

# 粉质粘土中的刚性桩在横向载荷作用下失稳的模型试验研究

崔新壮, 丁桦

(中国科学院力学所 工程科学部, 北京 100080)

**摘要:** 为解释横向载荷作用下刚性桩的失稳机理, 针对桩头自由的刚性桩做了一系列横向加载试验。基础土为粉质粘土, 含水量介于 9.85%~13.85% 之间。由载荷-位移全过程曲线发现, 刚性桩在横向载荷达到一定值时会失稳; 由试验录像及土体剖面发现, 由于土体的软化破坏, 在桩后土体内会出现贯穿的局部破坏并形成一楔体, 同时在土面伴随一不完全的椭圆形鼓包及一条平行于加载方向的拉伸裂缝, 而在桩前土中, 由于桩的挤压会形成一条侵入沟。分析认为, 对大位移刚性桩桩后土体的破坏是桩失稳的根本原因。

**关键词:** 刚性桩; 粉质粘土; 失稳; 横向荷载; 剪切带

中图分类号: TU 473.1 文献标识码: A

## Experimental study on instability of rigid piles under lateral loads in silty clay

CUI Xin-zhuang, DING Hua

(DES, Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100080, China)

**Abstract:** A series of tests on free-headed rigid piles were carried out in order to explain the instability mechanism of rigid piles under lateral loads. The soil used was unsaturated remolded silty clay. The water content of soil was between 9.85% and 13.85%. The total process load-displacement curve indicated that rigid piles would be instable when lateral loads attained to a certain amount. Visual records and soil sections showed that one shear band and one wedge were formed in the soil behind a pile with the softening failure of soil, along with one incomplete elliptical bulging and one tension crack parallel to the load direction on the soil surface. In the soil before a pile, one penetration groove was formed owing to the extrusion of the pile. The formation of the shear band is the essential reason of the instability of a rigid pile. And the extrusion failure of the soil before pile can't play a decisive role in the instability of a rigid pile. As to rigid piles with large displacement, the essential reason of the instability is the failure of the soil mass behind piles.

**Key words:** rigid piles; silty clay; instability; lateral loads; shear belt

## 1 引言

刚性桩应用非常广泛, 如埋置于相对软弱地基中的各种护栏立柱、电线杆、桥墩及海洋平台基础等, 在横向载荷作用下其变形与土的变形相比很小, 可以不计。与柔性桩相比, 工程中的刚性桩埋深与桩径比一般较小或桩的刚度比土的刚度大得多。另外, 有些刚性桩, 如埋置于软弱种植土中的高速公路护栏立柱, 为了消耗失控车辆的动能, 需要有大位移, 而且允许更换, 研究这类桩必须进行大位

移横向加载试验。Meyerhof 领导的研究组<sup>[1-5]</sup>在 20 世纪 80 年代曾对偏心倾斜复合载荷作用下砂土和粘土中刚性桩的响应及承载力做了许多试验工作, 得到了一些经验性式子, 但他们并未得到全过程载荷-位移曲线, 也未能阐明土的破坏过程与破坏机理。前人对刚性桩的理论研究主要集中在用极限地基反力法来估算横向承载力<sup>[6-8]</sup>, 如 Brinch Hansen (1961 年), Broms (1964 年), Petrasovits Award (1972 年) 及 Meyerhof 等 (1981 年), 他们都是先假设一种极限土反力模式, 然后, 根据桩的受力平衡来

收稿日期: 2003-08-26

修改稿收到日期: 2004-01-09

基金项目: 国家 973 项目 (No. 2002CB412706) 和中国科学院知识创新工程重点方向性项目 (No. KJCX2-SW-21) 资助。

作者简介: 崔新壮, 男, 1974 年生, 博士, 主要从事桩基工程和岩土动力学方面的研究。E-mail: cui1214@sina.com

估算极限承载力，实质上是一种极限平衡法；有些学者则借助类似于柔性桩的理论方法来研究刚性桩<sup>[9]</sup>。这些理论方法都不能全面地反映刚性桩试验中观察到的一些现象。另外，前人在用应变楔模型(SWM)<sup>[10,11]</sup>和极限分析上限法<sup>[12]</sup>来估算桩的承载力时，都假设桩前土中出现一楔体破坏机构，这种假设是否合理以及能不能用于粉质粘土中的刚性桩都有待试验验证。

本文针对非饱和和粉质粘土，作了一系列刚性桩大位移横向加载试验，得到了全过程荷载-位移曲线。并通过对基础土表面变化及土体剖面分析，对刚性桩的失稳过程及机理进行了探讨，阐述了荷载-位移曲线上特征荷载的物理意义。

## 2 试验装置及数据测量

试验所用的桩为无缝钢管，它们的外径分别为 46, 57, 76 mm，相应的壁厚分别为 3.5, 4, 4 mm。但埋置深度及加载点高度由试验要求而定。所用土取自北京四环路保福寺段路基，该土按建筑地基基础设计规范(GBJ7-89)为粉质粘土，最优含水量为 14.2%，最大干密度为 1.68 g/cm<sup>3</sup>，塑限为 15.15%，塑性指数为 10.87。不同次试验中，土的含水量介于 9.85%~13.85%之间，压实度介于 79.08%~97.66%之间。该土的三轴试验应力-应变曲线及破坏形态如图 1 所示。可知在低围压  $\sigma_3$  下土样呈脆性，发生软化破坏，试样内形成一剪切带；而随着围压的增大，土样的破坏形式会转为塑性流动。试验槽尺寸：1.73 m×1.86 m×1.25 m，土分层压实，每层厚度为 3.3 cm，层与层之间经过打毛处理，每层土的重量可由相应的含水量和压实度换算而来。位移是通过自行设计的大量程滑动变阻式位移计来测量的，其最大量程为 33 cm；所用力传感器的最大量程为 5 t；加载装置是量程为 5 t 的手拉葫芦。试验装置的布置简图如图 2 所示。

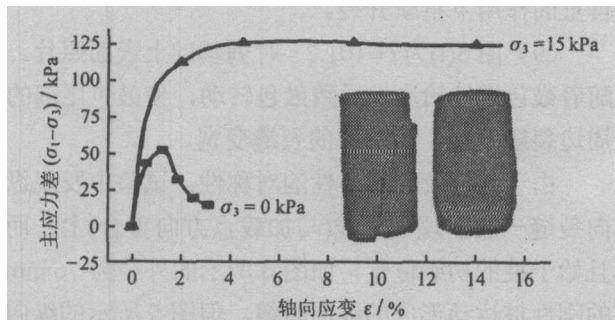


图 1 土的应力-应变关系及破坏形态  
Fig.1 The stress-strain relation and the failure figure of soil

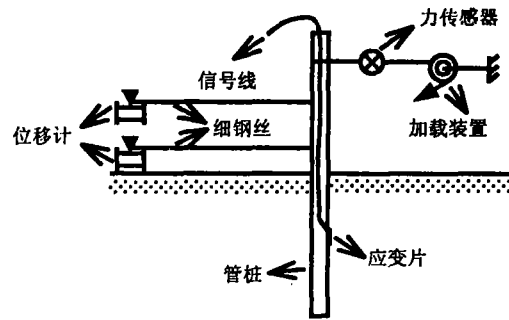


图 2 试验装置布置简图  
Fig.2 The layout of testing equipments

根据几何关系，由桩上实测两点的横向位移  $s_i (i=1, 2)$  可得到桩上任意点的横向位移，如桩上加载点的横向位移为

$$s = s_2 + \frac{(h-h_2)(s_2-s_1)}{h_2-h_1} \quad (1)$$

式中  $h_i (i=1, 2)$ ,  $h$  分别为被测点及加载点的初始高度。

## 3 刚性桩全过程横向荷载-位移曲线

试验时近似连续地对桩施以横向荷载，Meyerhof 等<sup>[1-5]</sup>在试验中就是采用的这种加载方式，加载过程可看作是准静态的，这种加载方式可以模拟不考虑惯性效应的车辆撞击护栏立柱过程。加载过程中桩头是自由的。通过使用大量程位移计，得到了刚性桩全过程横向荷载-加载点位移曲线，如图 3 所示。可以发现，刚性桩荷载-位移曲线的初始段近似为直线，随着位移的增大，曲线会发生弯折，然后，再趋于直线，最后，横向力突然下降，刚性桩失稳。曲线上共有 4 个特征荷载：第 1 个是第 1 直线段终点对应的荷载  $P_{cr}$ ，称为临界荷载。当横向荷载大于  $P_{cr}$  时，地基土承载模式要发生改变；第 2 个是第 2 直线段始点对应的荷载  $P_i$ ，文[2]等曾定义该荷载为刚性桩的横向承载力，但它并不表征基础的最大承载力，而且， $P_i$  与  $P_{cr}$  一样，在荷载-位移曲线上不太容易确定，正如 Chari 所述的， $P_i$  的确定需要相当丰富的经验与识辨能力<sup>[2]</sup>；第 3 个是第 1, 2 直线段的交点对应的荷载  $P_s$ ，该荷载容易识别，称为容许荷载。最后 1 个是荷载-位移曲线上的最大荷载  $P_u$ ，称为极限荷载或失稳荷载。各特征荷载的定义如图 4 所示。

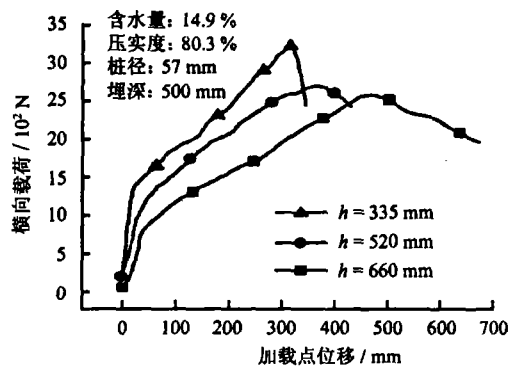


图3 刚性桩荷载-位移曲线

Fig. 3 The load-displacement curves of rigid piles

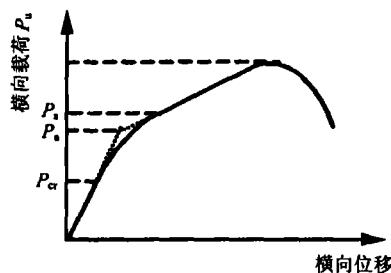


图4 特征荷载的定义

Fig. 4 The definition of the characteristic loads

## 4 刚性桩失稳机理

为了探究刚性桩的失稳机理,在试验过程中拍摄了地基土表面变化以及试验后进行了地基土剖面分析。

### 4.1 地基土表面变化分析

图 5(a)~5(i) 显示了外径为 57 mm 的刚性桩在埋深为 600 mm 及加载点高度为 335 mm 条件下受横向力作用,地基土表面随加载时间的变化特征(图中时间标记是试验记录时间,由于过程是准静态的,故它的值没有明确的意义,只是单次试验中各变形阶段的标记)。现分别进行描述分析:

(1) 图 5(a)为  $t=0$  时刻基础土表面照片。

(2) 图 5(b)为  $t=1.5$  s 时刻基础土表面照片。此时,桩后土表面没有变化。但是在桩前土与桩后土的界面出现一条裂缝,是由于桩的运动使界面处各点受拉引起的。随桩的运动,这条裂缝会继续发展。此时,桩还会对邻近的桩前土压缩。

(3) 图 5(c)为  $t=6.4$  s 时刻基础土表面照片。对应于荷载-位移曲线上的临界状态点。此时,桩后土表面没有变化;但是,由于桩的运动使靠近桩的桩前土环向受拉,拉应力使桩前土产生径向裂缝。随桩的向前运动,裂缝不断扩展,而且数量增多。临

界荷载的出现可能与桩后土由线性行为到非线性行为为过渡及桩前土径向裂缝的出现有关。

(4) 图 5(d)为  $t=33$  s 时刻基础土表面照片。此时,最主要的特征是在桩后土中出现了一条平行于加载方向的纵向裂缝。该裂缝的出现是由于桩尖对桩后土向上“撬”导致近地表土中产生拉应力的结果。另外,此时由于桩的运动,致使其上端对桩前土压力增大,引起被径向裂缝割裂的土块在地表处逐渐破碎。

(5) 图 5(e)为  $t=42.4$  s 时刻基础土表面照片。该时刻对应于荷载-位移曲线上的失稳点。此时,桩后土微微隆起,同时可见隆起区域周围局部出现一些小的周边裂缝,但这些小裂缝并未贯通。这些周边裂缝是由低围压下土的软化特性导致土体局部剪切引起的,但随着桩尖的继续“上撬”,剪切带上拉应力会对周边裂缝的贯通起重要作用。周边裂缝的出现,意味着剪切带上应力开始降低,刚性桩失稳。但此时桩前土并无明显的变化特征,所以桩前土的破坏并未对桩的失稳起控制性作用。

(6) 图 5(f)为  $t=47.6$  s 时刻基础土表面照片。此时,由于桩对桩前土的侵彻挤压,侵彻沟两边隆起,而且碎土块塌陷,滑落、充填于沟中。同时,桩后土隆起区域的周边裂缝逐渐贯通,形成一不完全的椭圆形鼓包。由于周边裂缝的贯通,鼓包与周边土之间的作用力继续减小,导致鼓包内应力部分释放,纵向裂缝基本闭合。

(7) 图 5(g)为  $t=75.8$  s 时刻基础土表面照片。此时,鼓包继续隆起,纵向裂缝仍处于闭合状态,周边裂缝变宽。周边裂缝内是一鼓包平台,平台内土体由于卸载,变形很小。

(8) 图 5(h)为  $t=93.4$  s 时刻基础土表面照片。鼓包继续抬高,周边裂缝继续变宽,周边土对鼓包的法向支撑力逐渐变小,导致纵向裂缝在鼓包两翼自重的作用下重新开裂。

(9) 图 5(i)为  $t=101.2$  s 时刻基础土表面照片。随着鼓包继续抬高,导致鼓包转动,使鼓包尾部的周边裂缝闭合,而前部的裂缝变宽。

由于几何及物理条件的对称性,试验中发现纵向裂缝一般出现于中线(与加载点方向重合)上,而且始于桩的初始位置,如图 6 所示的外径为 76 mm 的刚性桩运动形成的纵向裂缝。但图 5 所示的纵向裂缝并非出现在中线上,这可能是因为基础土强度局部不均引起的。

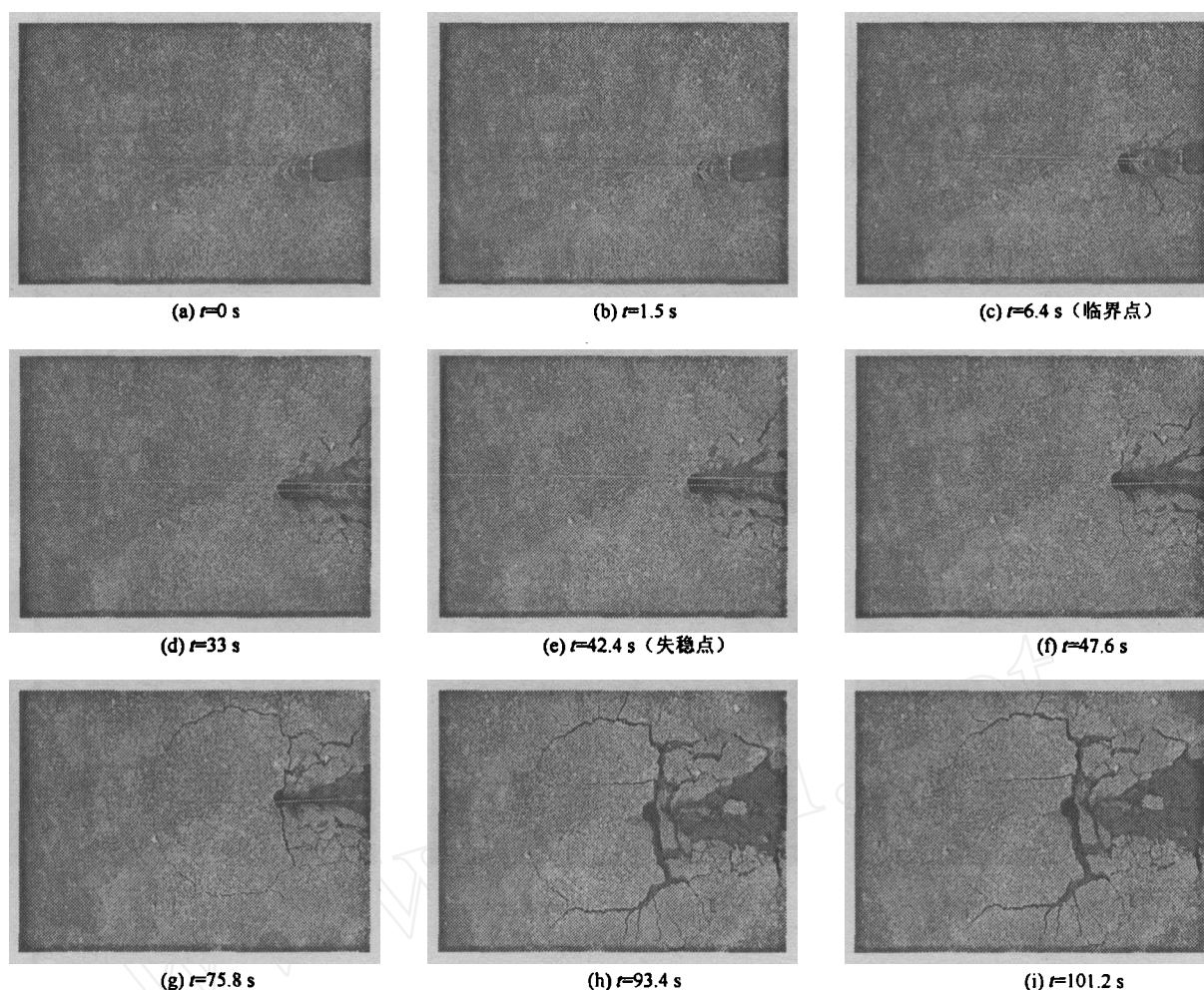


图 5 土表面变化特征  
Fig. 5 The changing characteristic of soil surface

由以上分析可知，刚性桩横向荷载-位移曲线(图 4)上的第 1 直线段是由土的线性小变形引起的；但随桩的运动，土的变形超出了线性范围，荷载-位移曲线将表现为非线性；当桩尖处的桩后土被压实到一定程度后，回转中心位置基本趋于稳定，这时桩对土的稳定侵彻引起第 2 直线段的产生；桩后土的软化破坏引发的剪切带的出现是桩失稳的根本原因，一旦剪切带最终形成，桩将失去其承载能力。

#### 4.2 土体剖面分析

设空间坐标系如图 7 所示，试验结束后在第 1 象限沿 x 轴每隔 5 cm 对土体进行了剖析。

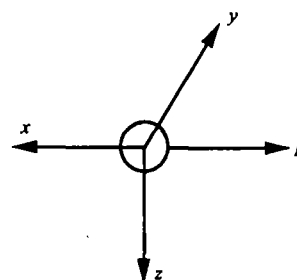


图 7 空间坐标系  
Fig.7 Spatial coordinate system



图 6 外径为 76 mm 桩形成的鼓包  
Fig.6 The bulging formed by a 76 mm diameter pile

图 8(a)~8(f)对应外径为 46 mm 的刚性桩在埋深为 500 mm 及加载高度为 310 mm 条件下的土体剖面，每个剖面上都有一条裂缝，这些裂缝就是剪切带与剖面的交线。由图 8(a)~8(d)发现，裂缝尚

未到达  $y=0$  的面, 即剪切带尚未与  $y=0$  的面相交。但从图 8(e)~8(f) 发现, 裂缝已到达  $y=0$  的面, 即剪切带在  $y=0$  处是连续的。而通过土体剖析发现, 试验后桩尖约位于  $x=3\text{ cm}$ ,  $y=0$  左右。这说明在

桩尖附近一定范围内的土, 因围压较大只能被压密形成一硬核; 而在低围压下土体, 因其软化特性要发生局部剪切破坏, 形成剪切带。而且在楔面贯通过程中拉应力也起了非常重要的作用。

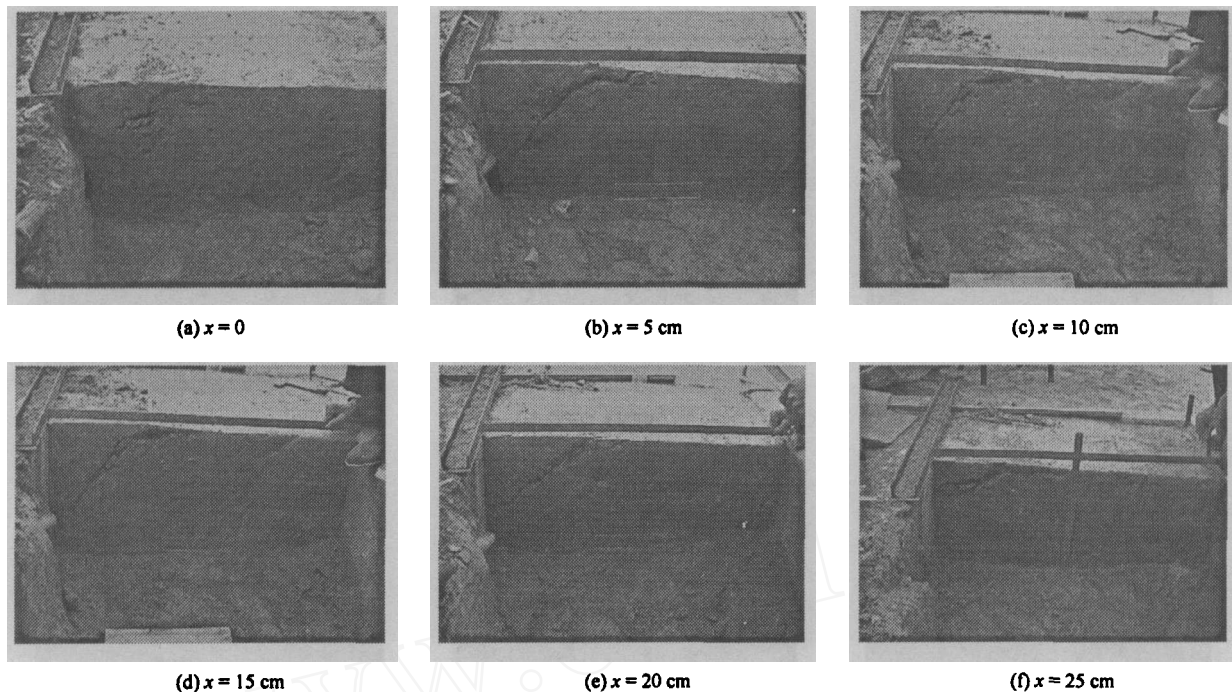


图 8 土体剖面

Fig. 8 Cutaway sections of soil

通过量测裂缝的坐标位置, 得到了剪切带的大体形状, 如图 9 所示。笔者根据剪切带的基本形状, 构建了合理的破坏机构, 利用上限法对刚性桩的横向承载力进行了分析, 关于这部分内容将另文再述。

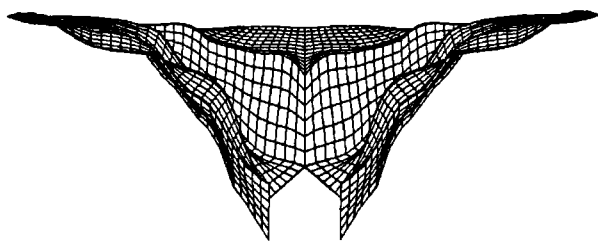


图 9 剪切带的形状

Fig.9 The shape of the shear band

试验结束后, 同样对桩前土的侵彻面进行了分析, 一外径为 46 mm 的刚性桩的侵彻面如图 10 所示。侵彻面上有数条鳞片状裂缝, 这些裂缝主要是由桩的运动导致邻近土体环向受拉产生的, 随后被挤向两边。这些裂缝贯入土中的深度随桩径增大而增大。



图 10 桩侵彻面特征

Fig.10 The wall characteristic of the pile penetration groove

## 5 结论

(1) 由荷载-位移全过程曲线发现, 非饱和硬粉质粘土中的刚性桩在横向荷载达到一定值时会失稳。

(2) 对粉质粘土, 在桩后土中会形成一楔体, 其破坏机制为低围压下土的软化引起的局部剪切破坏, 而且在桩后土土面上出现一不完全的椭圆形鼓包及一条纵向拉伸裂缝; 而在桩前土中, 会因为挤压形成一侵彻沟, 侵彻面上的鳞片状裂缝是由拉应力产生的。

下转第 1753 页

聚能爆破技术效果十分明显, 眼痕率可以达到 85 % 以上, 起伏差 < 10 cm; 在 III 类围岩以下及 IV 类围岩中应用双向聚能拉伸爆破技术, 可以满足实际的工程要求, 但是在安全第一的前提条件下, 要配合相应的辅助支护措施, 以保证围岩稳定。

### 参 考 文 献

- [1] 何满潮, 景海河, 孙晓明. 软岩工程力学[M]. 科学出版社, 2002.  
HE Man-chao, JIN Hai-he, SUN Xiao-ming. Soft Rock Mechanics [M]. Beijing: Science Press, 2002.
- [2] 戴俊, 杨永琦, 娄玉民, 等. 岩石定向断裂控制爆破技术的工程应用[J]. 煤炭科学技术, 2000, 28(4): 7-12.  
DAI Jun, YANG Yong-qi, LOU Yu-ming, et al. Application of Directional Rock Breaking Control Blasting Technology to Projects[J]. Coal Science and Technology, 2000, 28(4): 7-12.
- [3] 杨永琦. 矿山爆破技术与安全[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1991. 231-308.  
YANG Yong-qi. Mining Blasting Technology and Safety [M]. Beijing: Coal Industry Press, 1991. 231-308.
- [4] 王廷武, 刘清泉, 杨永琦, 等. 地下与地面工程控制爆破[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1990. 144-235.  
WANG Ting-wu, LIU Qing-quan, YANG Yong-qi, et al. Controlled Blasting Technology for Underground and

Ground Surface Project[M]. Beijing: Coal Industry Press, 1990. 144-235

- [5] 王树仁, 魏有志. 岩石爆破中断裂控制的研究[J]. 中国矿业大学学报, 1985, 14(3): 113-120.  
WANG Shu-ren, WEI You-zhi. Study on the Control of Cracks during the Rock Blasting[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 1985, 14(3): 113-120.
- [6] YANG Yong-qi, GAO Quan-chen, YU Mu-song et al. Experimental study of mechanism and technology of directed crack blasting[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 1995, 5(2): 69-77.
- [7] 杨仁树, 宋俊生, 杨永琦. 切槽爆破机理模型试验研究. 煤炭学报, 1995, 20(2): 197-199.  
YANG Ren-shu, SONG Jun-sheng, YANG Yong-qi. Study on the Mechanism of Notched-holes Blasting by Model Experiment [J]. Journal of China Coal Society, 1995, 20(2): 197-199.
- [8] 于滨, 王万富, 杜卫东, 等. 岩巷定向断裂控制爆破应用中的技术问题[J]. 建井技术, 1999, 20(6): 28-30.  
YU Bin, WANG Wan-fu, DU Wei-dong, et al. Technical problems in the application of directional rock breaking control blasting technology to projects[J]. Mine Construction Technology, 1999, 20(6): 28-30.
- [9] 何满潮. 双向聚能拉张成型控制爆破新技术简明教程[Z]. 北京: 中国地质大学, 2002.

上接第 1748 页

(3) 桩后土中剪切带的形成是导致刚性桩失稳的原因, 而桩前土的侵彻破坏对桩的失稳并未起决定性作用。

### 参 考 文 献

- [1] Meyerhof G G, Mathur S K, Valsangkar A J. The bearing capacity of rigid piles and pile groups under inclined loads in layered sand[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1981, 18: 514-519.
- [2] Chari T R, Meyerhof G G. Ultimate capacity of rigid single piles under inclined loads in sand[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1983, 20: 849-854.
- [3] Meyerhof G G, Yalcin A S, Mathur S K. Ultimate pile capacity for eccentric inclined load[J]. Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineering, 1983, 109(3): 408-423.
- [4] Sastry V V R N, Meyerhof G G. Lateral soil pressures and displacements of rigid piles in homogeneous soils under eccentric and inclined loads[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1986, 23: 281-286.
- [5] Meyerhof G G, Sastry V V R N. Full-displacement pressuremeter method for rigid piles under lateral loads and moments[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1987, 24: 471-478.
- [6] Broms B B. Lateral resistance of piles in cohesive soils[J]. Journal of the Soil mechanics and Foundations

Division, American Society of Civil Engineering, 1964, 90(SM2): 27-59.

- [7] Broms B B. Lateral resistance of piles in cohesionless soils[J]. Journal of the Soil mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineering, 1964, 90(SM2): 123-156.
- [8] Haldar A, Prasad Yenumula V S N, Chari T R. Full-scale field tests on directly embedded steel pole foundations[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2000, 37: 414-437.
- [9] Girija Vallabhan C V, Fariborz Alikhanlou. Short rigid piers in clays[J]. Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineering, 1983, 108(GT10): 1255-1272.
- [10] Ashour M, Norris G, Pilling P. Lateral loading of a pile in layered soil using the strain wedge model[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineering, 1998, 124(4): 303-315.
- [11] Ashour M, Norris G, Pilling P. Modeling lateral soil-pile response based on soil-pile interaction[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineering, 2000, 126(5): 420-428.
- [12] Murff J D, Hamilton J M. P-ultimate for undrained analysis of laterally loaded piles[J]. Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineering, 1993, 119(1): 91-107.