

$$\frac{I_1 I_2}{I_3} = k_M, \quad (7)$$

式中 I_2 、 I_3 分别应力张量的第 2 和第 3 不变量, k_M 是一个材料常数。

定义 $A = \sqrt{k_M (k_M - 9) / (k_M - 3)^3}$, 式 (7) 的解

析解^[10]为

$$\sqrt{J_2} = \frac{A(k_M - 3)I_1}{2\sqrt{3}k_M} g(\theta_0), \quad (8)$$

$$g(\theta_0) = \frac{1}{\sin \left[\frac{p}{3} + \frac{1}{3} \sin^{-1} (A \sin 3\theta_0) \right]}, \quad -\frac{p}{6} \leq \theta_0 \leq \frac{p}{6} \quad (9)$$

于是角隅函数的平均值表达为

$$\bar{g}(\theta_0) = \frac{3}{p} \int_{-p/6}^{p/6} \frac{1}{\sin \left[\frac{p}{3} + \frac{1}{3} \sin^{-1} (A \sin 3\theta_0) \right]} d\theta_0. \quad (10)$$

在 p 平面上采用与 M-N 屈服准则等效面积的 D-P 屈服准则 (称为 DP5 模型), 于是有

$$\sqrt{J_2} = \frac{A(k_M - 3)I_1}{2\sqrt{3}k_M} \bar{g}(\theta_0). \quad (11)$$

对粘聚力 $c \neq 0$ 的土体, 其 DP5 模型扩展为

$$\sqrt{J_2} = \frac{A(k_M - 3)}{2\sqrt{3}k_M} \bar{g}(\theta_0) I_1 + 3c \cdot \cot \phi_c \cdot \bar{g}(\theta_0) \frac{A(k_M - 3)}{2\sqrt{3}k_M}. \quad (12)$$

因 $q = \sqrt{3}J_2$ 和 $p = I_1/3$ 于是式 (8) 进一步转化为

$$\frac{q}{p} = \frac{3}{2} A \cdot \frac{(k_M - 3)}{k_M} g(\theta_0). \quad (13)$$

在三轴压缩状态 ($\sigma_{11} > \sigma_{22} = \sigma_{33}$, $\theta_0 = -30^\circ$) 下, 土体的屈服破坏方程表达为

$$\frac{q}{p} = M_c = \frac{6\sin \phi_c}{3 - \sin \phi_c}. \quad (14)$$

式 (12) 和式 (14) 中的 ϕ_c 为在三轴压缩状态 ($\sigma_{11} > \sigma_{22} = \sigma_{33}$, $\theta_0 = -30^\circ$) 下土体的内摩擦角。

在三轴压缩状态下, 令式 (13) 和式 (14) 相等得出

$$\frac{6\sin \phi_c}{3 - \sin \phi_c} = \frac{3}{2} A \cdot \frac{(k_M - 3)}{k_M} \cdot \frac{1}{\sin \left[\frac{p}{3} - \frac{1}{3} \arcsin A \right]}. \quad (15)$$

所以, 通过常规三轴实验求出土体的内摩擦角 ϕ_c 与内聚力 c 然后由式 (15) 求出土体的 k_M 和 A 值, 进而可由式 (12) 求出土体的 DP5 模型。

1.6 DP6模型

对砂土, Lade-Duncan (简称 L-D) 屈服破坏准则^[11-12]被表达为

$$\frac{I_1^3}{I_3} = k_L, \tag{16}$$

式中 k_L 是一个材料常数.

令 $B = \sqrt{(k_L - 27) / k_L}$, 式 (16) 的解析解^[10]为

$$\sqrt{J_2} = \frac{BI_1}{2\sqrt{3}} g(\theta_0), \tag{17}$$

$$g(\theta_0) = \frac{1}{\sin\left[\frac{p}{3} + \frac{1}{3}\arcsin(B\sin 3\theta_0)\right]},$$
$$-\frac{p}{6} \leq \theta_0 \leq \frac{p}{6}. \tag{18}$$

于是角隅函数的平均值表达为

$$\bar{g}(\theta_0) = \frac{3}{p} \int_{-p/6}^{p/6} \frac{1}{\sin\left[\frac{p}{3} + \frac{1}{3}\arcsin(B\sin 3\theta_0)\right]} d\theta_0. \tag{19}$$

在 p 平面上采用与 L-D 屈服准则等效面积的 D-P 屈服准则 (称为 DP6 模型), 于是有

$$\sqrt{J_2} = \frac{BI_1}{2\sqrt{3}} \bar{g}(\theta_0). \tag{20}$$

对粘黏聚力 $c \neq 0$ 的土体, 其 DP6 模型扩展为

$$\sqrt{J_2} = \frac{B}{2\sqrt{3}} \bar{g}(\theta_0) I_1 + 3c \cdot \cot \phi_c \cdot \bar{g}(\theta_0) \frac{B}{2\sqrt{3}}. \tag{21}$$

同样式 (17) 进一步转化为

$$\frac{q}{p} = \frac{3}{2} B g(\theta_0). \tag{22}$$

于是在三轴压缩状态 ($\sigma_{11} > \sigma_{22} = \sigma_{33}$, $\theta_0 = -30^\circ$) 下有

$$\frac{6\sin\phi_c}{3 - \sin\phi_c} = \frac{3}{2} B \cdot \frac{1}{\sin\left[\frac{p}{3} - \frac{1}{3}\arcsin B\right]}. \tag{23}$$

所以, 通过常规三轴实验求出土体的内摩擦角 ϕ_c 与内聚力 c , 然后由式 (23) 求出土体的 B 值, 进而可由式 (21) 求出土体的 DP6 模型.

2 对 DP4、DP5 和 DP6 等屈服准则的评述

2.1 边坡的二维平面应变问题

在不同的内摩擦角下, 对 DP4 令式 (6) 与式 (2) 相等, 对 DP5 令式 (9) 与式 (10) 相等, 对 DP6 令式 (18) 与式 (19) 相等, 分别求出各等效面积的 D-P 准则对应的洛德角 θ_0 , 计算结果如表 1 所列.

表 1 各种等效面积的 D-P 准则对应的洛德角 (θ_0) ($^\circ$)

ϕ_c	DP4	DP5	DP6
10	-13.0	-6.8	-7.5
20	-10.5	-5.5	-5.9
30	-7.2	-6.0	-5.6
40	-9.0	-6.8	-6.0
50	-8.8	-7.6	-6.8

Monterey No. 0 密砂 ($e = 0.57$, $\phi_c = 49.18^\circ$) 的真三轴破坏实验结果表明^[12], 其平面应变状态 $\varepsilon_{22} = 0$ 对应的 $\theta_0 = -10.47^\circ$; 而 Monterey No. 0 松砂 ($e = 0.78$, $\phi_c = 38.68^\circ$) 的 $\varepsilon_{22} = 0$ 对应的 $\theta_0 = -6.59^\circ$ ^[12]. 重塑 Gmundite 黏土 ($\phi_c = 28.2^\circ$)^[13] 和重塑 Edgar 高岭土 ($\phi_c = 30.0^\circ$)^[14] 的真三轴强度破坏实验结果均表明, 其 $\varepsilon_{22} = 0$ 对应的 $\theta_0 = -4^\circ$. 可推知土体的内摩擦角越小, 其 $\varepsilon_{22} = 0$ 对应的洛德角在其负值区域越接近于 $\theta_0 = 0^\circ$.

表 1 中洛德角 θ_0 的大小反映了各种等效面积的 DP 屈服准则所对应的应力状态, 理论算出的洛德角 θ_0 较接近于平面应变破坏状态下实验测试出的洛德角. 表 1 表明 DP4、DP5 和 DP6 等模型都不同程度地模拟了平面应变条件下土体的破坏强度, 这就是为什么等效面积的 DP4 屈服准则在土坡稳定分析中被推广应用的原因. 相对而言, 计算表明 DP5 和 DP6 模型更接近平面应变破坏状态.

M-C 强度屈服准则在三维主应力空间中是一个不规则的六棱锥体, 在 p 平面上的投影是一个不规则的六边形, 它能给出岩土类材料相对准确的破坏强度预测. M-C 屈服准则没有考虑中间主应力 σ_{22} 对材料强度的贡献, 相对而言是一个保守的强度屈服准则.

M-N 和 L-D 屈服准则在三维主应力空间中均满足外凸连续光滑的条件, 且能正确描述中间主应力 σ_{22} 对岩土类材料的区间强度效应, 因而在国内外岩土工程的理论与实践中被广泛地应用. 在三轴压缩状态和三轴伸长状态下, M-N 屈服准则和 M-C 屈服准则给出的破坏强度预测值相重合, 并且始终能满足 $\phi_e = \phi_c$. 在三轴压缩状态下, L-D 屈服准则和 M-C 屈服准则给出的破坏强度值相吻合; 但其在三轴伸长状态下, L-D 屈服准则预测出的摩擦角 ϕ_e 大于其在三轴压缩状态下预测出的摩擦角 ϕ_c . M-C、M-N 和 L-D 屈服准则在 p 平面上的投影如图 1 所示.

对 M-N 和 L-D 屈服准则, 意为着在 p 平面上岩土类材料的内摩擦角随着其洛德角的变化而变化.

在平面应变状态下能给出土体较大的内摩擦角预测. 许多平面应变状态下岩土类材料的实验资料也支持这一观点, 其对应的内摩擦角比其三轴压缩状态下的 ϕ_c 值大 10% 左右^[8 15-16].

基于上述论证可推论出, 在平面应变状态下, 基于

匹配 M-C 屈服准则的 DP4 模型, 求出的土坡安全系数会小一些保守一些; 相对而言, 基于匹配 M-N 屈服准则的 DP5 和匹配 L-D 屈服准则的 DP6 模型, 求出的土坡安全系数会更真实一些, 能更好地发挥土体的承载潜力.

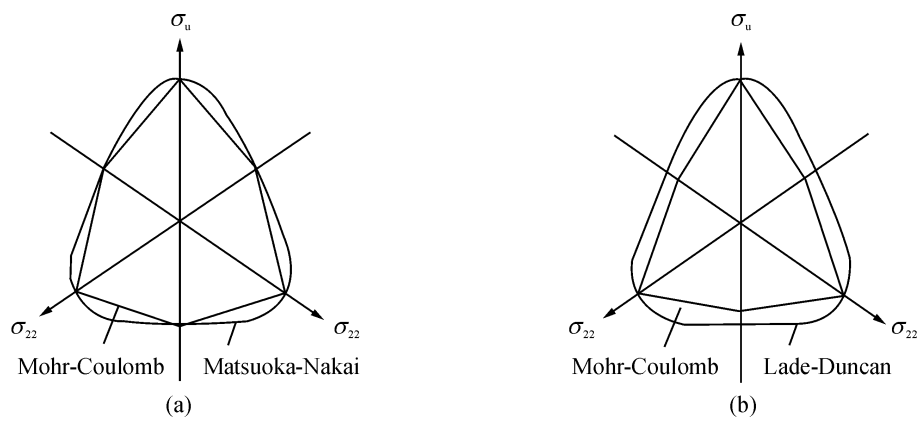


图 1 Matsuoka-Nakai 和 Lade-Duncan 两屈服准则在 p 平面上的投影

2.2 边坡的三维问题

坡顶面存在有局部均布矩形超载情况, 设超载的宽度为 B , 超载沿坡面走向的长度为.

1) 当 $L/B \geq 4$ 时

据圣维南原理, 该情况的土坡可看成是一个近似的平面应变条件下的稳定问题, 可选用 DP4、DP5 和 DP6 等模型来计算土坡的安全系数值.

2) 当 $L/B < 4$ 时

该情况下边坡三维稳定不再属于平面应变条件下土坡稳定问题, 由于存在欲破裂面的端部效应, 边坡稳定分析从平面应变条件受力分析逐步向三维受力状态转化. 类似于地基的承载力问题, 这时坡顶局部超载下的欲滑动土体存在 3 个区域, 即三轴压缩区域、过渡区域和三轴伸长区域. 所以综合在一起考虑, 采用等效面积的 DP4、DP5 和 DP6 等模型可能会给出土坡较为合理的安全系数预测.

Zhang Xing 用三维极限平衡法算出边坡的安全系数是 2.122, 郑颖人院士^[11]采用 DP4 模型用有限元强度折减法算出的安全系数是 2.217, 两者相差 5%; 黄正荣等采用 DP4 模型研究边坡的三维稳定也得出了较为合理的安全系数值^[7]. 这些算例均表明采用等效面积的 DP 系列模型可用于边坡的三维问题研究. 本文在第 5 部分也进一步阐述该问题.

3 流动法则的选用

在 ANSYS 和 FLAC 软件分析中, 对于 D-P 和 M-

C 屈服准则, 需要输入材料的 3 个重要参数 c 、 ϕ 和 ψ , 其中 ψ 是材料的剪胀角. 对 D-P 屈服准则, 本文选用不同剪胀角的塑性势, 以探讨不同的剪胀角对土坡稳定安全系数的影响.

4 有限元计算中边坡破坏的判据

在强度折减的弹塑性有限元边坡稳定分析中, 可采用特征部位位移的突变性、数值计算中荷载的不收敛性和塑性区域的贯通性等综合分析来研究土坡的失稳机制, 估算土坡的稳定安全系数.

5 算例

采用的计算条件为某均质天然边坡, 边坡高度 $H = 6\text{ m}$, 坡度比为 $\tan \beta = 1:1$, 其相关材料参数如表 2 所示, 坡顶均布矩形超载 $q = 100\text{ kPa}$, 超载的宽度 $B = 2\text{ m}$, 超载边缘离坡顶边缘的水平距离 $b = 1\text{ m}$. 求均布超载不同的长宽比 $L/B = 1, 2, 4, 6, 8, 10$ 时边坡稳定的安全系数 F_s 值^[17].

表 2 边坡材料参数

黏聚力	内摩擦角	弹性模量	泊松比	重度
/kPa	/ $^\circ$	MPa		/ $(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$
20	20	100	0.32	20

对该土体, 不同的 DP 屈服准则表达为

(1) DP1 模型: $\sqrt{J_2} = 0.148 6I_1 + 24.494 4(\text{kPa})$;

(2) DP2 模型: $\sqrt{J_2} = 0.118 2I_1 + 19.481 0(\text{kPa})$;

- (3) DP3模型: $\sqrt{J_2} = 0.111\ 9I_1 + 18.437\ 8(\text{kPa})$;
- (4) DP4模型: $\sqrt{J_2} = 0.120\ 5I_1 + 19.864\ 2(\text{kPa})$;
- (5) DP5模型: $\sqrt{J_2} = 0.133\ 4I_1 + 21.993\ 7(\text{kPa})$;
- (6) DP6模型: $\sqrt{J_2} = 0.138\ 6I_1 + 22.851\ 0(\text{kPa})$.

5 1 有限元网格划分

取坡脚到左端边界的距离为坡高的 1.5 倍, 坡顶边缘到右端边界的距离为坡高的 2.5 倍, 且上下边界的距离取 2.0 倍坡高. 另外为了消除荷载对边坡走向 z 边界的影响, 取 z 方向的长度为荷载长度 L 的 4 倍. 其边界约束的条件为: 坡体底边界为固定约束, 周围边界为水平约束, 其它边界为自由约束. 对于土体, 有限元采用三维结构实体单元 Solid 45 进行网格划分, 其中 Solid 45 单元有 8 个节点, 每个节

点有 3 个沿着 x 、 y 与 z 方向平移的自由度. 本文将模型划分得比较精细, 以保证计算结果的精度, 采用美国 ANSYS 公司的大型有限元软件 ANSYS10.0 进行计算.

5 2 有限元计算结果

取土体的剪胀角 $\phi = 0^\circ$, 临近破坏时不同均布荷载长宽比条件下边坡的等效塑性应变分布图如图 2 所示, 不同的 DP 模型计算出的边坡稳定的安全系数值如表 3 所示.

对 DP4 和 DP5 两屈服破坏准则, 本文探讨不同的土体剪胀角对土坡安全系数的影响, 计算结果如表 4 所示. 其它 DP 模型的计算结果趋势与表 4 类同, 不再列出.

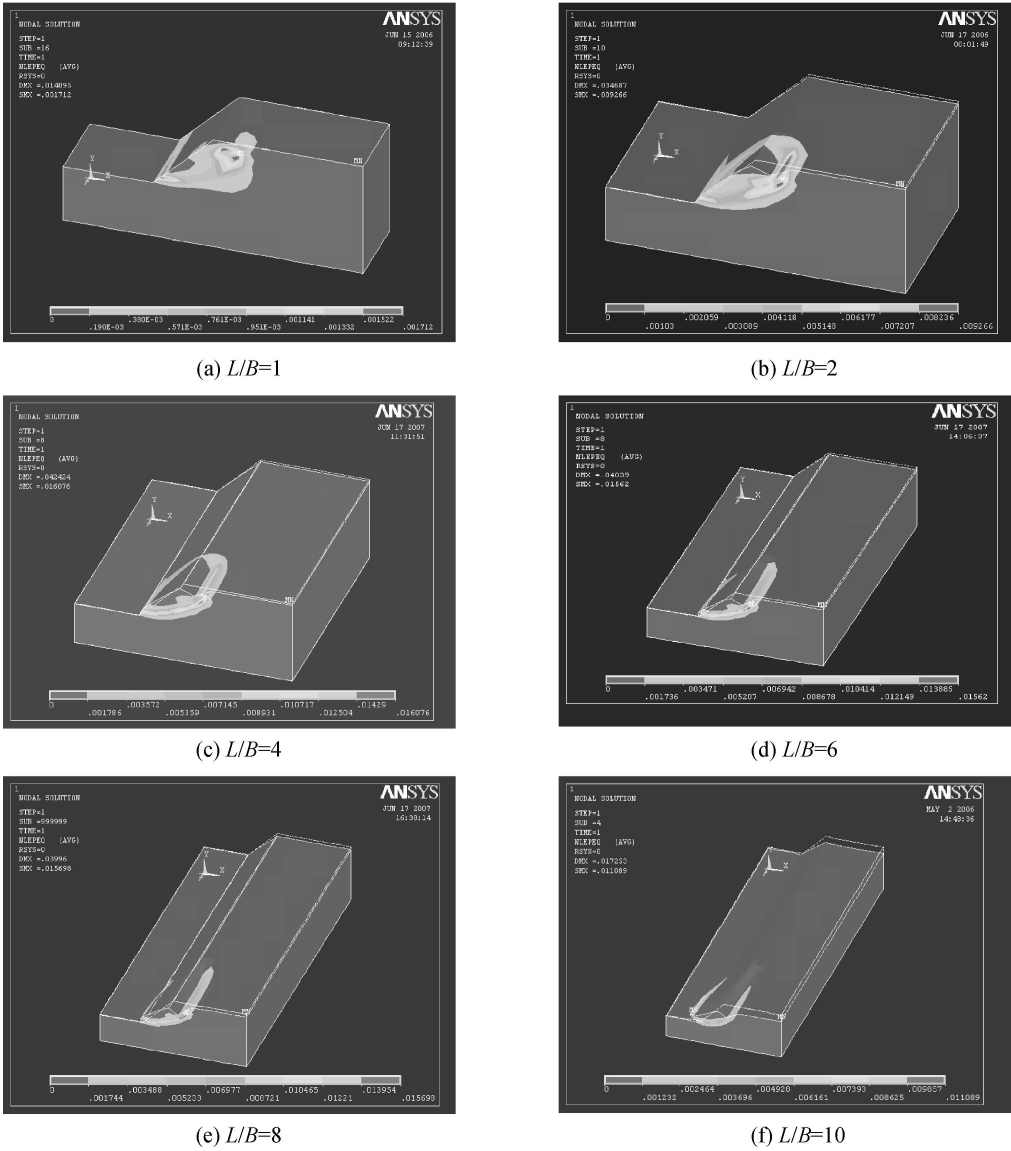


图 2 临近破坏不同长宽比荷载作用时边坡的等效塑性应变分布

表 3 各种 D-P 和 M-C 屈服准则对应的三维边坡稳定的安全系数 $F_3(\phi = 0^\circ)$

L/B	DP1	DP2	DP3	DP4	DP5	DP6	M-C	M-C
	M-C外角点	M-C内角点	M-C内切	M-C等面积	M-N等面积	L-D等面积	FLAC ^[1] 强度折	Bishop传统极
	外接 D-P	外接 D-P	D-P	匹配	匹配	匹配	减的有限元法	限平衡方法
1	1 838 2	1 464 9	1 388 2	1. 492 9	1. 650 8	1. 714 7	1. 710 0	
2	1 762 2	1 404 3	1 330 8	1. 431 2	1. 582 5	1. 643 8	1. 600 0	
4	1 623 0	1 293 4	1 225 6	1. 318 1	1. 457 5	1. 514 0	1. 410 0	
6	1 584 1	1 262 4	1 196 3	1. 286 5	1. 422 6	1. 477 7	1. 330 0	
8	1 557 9	1 267 4	1 176 5	1. 265 3	1. 399 1	1. 453 3	1. 300 0	
10	1 459 8	1 163 3	1 102 4	1. 185 6	1. 311 0	1. 361 7	1. 260 0	
∞	1 389 8	1 103 3	1 044 4	1. 128 7	1. 248 1	1. 296 4	1. 190 0	1. 144

1)表中 FLAC 的安全系数数据来自香港理工大学郑榕明副教授和香港大学区兆光助理教授对本文同一边坡稳定问题的联合研究成果

表 4 土体的剪胀角对边坡安全系数的影响

L/B	$\phi_{DP4}/(^{\circ})$				$\phi_{DP5}/(^{\circ})$			
	0	5	10	15	0	5	10	15
1	1. 492 9	1. 572 0	1. 598 1	1. 590 3	1. 650 8	1. 738 2	1. 767 0	1. 758 4
2	1. 431 2	1. 445 2	1. 455 5	1. 454 2	1. 582 5	1. 598 0	1. 609 4	1. 608 0
4	1. 318 1	1. 335 6	1. 347 9	1. 347 9	1. 457 5	1. 476 8	1. 490 3	1. 490 3
6	1. 286 5	1. 299 0	1. 322 5	1. 316 0	1. 422 6	1. 436 3	1. 462 3	1. 455 1
8	1. 265 3	1. 291 7	1. 299 0	1. 283 5	1. 399 1	1. 428 3	1. 436 3	1. 419 2
10	1. 185 6	1. 212 6	1. 218 2	1. 221 9	1. 311 0	1. 340 8	1. 347 0	1. 351 1

5.3 对有限元计算结果合理性的分析

图 2给出了不同均布荷载的长宽比作用下边坡的等效塑性应变分布图. 从图 2中可以看出破坏面从坡脚开始, 破坏面的出口出现在坡顶上, 与只有自重应力作用下边坡的破坏形态有些相似, 都呈渐进性破坏. 由于坡顶局部荷载的存在, 所以从图 2可以看出沿纵坡长度方向破裂面并未形成整体贯通, 而只是在超载作用的区域出现了局部滑动体. 另外, 坡顶滑体的产生是由坡脚的塑性流动逐步向上产生的, 所以坡脚处沿纵坡方向的塑性区长度要大于坡顶处沿纵坡方向的塑性区长度. 从图 2还可以看出, 随着超载作用长宽比的增大, 坡体变形的纵向尺寸增大, 导致边坡在竖向的沉降也逐渐增大, 同时边坡的安全系数逐步减小.

随超载作用长宽比的减小, 沿纵坡方向超载两端的破裂面对土坡稳定的贡献愈来愈大, 从而导致了土地稳定的安全系数逐步增加, 总的来讲, 表 3量化的计算结果与该定性的分析相吻合. 表 3还表明当 $L/B \leq 2$ 时, 边坡稳定的三维效应表现得更加明显, 安全系数达到最快的增加.

表 3中 FLAC法和 Bishop法对应的安全系数均是基于 M-C屈服准则求出的. 表 3表明 FLAC有限元强度折减法算出来的安全系数要比简化 Bishop

法算出的偏大一些, 主要原因是简化 Bishop法没有考虑土体的应力与应变关系, 刚化了坡体结构, 从而导致计算的安全系数偏低. 由图 1可见, 由于 M-C屈服准则没有考虑中主应力对土体屈服破坏的影响, 所以表 3中简化 Bishop法和 FLAC法给出的安全系数均偏于保守, Griffiths^[18]也论述了这一点. 但无论如何, 简化 Bishop法和 FLAC法的计算结果提供了一个合理基准, 用于评判本文其他方法计算结果的合理性.

从表 3还可看出, 对 $L/B = \infty$ 的平面应变二维问题, DP2、DP3与 DP4求出边坡的安全系数均非常接近于传统极限平衡 Bishop方法求出的 1. 144安全系数值. 正如前面所述, DP2、DP3与 DP4等模型求出的边坡安全系数均偏保守; 相对而言, DP5和 DP6模型更接近平面应变破坏状态, 求出的土坡安全系数会真实一些, 能更好地发挥材料的承载潜力. 依据表 3, DP5和 DP6模型求出边坡的安全系数分别为 1. 248 1和 1. 296 4, 稍高于 FLAC法的 1. 190 0. 从这一角度看, DP5和 DP6模型求出边坡的安全系数是合理的.

表 3表明, DP4模型计算的安全系数普遍比 FLAC给出的安全系数要小一些, 这从数值计算角度也进一步证明了用 DP4模型计算边坡的安全系数更偏于保守, 与 2. 1中的结论相一致. 从表 3进一步看出, DP5和 DP6的计算结果较接近于 FLAC的计算结果, 其中与 DP5的计算结果匹配得最好. 所以对于 ANSYS软件综合地讲, 选用 M-N等效面积匹配的 DP5模型会给出边坡二维和三维问题的安全系数一个合理的评定, 比 DP4模型前进了一步.

表 4计算结果表明, 对开放性系统, 当 $L/B > 2$ 时, 土体不同的剪胀角对边坡稳定的安全系数影响较小, 安全系数间的差值通常不超过 0. 04, 但对当

$L/B \leq 2$ 时, 由于破裂体两端存在着较大的夹制作用, 不同的剪胀角对边坡稳定的安全系数影响较大, 安全系数间的差值最大已超过 0.1. 对高边坡问题, 随着荷载 L/B 的减小, 荷载两端欲破裂面的夹制作用会更加明显, 预计这时土体剪胀角对边坡安全系数的影响会进一步加剧, 对这类问题有待深入的研究.

6 结论

1) 本文论述了各种等效面积 DP 屈服准则的应用基础, 基于实验结果指出 DP4、DP5 和 DP6 等模型都不同程度地模拟了平面应变条件下土体的破坏强度, 这就是为什么等效面积的 DP4 屈服准则在土坡稳定分析中被推广应用的原因. 平面应变的真三轴强度破坏实验结果和本文土坡有限元数值计算结果均证明了由 DP4 模型求出的土坡安全系数相对会小一些也保守一些, 而由 DP5 和 DP6 模型求出的土坡安全系数会更真实一些, 能更好地发挥材料的承载潜力.

2) 从表 3 看出, DP5 模型的计算结果与 FLAC 法较为真实的计算结果很接近. 所以对于 ANSYS 软件分析边坡的三维问题, 选用 DP5 模型优于 DP4 模型, 能给出边坡三维稳定的安全系数一个较为合理的评定.

3) 从表 3 看出, 随着坡顶超载长宽比的减小, 沿纵坡荷载两端的破裂面对土坡稳定的贡献愈来愈大, 从而导致边坡稳定的安全系数逐步增加. 特别当坡顶均布超载的 $L/B \leq 4$ 时, 基于二维有限单元法算出的边坡的安全系数过于保守, 应采用强度折减的三维有限单元法对边坡的安全系数进行合理的评价.

4) 从表 4 看出, 对开放系统的边坡稳定分析, 当 $L/B > 2$ 时剪胀角对边坡安全系数的影响较小, 可忽略不计; 但当均布超载的 $L/B \leq 2$ 时, 由于存在着破裂体两端较大的夹制作用, 不同的剪胀角对边坡稳定的安全系数影响较大, 剪胀角引起安全系数间的最大差值已超过 0.1. 总的为简单且保守起见, 可取剪胀角等于零进行边坡的稳定分析计算.

5) 评价边坡稳定的强度折减有限元法是基于弹塑性模型建立起来的, 该法适用于边坡土体为延性的材料; 当土体的峰值强度和残余强度相差较大时, 用强度折减的有限元法评价边坡稳定应慎重, 这时土体的弹塑性模型应侧重其残余强度建立起来, 这样才能对边坡的中长期稳定进行合理的评价.

参考文献:

- [1] 郑颖人, 赵尚毅, 宋雅坤. 有限元强度折减法研究进展 [J]. 后勤工程学院学报, 2005, 33(3): 1-6
- [2] Griffiths D V, Lane P A. Slope stability analysis by finite element [J]. Geotechnique, 1999, 49(3): 387-403
- [3] 郑宏, 李春光, 李焯芬. 求解安全系数的有限元法 [J]. 岩土工程学报, 2002, 24(5): 323-328
- [4] Duncan J M. State of the art Limit equilibrium and finite element analysis of slopes [J]. Journal of Geotechnical Engineering ASCE, 1996, 122(7): 577-689
- [5] Griffiths D V, Marquez R M. Three-dimensional slope stability analysis by elastoplastic finite elements [J]. Geotechnique, 2007, 57(6): 537-546
- [6] 韦立德, 杨春和, 高长胜. 基于三维强度折减有限元的抗滑桩优化探讨 [J]. 岩土工程学报, 2005, 27(11): 1350-1352
- [7] 黄正荣, 梁精华. 有限元强度折减法在边坡三维稳定分析中的应用 [J]. 工业建筑, 2006, 36(6): 59-64
- [8] 郑颖人, 沈珠江, 龚晓南. 岩土塑性力学原理 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002
- [9] Matsuka H. On the significance of the "spatial mobilized plane" [J]. Soils and Foundations, 1976, 16(1): 91-100
- [10] 杨雪强, 朱志政, 何世秀, 等. 对 Lade-Duncan, Matsukara-Nakai 和 Ottsen 等破坏准则的认识 [J]. 岩土工程学报, 2006, 28(3): 337-342
- [11] Lade P V, Duncan J M. Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil [J]. J Geotech Eng ASCE, 1975, 101(10): 1037-1053
- [12] Lade P V, Duncan J M. Cubical triaxial tests on cohesionless soil [J]. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division ASCE, 1973, 99(10): 793-812
- [13] Lade P V, Duncan J M. Three-dimensional behavior of remolded clay [J]. J Geotech Eng ASCE, 1978, 104(2): 193-209
- [14] Lade P V. Single-hardening model with application to NC clay [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1990, 116(3): 395-414
- [15] Van Eekelen H A M. Isotropic yield surfaces in three dimensions for use in soil mechanics [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1980(4): 89-101
- [16] 杨雪强, 宫全美, 李彰明. 对三种强度破坏准则的物理解释 [J]. 广东工业大学学报, 2007, 24(3): 76-83
- [17] 凌平平. 强度折减有限元法对均质土坡二维与三维稳定性分析 [D]. 武汉: 湖北工业大学, 2007
- [18] Griffiths D V. Failure criteria interpretation based on Mohr-Coulomb friction [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1990, 116(6): 986-999

Two and Three-dimensional Stability Analyses of Slopes
with Local Load on Top Surface(I)
——Using Strength Reduction Finite Element Method

Yang Xue-qiang¹, Ling Ping-ping², Yang Ru¹, Chen Gui-lin³

(1. Faculty of Construction, Guangdong University of Technology, Guangzhou 510006, China; 2 Wuchang Institute, Huazhong University of Science and Technology, Wuhan 430068, China; 3 Fuzhou General Development Company of City Construction, Fuzhou 350011, China)

Abstract Different equivalent area Drucker-Prager yield criteria on π -plane, such as DP4, DP5 and DP6 yield criteria, can give an approximate estimation of soil failure strength under plane strain condition, which is why the equivalent area DP yield criteria are widely used for two-dimensional slope stability analyses. Combining true triaxial strength failure tests of sand, it demonstrates from quantitative point that the DP4 yield criterion is conservative for safety factor prediction of slope stability, whereas the DP5 yield criterion, which exerts soil shear strength more effectively, will give a better safety factor prediction for slope two- and three-dimensional stability analyses. With DP5 model, slope stability with different ratios of length to width of uniform rectangle pressure acted on top surface is studied systematically. It points out that the ratio of length to width being less than 4 will increase slope safety obviously, and that soil dilatancy angle also has effective influence on slope stability with the ratio of length to width less than 2.

Key words yield criterion; strength reduction finite element method; two-dimensional stability; three-dimensional stability; safety factor

(上接第 85页)

A Study of the Relationship Between Coverage and
Capacity in 3G Network Planning

Li Ming¹, Liu Hailin²

(1. Faculty of Information Engineering, Guangdong University of Technology, Guangzhou 510006, China;
2. Faculty of Applied Mathematics, Guangdong University of Technology, Guangzhou 510006, China)

Abstract In 3G wireless network planning, priority must be given to the coverage and capacity. It discusses the relationship between capacity and coverage beginning with the reverse link budget and propagation model, and gives each kind of simulation results based on WCDMA system with area load and service demand taken into consideration, which provides reference for wireless network planning.

Key words 3rd Generation(3G); propagation model; area load