

# 软土边壁(坡)流鼓破坏模式研究

曾宪明

(总参工程兵科研三所 洛阳 471023)

林润德

(同济大学结构理论所 上海 200092)

**摘要** 依据相似模型原理及所建立的相似法则,对软土边壁(坡)破坏模式进行了实验研究。试验研究证实,刚体转动假设不适用于软土边壁(坡)稳定性分析;软土边壁(坡)不取圆弧破坏模式,而是取流鼓破坏模式。模型实验结果与现场试验及理论分析计算结果规律基本一致,数据较为吻合。

**关键词** 软土边坡,破坏模式,相似模型

**分类号** TU411

## 1 相似法则的建立

### 1.1 现象的物理解释

软土边壁(坡)在临空面出现后,在重力或附加荷载等作用下,即产生变形以至破坏。土壤变形与土壤颗粒间的惯性力、摩擦力、粘着力和土壤的重力、弹性力、粘性力、应力及外力等有关。此外,摩擦力、粘着力、弹性力及粘性力要受到土壤的变形、变形速度及土壤失水而使土壤相对变硬等因素的影响,还有湿度、温度等许多参数对土壤的影响等,情形较为复杂<sup>[1~3]</sup>。

### 1.2 支配现象的物理法则

$$\left. \begin{aligned} \text{惯性力: } F_i &= \rho l^2 v^2 \\ \text{重力: } F_g &= \rho g l^3 \\ \text{粘着力: } F_c &= c l^2 \\ \text{内摩擦力: } F_f &= N \mu \\ \text{外力: } F & \\ \text{弹性力: } F_e &= l^2 E \varepsilon \\ \text{变形速率: } \dot{\varepsilon} &= \frac{\varepsilon}{t} \\ \text{粘性力: } F_v &= \eta l v \\ \text{应力: } F_s &= \sigma l^2 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中:  $\rho$  为土壤的密度;  $c$  为土壤的粘着强度;  $\mu$  为土壤的内摩擦系数,  $\mu = \tan \varphi$ ,  $\varphi$  为土壤的内摩擦角,假定它是与土壤变硬程度、变形及变形速度无关的常数;  $l$  为长度;  $v$  为速度;  $N$  为压力;  $g$  为重力加速度;  $E$  为土壤的弹性系数;  $\varepsilon$  为土壤的应变;  $\sigma$  为应力;  $\eta$

为粘性系数。

多数情况下,软土的弹性变形范围很小;在变形缓慢的情况下,惯性力及变形速度的影响也很小,所以这几种因素都可以忽略。研究表明,一般土壤既有粘着性,又有内摩擦性,但是求出同时满足这两种性质的相似法则是不可可能的。鉴于软土的内摩擦性一般不强,也予以忽略,于是支配现象的物理法则式(1)可表示为

$$\left. \begin{aligned} F_g &= \rho g l^3 \\ F_c &= c l^2 \\ F & \\ F_v &= \eta l v \\ F_s &= \sigma l^2 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

软土的应力和应变的关系是非线性的,因而使模型材料的应力与原型相似很困难。但是,如果制作模型的材料与原型相同(即复制模型),使应力的相似比为

$$\sigma^* = \frac{\sigma}{\sigma'} = 1.0$$

即可解决此问题。于是式(2)可表示为

$$\left. \begin{aligned} F_g &= \rho g l^3 \\ F_c &= c l^2 \\ F & \\ F_v &= \eta l v \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

### 1.3 相似法则

$$\pi_1 = \frac{F}{F_c} \rightarrow \frac{F}{c l^2} \quad (4)$$

1997年12月11日收到初稿,1998年6月11日收到修改稿。

作者 曾宪明 简介:男,48岁,博士,1975年毕业于原军委工程兵训练队防护工程专业,现任副总工程师,主要从事岩土工程、防护工程等方面的研究工作。

相同材料  $\rightarrow \rho = \rho'$

$$\eta = \eta' \quad v = \frac{l}{t}$$

$$\pi_2 = \frac{F_g}{F_v} \rightarrow \frac{\rho g l^3}{\eta l v} \rightarrow \frac{l^2}{v} \rightarrow \frac{l^2 t}{l} \rightarrow l t \rightarrow \frac{l}{l'} = \frac{t'}{t}$$

$g = g' \leftarrow$  同一重力场

相同材料  $\rightarrow c = c'$

$$\rho = \rho'$$

$$\pi_3 = \frac{F_g}{F_c} \rightarrow \frac{\rho g l^3}{c l^2} \rightarrow l \rightarrow \frac{l}{l'}$$

$g = g' \leftarrow$  同一重力场

(5)

实验着重观测研究软土边壁(坡)在重力作用下的破坏形态和破坏机理, 因此相似法则为

$$\left. \begin{aligned} \frac{l}{l'} &= \frac{t'}{t} \\ \frac{l}{l'} &= 1 \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式(6)是不相容的。欲使式(6)的第二式成立, 则必有  $t^* = \frac{t}{l} = 1$ , 不能进行模型实验。但根据经验, 当软土含水量较高, 流动性较大时, 重力  $F_g$  和粘性力  $F_v$  起支配作用, 而粘着力  $F_c$  是次要的, 故放宽后的相似法则为

$$\frac{l}{l'} = \frac{t'}{t} \quad (7)$$

式(7)表明, 相似模型的长度与变形的时间成反比。该相似法则在所设计的相似模型试验中得到了验证, 本文从略。

## 2 软土边壁变形破坏形态

### 2.1 地面变形形态

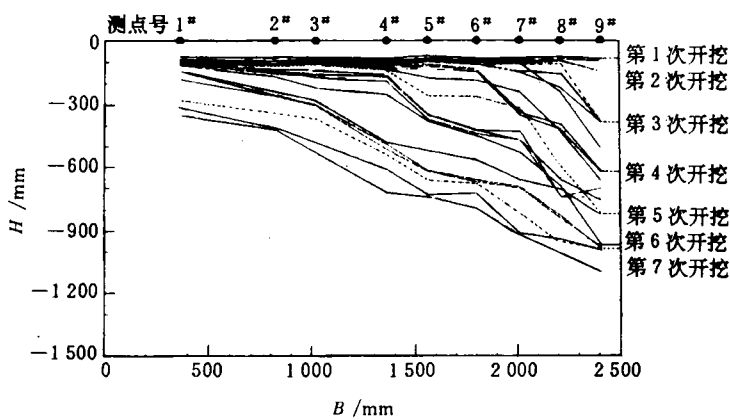
在 1# 软土相似模型的地表分别布置了 9 个垂直位移测点(机测)和 3 个水平位移测点(电测); 在 3# 软土相似模型的地表布置了 11 个垂直位移测点(其中 2 个百分表测点, 7 个位移计测点)和 7 个质点随动计测点。图 1 给出了相应的测试结果。

测试结果表明:

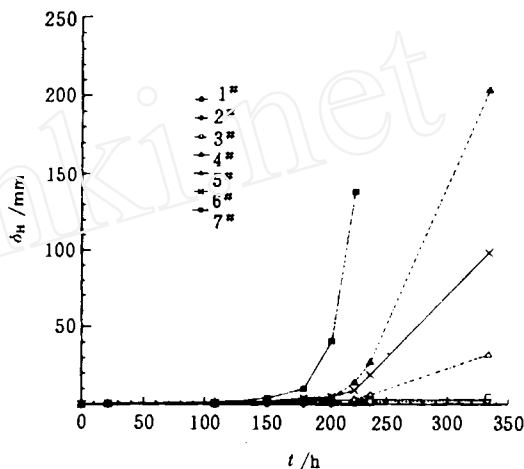
(1) 在固结过程中, 地面整体发生不均匀沉降, 最大沉降量约 90 mm;

(2) 边坡开挖后, 质点位移增大, 且愈靠近开挖面愈大, 愈远离开挖面增大幅度愈小。在离开挖面  $0.19 \beta h$  ( $\beta$  为系数,  $h$  为深度) 处仍能测到较大位移量, 但主要是由沉降引起的垂直位移。

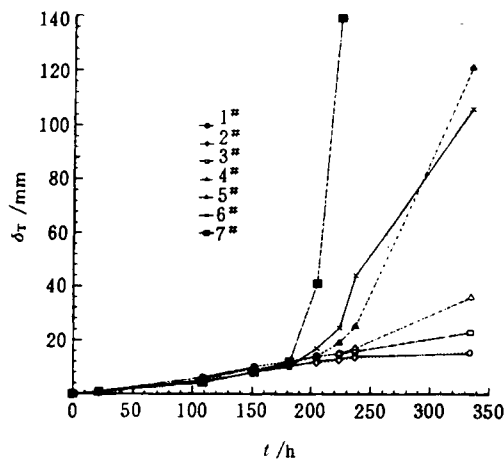
(3) 质点随动计测地表质点水平和垂直位移曲线具有以下特点: 在远离开挖面处, 水平位移较小, 垂直位移较大; 随着距开挖面距离的缩短, 水平位移和垂直位移均增大, 但前者增加幅度大于后者, 在靠近开挖面处, 水平位移达到和超过垂直位移的



(a) 1# 相似模型地面垂直位移曲线



(b) 质点随动计测地面质点水平位移曲线



(c) 质点随动计测地面质点垂直位移曲线

图 1 地面位移实测结果

Fig. 1 The measurement results of the ground displacement

量值。整个过程, 反映出水平位移在“追赶”垂直位移; 相应地, 二者的位移曲线规律由向下凹逐渐变为向上凹; 在过渡点处, 二者基本为直线, 此时地表产生裂缝, 边壁进入失稳阶段。可以认为, 此时为边

壁失稳的临界状态。

非开挖条件下地面整体不均匀沉陷的机制在于失水。天然蒸发、人工降水均可导致地面沉陷，并可能对邻近建筑物造成损害。但就边壁整体稳定而言，由失水沉陷等所产生的垂直位移尚在其次，更为重要的则是边壁水平位移。边壁地表水平位移完全是由开挖产生临空面后，地表质点随开挖深度内土体，在重力和侧压力作用下产生位移的随动现象，并与土体的流动性及粘性有关。其位移特性尤其是水平位移“追赶”垂直位移的现象从一个侧面揭示了软土边壁变形破坏特性。

### 2.2 地面质点位移速度

#### 2.2.1 平均速度

地面质点平均位移速度的测试结果见表 1。实测结果表明：

表 1 地面质点位移速度测试结果(3# 试验)

Table 1 Measurement results of ground particle displacement velocity(No. 3 test)

测点号	垂直位移/mm	水平位移/mm	合位移/mm	垂直位移率/%	水平位移率/%	垂直位移速度/mm·h <sup>-1</sup>	水平位移速度/mm·h <sup>-1</sup>	合速度/mm·h <sup>-1</sup>
1	13.3	2.9	13.6	8.7	1.9	0.061	0.013	0.063
2	13.4	1.6	13.4	8.9	1.1	0.062	0.007	0.062
3	14.3	2.1	14.5	9.5	1.4	0.065	0.010	0.067
4	16.7	6.0	17.7	11.1	4.0	0.077	0.028	0.082
5	24.0	26.5	35.8	16.0	17.7	0.111	0.122	0.165
6	33.4	18.5	38.2	22.2	12.3	0.154	0.085	0.176
7**	137.5	143.0	198.4	91.7	95.3	0.634	0.659	0.914

\* 垂直(水平)位移率为相应位移量与壁高之比; \*\* 7# 测点因土体产生滑塌而超量程。

(1) 质点垂直位移速度，1#~3# 测点量值较为一致，为 0.061~0.065 mm/h；对应的水平位移较小，为 0.013~0.007 mm/h。此后质点位移速度增加，而水平位移速度增加得更快些，垂直和水平位移速度分别达到 0.077~0.634 mm/h 和 0.028~0.659 mm/h；合位移速度为 0.062~0.914 mm/h。

(2) 垂直位移率在 1#~3# 测点为 8.7%~9.5%；自 4# 测点开始，急剧增加，达到 11.1%~91.7% (此时边壁已进入破坏阶段)。水平位移率在 1#~3# 点处较小，为 1.1%~1.9%；4# 点以后达到 4.0%~95.3%，其特点与质点垂直位移速度基本一致。

质点平均位移速度，粗略反映了地面质点在边壁临空面出现后的运动快慢程度。实验结果证实，地面质点的运动速度是处处不同的，愈靠边壁面，质点运动速度愈大，愈远离边壁面愈小。因此，地面任意两质点之间，存在着运动的速度差。质点间水平位移的速度差，是造成地面开裂的根本原因，垂

直位移的速度差则是导致地面不均匀沉陷的根本原因。在临界状态时，地面质点的平均合速度为 0.067 mm/h。但以该值作为临界速度似太粗糙。

#### 2.2.2 临界速度

根据 2.2.1 节分析知，3# 相似模型的 3# 测点基本处在临界状态。表 2 给出了该测点质点位移速度随开挖的变化情况。

由表 3 可看出，随逐次下挖，质点运动速度逐渐增大，所不同的是，质点水平位移速度的增加幅度与垂直位移的速度相仿(第一、二次开挖因变形过小，判读误差较大，略去)，大约在 1.5，即质点速度比值为常数时，同一质点垂直位移速度  $V_T$  与水平位移速度  $V_h$  比值大体也为一常数(表 4)，该常数  $\alpha$  的大小约为 10<sup>1</sup> 量级。即：

$$V_T/V_h = \alpha \quad (8)$$

由此，可用这两种方法判定无支护条件下软土边壁(坡)滑移失稳前的临界状态：

(1)  $V_T$  与  $V_h$  的速度增量比为相等常数：

表 2 质点位移速度随开挖的变化

Table 2 Variation of the particle displacement velocity with the excavation

开挖顺序/次	水平位移/mm	水平速度/mm·h <sup>-1</sup>	垂直位移/mm	垂直速度/mm·h <sup>-1</sup>	合位移/mm	合速度/mm·h <sup>-1</sup>
1	0.0	0.000 00	1.1	0.051 2	1.100	0.051 2
2	0.3	0.003 45	5.8	0.066 7	5.808	0.067 6
3	1.0	0.023 30	9.8	0.228 0	9.851	0.229 0
4	1.2	0.040 00	12.0	0.400 0	12.060	0.402 0
5	1.4	0.060 90	13.8	0.600 0	13.870	0.603 0
6	1.7	0.089 50	14.7	0.774 0	14.798	0.779 0
7	2.2	0.142 00	15.7	1.013 0	15.850	1.023 0

表 3 质点速度比值实测结果

Table 3 The measurement results of the particle velocity ratio

	$V_4/V_3$	$V_5/V_4$	$V_6/V_5$	$V_7/V_6$
水平	1.72	1.52	1.47	1.59
垂直	1.75	1.50	1.29	1.31

表 4 质点垂直位移速度与水平位移速度比值实测结果

Table 4 The measurement results of the ratio between the vertical and horizontal partial displacement velocities

开挖/次	$V_T/V_h$
3	9.8
4	10.0
5	9.9
6	8.6
7	7.1

$$\Delta V_T / \Delta V_h = 1$$

$$(2) V_T / V_h = \alpha = 10^1$$

### 2.2.3 滑移速度

3#相似模型的 7#测点离挖面最近, 仪器自动记录了在第 5 次开挖时边壁自由滑落的过程。表 5 给出了 7#测点质点速度随开挖的变化情况。

表 5 质点位移速度随开挖的变化

Table 5 Variation of particle displacement velocity with excavation

开挖次序	水平位移 /mm	水平速度 /mm·h <sup>-1</sup>	垂直位移 /mm	垂直速度 /mm·h <sup>-1</sup>	合位移 /mm	合速度 /mm·h <sup>-1</sup>
2 挖	3.8	0.088	4.5	0.104	5.890	0.136
3 挖	4.9	0.164	3.8	0.128	6.201	0.208
4 挖	32	1.391	29.0	1.261	43.186	1.877
5 挖	96	8.348	92.0	8.000	132.966	11.562

表 5 表明, 质点水平滑移速度为 8.348 mm/h, 垂直滑移速度 8.000 mm/h, 其合滑移速度 11.562 mm/h。上述滑移速度值, 仍然是 15 h 的平均值, 最终的滑移速度要更大些, 但未能记录到, 依据曲线变化趋势, 该测试结果大体能反映失稳体的滑行速度。

地面质点水平位移速度最初比垂直位移速度小一个数量级以上, 随着挖深增大, 前者以更快的速率变化, 至临界状态, 二者仍相差 7~10 倍左右; 边壁失稳时, 质点水平位移速度终于赶上并超过了垂直位移速度。据此, 可有以下边壁失稳的判定条件成立:

$$V_T > \alpha V_h \quad \text{稳定状态}$$

$$V_T < \alpha V_h \quad \text{失稳状态}$$

即

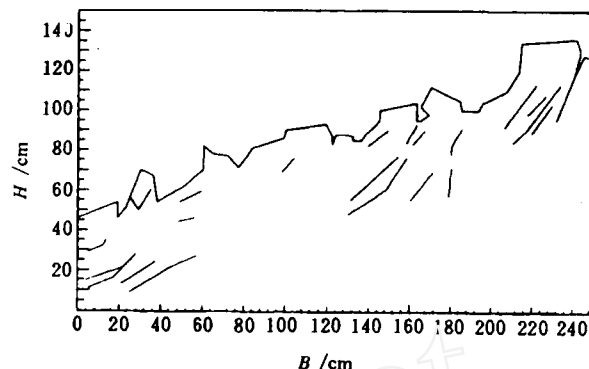
$$\frac{V_T}{V_h} = 10^n \quad \left. \begin{array}{l} n > 1 \quad \text{稳定状态} \\ n = 1 \quad \text{临界状态} \\ n < 1 \quad \text{失稳状态} \end{array} \right\} (9)$$

### 3 断面破裂迹线

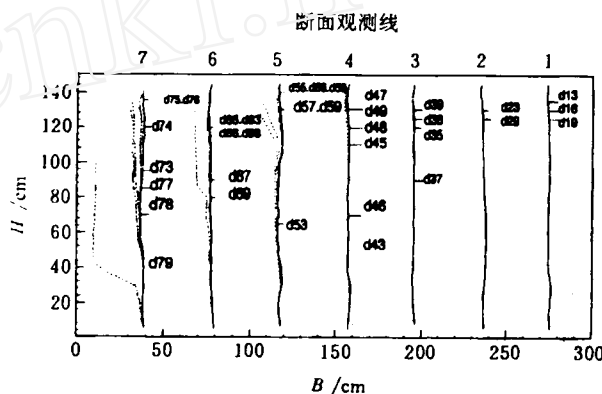
长期以来, 人们对边壁(坡)断面破坏形态的完整描述, 是基于已有滑坡的部分暴露形状, 经观测、分析和推测获得的, 完整的破坏断面形状并未直接观察到。此次大比例尺相似模型试验, 通过软土在变形过程中留在厚层透明玻璃内侧的擦痕, 以及对精确布置在玻璃两侧的彩色观测线的观测, 直观而清晰地获得了无支护条件下软土边壁断面破裂图景。图 2(a)所示为 1#相似模型的断面破裂迹线图, 图 2

(b)为 3#模型的观测线变化形状。观测结果表明:

(1) 软土边壁内土体位移严格受开挖深度影响, 深度越大, 纵向位移影响宽度越大, 约为  $0.20\beta h$  ( $\beta$  为长度系数)。



(a) 1#相似模型断面破裂迹线



(b) 3#相似模型观测线变位图

图 2 断面破裂迹线

Fig. 2 Section rupture trace

(2) 软土边壁内土体位移量, 愈靠近壁面位移越大, 远离壁面则逐步减小, 且在分布高程上变浅。

(3) 沿断续的破裂迹线和具有一定变位的观测线, 分别用包络线联结起来, 即构成一条弧线, 且二者形状完全一致, 实际上是一条优势滑移控制线, 可用下式描述:

$$y = ax^2 - bx - c \quad (10)$$

式中:  $x$  为距壁面的距离 /m;  $y$  为变量  $x$  的函数,  $H^0 \leq y \leq H$ ;  $a, b, c$  为系数;  $H^0$  为软土边壁临界自稳高度 /m;  $H$  为软土边壁高度 /m。

土体内各质点在相同时间区间内位移量相异, 则变位速度也各不相同, 其间均存在位移速度差。这与地面质点的变位及运动情形一致, 表明刚体转动的假设在此不成立, 软土边壁断面破裂迹线即优势滑移控制线, 远非圆弧线, 表明软土破坏不取圆弧形破坏模式。

### 4 基础隆起特性

随逐次下挖，测取了基础隆起变形。其隆起变形特点为：开挖深度较小时，基础无隆起；随着深度增大，隆起变形产生并发展，在  $0.56\beta h$  处达到最大值；此后逐步减小至消失。

隆起变形最大影响范围为  $0.031\beta h$ 。这一结果和理论分析计算结果  $0.034\beta h$  基本吻合，并可由下式描述：

$$y = d[H^2 - (ex)^2]^{1/2} \quad (11)$$

式中： $x$  为距边壁面的距离 /m； $y$  为变量  $x$  的函数， $H^0 \leq y \leq H$ ； $d, e$  为系数； $H$  为直立边壁高度 /m； $H^0$  为软土边壁临界自稳高度 /m。

### 5 软土边壁(坡)流鼓破坏模式

相似模型试验与理论分析计算及现场试验研究表明，软土边壁(坡)，在临空直立面出现后的无支护条件下，既不取圆弧破坏模式，也不取平面破坏模式或其他破坏模式，而是取流鼓破坏模式。软土流鼓破坏模式，主要具有以下 5 大特征：

(1) 地面土壤质点产生不等速流动和不均匀沉降，并取随动机制。

(2) 在上述流动量和沉降量趋于零的外边界内部，地面产生程度不同、大体平行于临空面的裂缝和裂纹；其运动学机制为质点间相对位移使然。

(3) 边壁(坡)中下部产生显著鼓出变形。它是土壤在自重重力及侧压力作用下，在其极限承载力丧失部位，铅直应力线发生向临空面的偏转、弯曲，使土壤被挤出的结果。

(4) 壁脚移位，基础显著隆起。它是壁脚附近土层介质在上部土层重力荷载和侧压力作用下，连续置换邻近底板下部土层，并将其置于底板上部空间的塑流现象。隆起范围由式(11)描述。

(5) 沿地表开裂部位外边界和壁脚下部至基础隆起外边界，大体形成一连续优势滑移控制面，其破坏机理为该滑移面上土体抗剪强度性能的丧失，并可由式(10)描述。

软土流鼓破坏模式的完整变形破坏形态见图 3。

### 6 结 语

(1) 根据相似模型试验的理论和方法，建立的

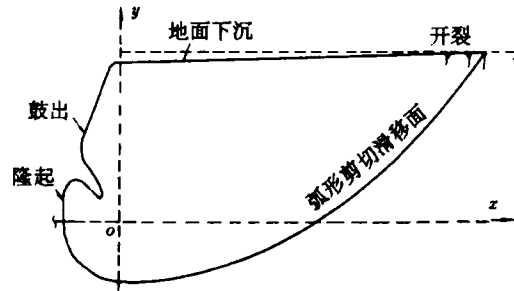


图 3 软土边壁破坏形态

Fig. 3 Failure shape of soft clay side wall

相似法则  $\frac{l}{l'} = \frac{t}{t'}$ ，较好反映了软土边壁(坡)在自重作用下变形破坏的本质，能够较真实地复制并重现原型的变化过程，其结果和结论可以推广应用于原型。

(2) 在无支护条件下，无论是地面、边壁(坡)内或基础下部土体，任一质点的位移和位移速率相异于其他质点，并依其与边壁面的相对位置及开挖条件等因素的不同而不同。试验证实，刚体转动假设在此不成立。因而建立在刚体转动假设基础上的圆弧破坏模式和稳定分析方法，不适用于软土边壁(坡)。

(3) 无支护条件下，地面质点水平位移和水平位移速度不断“追赶”相应的垂直位移和垂直位移速度的现象，反映了土体从稳定状态到达临界状态，再到达失稳状态的完整发展过程。这三种状态的判据对软土边壁稳定性分析、设计与施工具有很好的参考价值。

(4) 无支护条件下，边壁面变形呈鼓形分布形态，它是土体在自重重力及侧压力作用力，铅直应力线发生偏转、弯曲的结果；沿地面开裂部位，经壁脚下部，至基础隆起部位，在边壁土体内形成一宏观断续的优势滑移控制线，其破坏机理为该滑移面上土体抗剪强度的丧失。

### 参 考 文 献

- 1 江守一郎著. 模型实验的理论和应用. 郭延伟, 李安定译. 北京: 科学出版社, 1984
- 2 曾宪明, 曾荣生, 陈德兴等. 岩土深基坑喷锚网支护原理、设计、施工指南. 上海: 同济大学出版社, 1997
- 3 陈肇元, 周丰峻, 曾宪明主编. 中国工程建设标准化协会标准《土钉支护设计与施工技术规程》. 北京: 中国标准出版社, 1997

## STUDY ON THE FLOW-CONVEX FAILURE PATTERN OF SOFT CLAY SIDE WALLS AND SLOPES

Zeng Xianming<sup>1</sup> Lin Runde<sup>2</sup>

(<sup>1</sup> The 3th Engineering Arm Institute, General Staff PLA, Luoyang 471023)

(<sup>2</sup> Institute of Structural Theory, Tongji University, Shanghai 200092)

**Abstract** The experimental study results of the failure pattern of soft clay side walls and slopes are reported based on the similar model principle and the established similarity law. The study results prove that the well-known rigid body rotation hypothesis is not suitable for the stability analysis of soft clay side walls and slopes. A soft clay side wall or slope, when it fails, follows neither the Arc Failure Pattern (AFP), nor the Plane Failure Pattern (PFP), nor other popular failure patterns. Rather, it follows the Flow-convex Failure Pattern (FFP). Five major characteristics of the FFP could be described in sectional function. The above experimental study results are well in agreement with those of site tests and of finite-element calculations, and are successfully applied in practical projects of soft clay.

**Key words** soft clay side slope, failure pattern, similar model

## 基于节理网络模型的岩体 $REV$ 数值估算与 无网格伽辽金法 (EFGM)

庞作会

(河海大学水电学院 南京 210024)

**博士学位论文摘要** 论文分为两大部分。第一部分提出了一种数值方法,用来估算节理岩体的  $REV$  值。其过程为:首先取不同尺寸的岩体,岩体中的节理位置由 Monte-Carlo 法确定;然后将这些岩体剖分成有限元网格,对其作数值试验,获取岩体的力学参数;最后分析岩体力学参数与尺寸的关系,从而确定  $REV$  值。该法充分考虑了节理网络生成的随机性。第二部分研究无网格伽辽金法(EFGM)。论文在介绍 EFGM 基本原理的基础上,研究该法用于岩体工程的可行性,比如用该法模拟边坡开挖过程、模拟不连续面、求解接触摩擦问题;并进一步对 EFGM 作了两点改进,即 EFGM 对集中力荷载的处理以及 EFGM 的一种点积分实现形式。

**关键词** 随机, 网格生成器,  $REV$ , 无网格伽辽金法(EFGM), 移动的最小二乘法

## A NUMERICAL METHOD TO EVALUATE THE REPRESENTATIVE ELEMENTAL VOLUME ( $REV$ ) OF ROCK MASS BASED ON THE PROBABILITY MODEL OF JOINT NETWORK AND THE ELEMENT FREE GALERKIN METHOD (EFGM)

Pang Zuohui

(College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210024)

1998年7月30日收到来稿。

作者 庞作会 简介:男,1969年生,1995年毕业于中国矿业大学采矿系,获硕士学位;1998年于中国科学院武汉岩土力学研究所获博士学位,导师是葛修润院士;现为河海大学博士后。