

沙漠地区输电线路铁塔基础抗拔试验*

Uplift test of foundation of electric power line tower in desert area

刘文白 刘占江 曹玉生 苏跃宏
(内蒙古工业大学, 呼和浩特, 010062)

文 摘 对达拉特—丰镇超高压输电线路的铁塔基础做了模型试验和现场试验, 测试了土中应力、位移和破坏形式, 提出了破坏机理、抗拔承载力计算方法和位移控制计算方法。

关键词 风积沙地基, 抗拔稳定, 现场试验, 破坏机理

中图法分类号 TU 470

作者简介 刘文白, 男, 1955 年生, 1982 年内蒙古工学院毕业, 现任职内蒙古工业大学, 教授。主要从事特殊土、深基础工程研究和教学工作。

Liu Wenbai Liu Zhanjiang Cao Yusheng Su Yuehong
(Inner Mongolia Polytechnic University, Huhhot, 010062)

Abstract Model tests and field prototype tests have been carried out for the Dalate Fenzhen electric power transmission line towers. Measured in these tests were soil stress, soil displacements and failure patterns. Failure mechanism and methods for calculating uplift bearing capacity and for controlling uplift displacement are suggested.

Key words aeolian sand, uplift stability, field test, failure pattern

1 前 言*

达拉特电厂—丰镇电厂的超高压输电线路穿越了库布其沙漠, 其地貌为风积沙构成的活动性及半活动性沙丘。该种风积沙含水量低、流动性大, 为细砂。在沙漠地区建造承受上拔荷载的输电线路铁塔基础, 其设计依据及稳定性如何, 国内外尚无可靠的试验依据。通过室内模型试验和现场原型试验的位移、土中应力、破坏形式测试, 提出了风积沙的上拔破坏机理和设计计算模式, 使铁塔基础达到了设计上安全、可靠、经济和便于施工。

2 基础资料

2.1 试验及取样场地

达拉特—丰镇输电线路穿越库布其沙漠边缘, 穿越沙漠总长度约为 30 km, 该区域风积沙性质单一, 为便于试验设备搬运, 选择了达拉特旗树林召镇镇南 2 km 处, 万木果园看场民房西侧沙丘平台为现场试验场地和室内试验取土场地, 沙丘高 5 m, 波状地形, 风积沙粒径单一, 级配均匀, 黄白色, 松散状态, 表层干燥, 下部呈稍湿状态。土名定名为细砂。

按三种条件对土样做了物理力学性质的对比试验, 表 1 中序号 1 为原状土样; 序号 2 为按原状土干重度的 90% 为控制指标制备土样; 序号 3 为未夯实的人工堆积土土样。根据上述 3 种土的指标和正常施工要

求, 确定室内模型试验模型箱填土和现场原型试验基坑回填土的密实度按原状土干重度的 90% 控制。

2.2 室内模型试验

(1) #1 模型箱

角钢边框, 四周镶玻璃, 长×宽×高为 500 mm×500 mm×600 mm; 基础模型, 全模底边为 82 mm 的正方形, 置于模型箱中部, 半模底边为 41 mm×82 mm 的矩形, 置于模型箱玻璃内侧, 以便观测土体变形情况; 加荷方式为 1:1 杠杆加荷, 位移采用百分表量测; 分 3 层共埋设 15 个土压力传感器测试土中应力; 基础埋深分别为基宽的 1.0, 2.0, 3.0 倍。

(2) #2 模型箱

角钢边框, 四周玻璃, 边长 1500 mm 正方体; 基础模型, 全模 300 mm×300 mm, 半模 300 mm×150 mm; 分 4~6 层共埋设 30 个土压力传感器; 其余条件均同 #1 模型箱。

2.3 现场原型试验

原型基础 1: 开挖后现浇方形扩展基础, 边长 3 m, 埋深 3 m, 相同条件共做 2 次试验; 原型基础 2: 开挖后埋入预制混凝土拉线盘基础(一), 底边矩形, 2.5 m×1.6 m, 埋深 1.8 m, 试验一次; 原型基础 3: 混凝土拉线盘基础(二), 底边矩形, 边长 1.6 m×0.8 m, 埋深 2.4 m, 试验一次。

* 国家自然科学基金资助项目 (No. 59768001)

到稿日期: 1998-10-22

表 1 风积沙的基本性质
Table 1 Basic properties of aeolian sand

序号	土粒比重	天然含水量 / %	天然重度 / (kN·m ⁻³)	干重度 / (kN·m ⁻³)	压缩系数 a_{1-2} / M Pa ⁻¹	抗剪强度		颗粒级配 / %				
						C_{eq} / kPa	φ_{eq} / (°)	2 ~ 0.5	0.5 ~ 0.25	0.25 ~ 0.1	0.1 ~ 0.075	< 0.075
1	2.65	4.85	17.04	16.23	0.070	0	34.86	1.2	5.2	78.8	5.6	9.2
2	2.65	4.15	14.80	14.21	0.090	0	29.60	—	—	—	—	—
3	2.65	4.15	14.60	14.02	0.106	0	29.00	—	—	—	—	—

现场试验示意图见图 1。将长为 8.5 m 的钢梁置于试验基础两侧的支座基础顶部, 梁中间与试验基础铰接, 梁一端放置千斤顶, 另一端放置压力传感器。位移用百分表量测, 经纬仪监测, 土层分 6 层共埋设 85 个土压力传感器, 开挖基坑时均无需支撑。回填土为 30 cm 一层, 人工夯实一遍, 密实度可达原状土干重度的 90%。

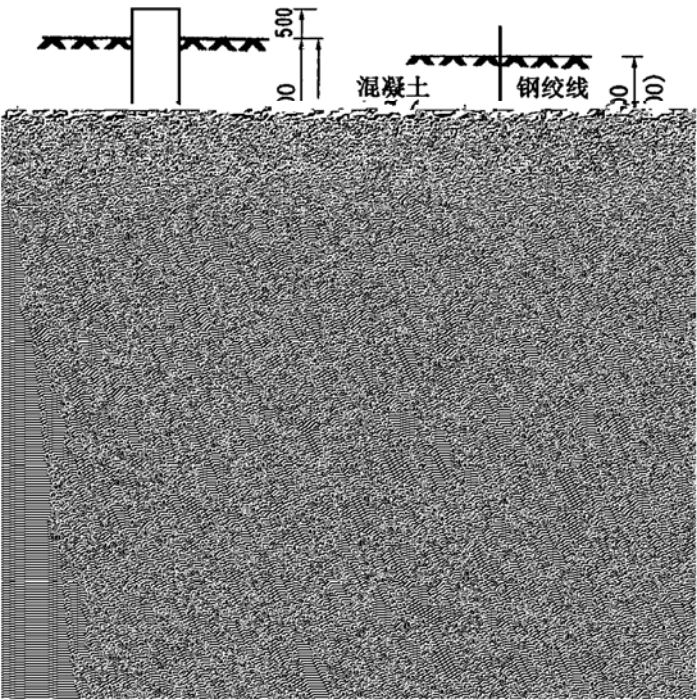


图 1 现场原型试验示意
Fig. 1 Prototype test

3 上拔试验结果及分析

影响基础上拔承载力的因素很多, 在沙漠地区风积沙条件下, 开挖浅埋扩展基础受上拔荷载作用, 其相应的基础位移、土中应力分布、土体变形、破裂面形状、土的强度机理、室内试验与现场试验的相关性分析、土的抗拔计算模式, 是扩展基础在上拔荷载作用下设计计算的基本研究内容。

3.1 土体的破裂面形式

在室内试验中, 通过全模和半模试验对土中破裂面及地表裂缝做了直接观测, 在现场试验中对地表裂

缝做了直接观测, 根据土压力传感器测试结果对土中破裂面做了推测。综合分析, 在基础埋深 $d=1.0b$ (b 为基础宽) 时, 破裂面呈喇叭口状的曲线回转面; 在 $d>1.0b$ 时, 深度 $z=0\sim1.0b$ 部分为曲线回转面, $z>1.0b$ 部分为圆柱面, 基础底板处为方柱形向圆柱形过渡。图 2 分别表示了不同试验条件下的土中破裂面形状。在室内和现场试验中均观测到土表裂缝为环状, 以基础轴心为中心的两圈环状裂缝, 并有放射状裂缝同时出现。土表裂缝半径 R 见表 2。

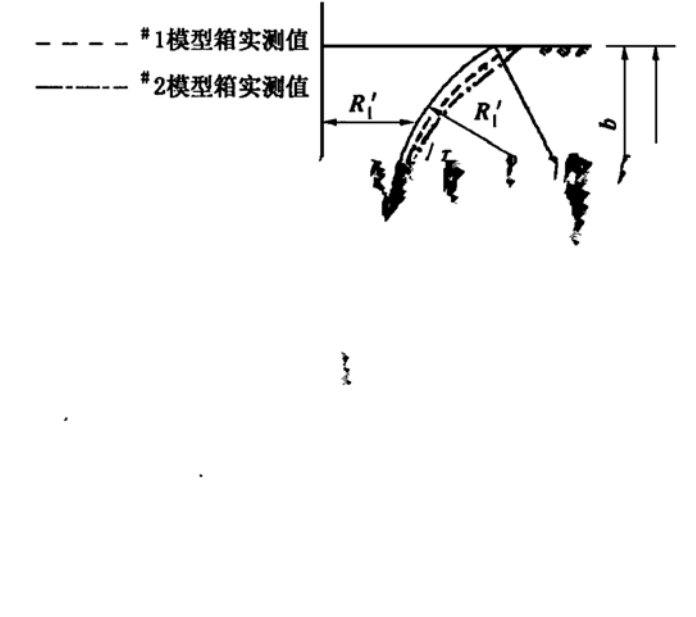


图 2 剪切破坏面实测与计算图形
Fig. 2 Observed and predicted failure plane

在 #1, #2 模型箱试验中, 当荷载等级较小时, 基础板上移并与板下土体分离, 板上土体未有裂缝, 在该荷载阶段的上拔位移为板上附近土体的压缩变形所引起; 当荷载增加至极限荷载的 80%~90% 时可观测到上拔位移迅速增加, 土表裂缝迅速开展并随荷载增加

而出现整体滑动破坏。可分析为土体的上拔破坏过程为压缩变形—塑性区开展—整体剪切破坏。关于压缩变形在土中应力测试中得到了证实,上拔过程中的压缩变形在其它文献中未见论述。

表 2 土中裂缝半径的实测值与计算值

Table 2 Measured and calculated values for radii of soil crack

试验条件		土表裂缝半径/cm	
		实测值	计算值
# 1 箱试验	$d=1.0b$	9.37	10.37
	$d=2.0b$	12.45	10.37
# 2 箱试验	$d=1.0b$	36.20	37.90
	$d=2.0b$	47.00	37.90
现场试验	扩展基础 1	3.01	3.07
	扩展基础 2	3.28	3.07
	拉线盘基础 (一)	2.16	1.97
	拉线盘基础 (二)	1.78	1.61

3.2 上拔荷载与基础位移

图 3 表示了在不同条件下上拔荷载 T 与基础上拔位移 S 的关系曲线。对 $T-S$ 曲线的主要特征可作如下描述: ①曲线初始段为直线段, 位移增加速率缓慢, 土体处于直线变形体阶段; ②曲线中段呈曲线, 位移速率增加, 土中出现塑性区并逐渐开展, 可认为土体处于弹塑性阶段; ③曲线后段为陡降段, 土中发生连通的破裂面, 产生整体剪切破坏。据上述分析, 在 $T-S$ 曲线的不同阶段位移速率有较大的变化, 而相应于 3 个阶段的上拔位移的引起原因是土体压缩变形、压缩与剪切变形共存, 直至整体剪切滑动。

图 3(b) 中曲线 2 表示了未经夯实的人工堆积回填土的 $T-S$ 关系, 可看出标准回填土与松散回填土的 $T-S$ 曲线特征极为不同, 这说明回填土的密实状态会影响到土的破坏方式。所以, 对开挖式回填地基, 回填土的质量标准, 必须达到设计要求的参数指标, 这是研究并确定上拔性能及计算理论的前提条件。

3.3 极限上拔荷载 T_u 与基础埋深 d 的关系

在室内模型试验中, 分别对不同基础埋深做了上拔试验。结果表明, 随埋深增加, 极限上拔荷载的增加速率高于基础埋深的增加速率。测得以基础埋深 d 与基础宽度 b 的比值为 1.0 时对应的极限上拔荷载 T_u 为 1.0, 当 d/b 增加, T_u 的增加速率要更快。# 1 箱, $d/b=1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0$ 时, 相应的 T_u 分别增长到 1.0, 2.1, 3.5, 4.4, 5.5 倍; # 2 箱, $d/b=1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0$ 时, T_u 增长到 1.0, 1.4, 2.6, 3.9, 4.7 倍。 T_u 增长速率超过 d/b 增长速率, 主要原因是随深度

增加, 土中抗剪强度的增加速率更快, 而且 d 较大时土的压缩变形较大也会吸收能量而增加上拔阻力, 引起了 T_u 增加速率较快。

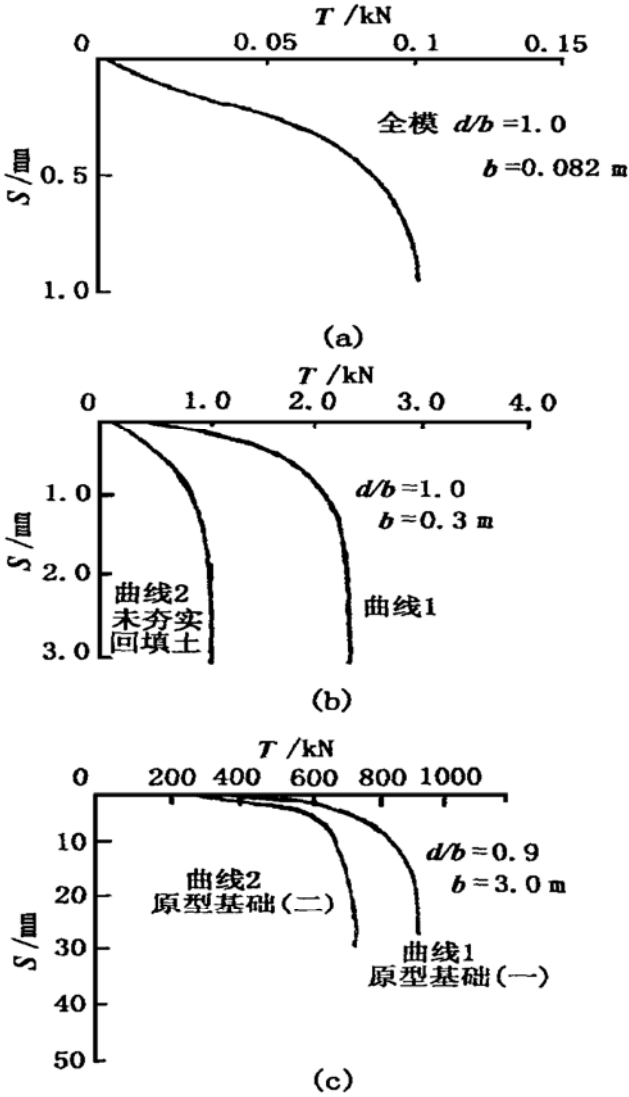


图 3 荷载-位移曲线
Fig. 3 Load-displacement curves

3.4 土中应力测试及分析

在室内与现场试验中, 均埋设了土压力传感器测量土中应力, 试图根据土中应力的分布和变化对土的强度机理和变形机理作出分析研究。

图 4 所示为实测土中应力分布, 共测 19 项(模型试验 15 项、现场试验 4 项), 列出 2 项。对土中应力分布和变化分析如下:

a) 观测到地表裂缝处和基础底板边缘处土压力传感器测读的数值变化最大, 要大于同一深度处其它点, 见图 4, 原因是土体的剪切扰动使土压力传感器测得的压应力松弛, 据此可推判出土中各不同深度处应力变化最大的点为剪切破坏点, 按推测破坏点可绘出现场试验土中破裂面图形并与计算图形做了比较, 见图 2(b)。

b)在模型基础底板中心处的土中应力变化为零,该点不受上拔荷载变化的影响,见图4(a), $x=0$
 $z=16.4$ 点,始终处于弹性状态,在基础底板上部的半球状土体应是一“弹性核”。

基础底板上部附近的部分土体的土中压应力在加荷初期随荷载增加而增加较快(地表附近增加很小),而接近极限荷载时压应力增长为零或增长很小,说明土体在加荷等级较低时有明显的土体压缩现象,随荷载增加而压缩渐小并消失,配合半模试验测到的荷载较小时基础底板脱离板下土体而土中未有裂缝情况和对 $T-S$ 曲线的直线变形段分析,在基础底板以上的部分土体有土体压缩现象,由于压缩吸收能量而引起初期上拔阻力,土体压缩现象随荷载增加而渐小。

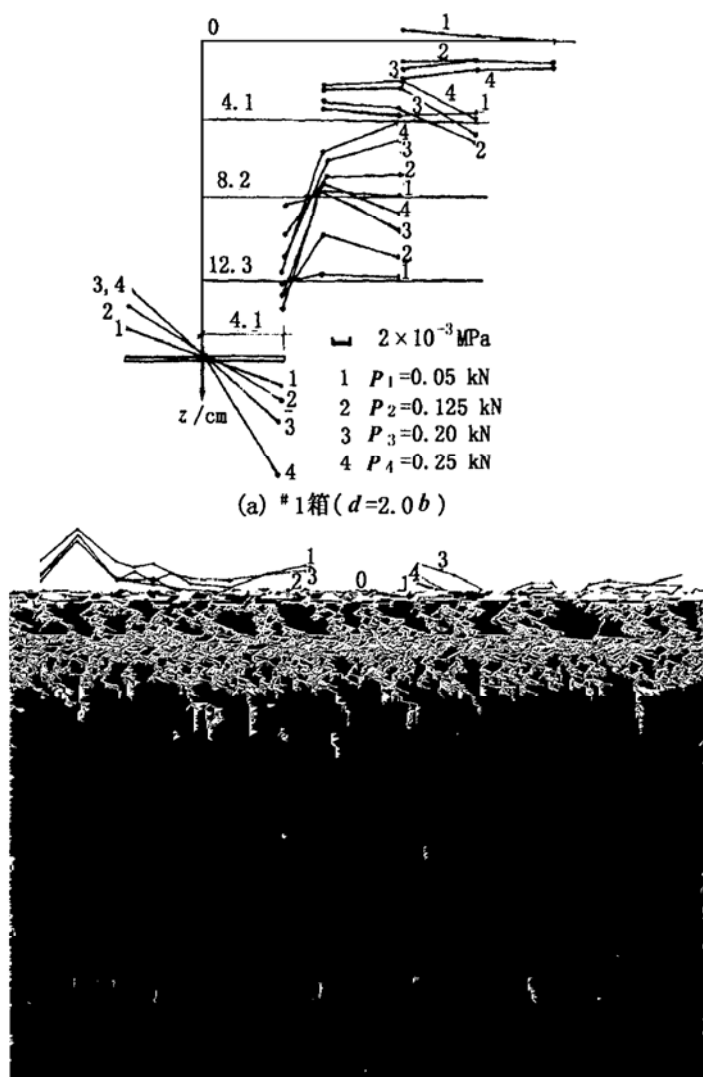


图4 土中应力分布

Fig. 4 Stress distribution in soil

通过土中应力测试,发现了上拔过程中土体的压缩现象及其引起的初期上拔阻力,根据实测应力值变化最大处为破裂点推测出土中破裂面,证实了随荷载增加而土体强度机理为压缩—塑性区出现并开展—整体剪切的渐近性破坏。

3.5 相似方法研究应用

在试验研究过程中,利用相似理论和模型技术对研究对象进行了具有反馈调节机制的反复试验,并利用模型试验对原型试验作出相关分析指导和优化决策,确定了现场试验的设计参数、仪器和设备的安装布置、加荷等级及测试范围,使整个试验达到了技术经济上的优化和原型试验技术的准确性。

室内模型试验结果表明,土表裂缝的外侧环状裂缝半径 R 与基础宽 b 和埋深 d 有良好的相关关系。当 $d=1.0b$ 时,相关比值($\#2$ 箱 R 与 $b/2$ 的比值) $2.67/(\#1$ 箱 R 与 $b/2$ 的比值) $3.60=0.742$; 当 $d=2.0b$ 时,上述相关比值为 $3.10/4.15=0.747$; 当 $d=3.0b$ 时,上述相关比值为 $3.10/4.15=0.747$ 。上述关于不同埋深、不同基础宽与土表裂缝半径的相关比值一致性,可确定该比值为 0.747 。按比值算出原型试验中,扩展基础的土表裂缝半径 $R=2.99$ m,拉线盘基础 $R=1.99$ m。而现场原型试验实测土表裂缝半径 $R=3.01$ m 和 3.28 m (两次扩展基础试验), $R=2.16$ m (拉线盘基础(一)试验),误差分别为 0.7% , 8.8% 和 7.9% 。

根据土中破裂面的实测数据,经数学拟合,上拔破裂土体的几何形状为:当深度 $z=0\sim 1.0b$, 部分为圆弧,圆环半径 $R=d/[\sin(60^\circ+\varphi/2)]$; $z>1.0b$ 部分为圆柱,半径 $R=b/2$ 。图2中实线为计算得出的破裂面,与实测值吻合很好。

根据实测极限上拔荷载 $T_{u测}$ 与计算极限上拔荷载 $T_{u计}$ 的相关性分析(见图5),分别计算出扩展基础(第1次和第2次试验)、拉线盘基础(一)和(二),计算极限上拔荷载 $T_{u计}$ 并与实测值相比, $T_{u计}/T_{u测}$ 分别为 1.329 , 1.122 , 0.758 , 0.907 , 比较准确地预测了现场试验的上拔荷载。

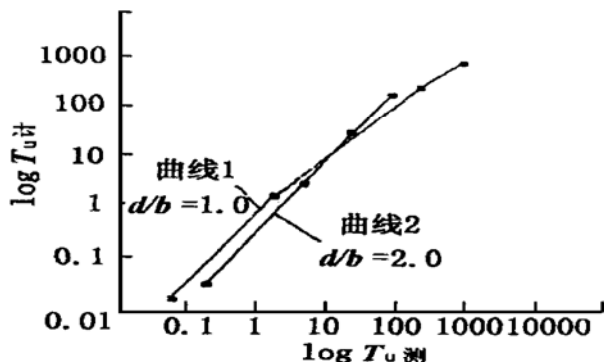


图5 $T_{u计}-T_{u测}$ 曲线

Fig. 5 Predicted and measured T curves

3.6 理论计算公式

土体的极限上拔力,应等于破坏土体侧表面抗剪

强度 τ 在竖直方向投影的集合与破坏土体加基础自重之和 G 。据此通过积分得出下式:

$$T_u = \iint \tau_f \cdot \cos \alpha dF + G = \pi \gamma b \cdot m \tag{1}$$

式中
$$m = \frac{1}{2}(d - b)^2 \tan \varphi \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + \frac{1}{4}b(d - b) + \sin(90^\circ - \varphi)[1 - \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})] \frac{b^2}{A}[A^2 - \frac{A}{2}(60^\circ + \frac{\varphi}{2}) - \frac{1}{2}A^2B - \frac{1}{4}A^3 - \frac{1}{2}(1 - B^3)] + b^2(\frac{1}{2} + \frac{1}{A})^2 + \frac{b^2}{A^2}(\frac{1}{2} + \frac{1}{A})(60^\circ + \frac{\varphi}{2} + AB) + \frac{1}{3} \frac{b^2}{A^2}(2 + B^2)$$
$$A = \sin(60^\circ + \frac{\varphi}{2}), B = \cos(60^\circ + \frac{\varphi}{2})$$

表 3 为极限上拔力理论计算值 $T_{u计}$ 与实测值 $T_{u测}$ 的对比。

表 3 $T_{u计}$ 与 $T_{u测}$ 对比

Table 3 Comparison of calculated and measured T

序号	$T_{u计}/\text{kN}$	$T_{u测}/\text{kN}$	$\frac{T_{u计}}{T_{u测}}/(%)$
1	863.9	650.0	132.9
2	863.9	770.0	112.2
3	200.0	263.8	75.8
4	134.0	147.8	90.7
5	7300.0	5395.3	135.3
6	39.9	34.4	116.0
7	51.9	45.9	113.0
8	24.0	30.7	78.5
9	16.4	17.8	92.1

注: 序号 1, 2, 3, 4 分别为现场试验扩展基础第 1, 2 次试验和拉线盘基础(一)(二)试验; 序号 5~ 9 引自文献[1]。

3.7 极限荷载的位移控制

基础受上拔荷载作用, 其设计控制指标可用荷载或位移控制。通过对荷载 T 与位移 S 关系的分析和

描述, $T-S$ 曲线的标准方程为

$$(80.51S/d)T_u/T - (1 + 53.76S/d) = 0 \tag{2}$$

式中 T_u 为极限上拔荷载; d 为基础埋深。

根据式(2)可按控制位移计算上拔荷载或对上拔位移做验算。

4 结 语

(1) 风积沙地基开挖式浅埋扩展基础($d \leq 2b$)的上拔强度机理为“压缩—塑性区的出现与开展—整体剪切滑动”的渐近性破坏。

(2) 基坑回填土密实度易控制, 30 cm 一层回填, 人工夯夯击一遍。按原状土干重度的 90% 控制密实度, 计算干重度按 14.60 kN/m³。

(3) 根据土中应力分布和土体破裂面观测, 土体破裂面为一曲线回转面, 可用数学式拟合, 并作出极限上拔荷载计算式。

(4) 上拔承载力可用位移控制。

(5) 模型试验是工程试验中必不可少的一部分, 可取得很好的技术和经济效益。

该项目的部分成果已在达拉特—丰镇 500 kV 输电线路工程中应用, 该工程运行良好。

参加本项目试验研究工作的还有李玉良、孟克特木耳、姚一丁、贾蔚涛、阎涛、周伟、孙俊华等同志, 特致谢!

参 考 文 献

1 Charles H. Trautmann uplift load-displacement behavior of spread foundations. Journal of Geotechnical Engineering. c ASCE, 1988, 114: 168~ 184

2 天津大学主编. 土力学地基. 北京: 人民交通出版社, 1980. 78

3 SDGJ62- 84 送电线路基础设计技术规定. 北京: 水利电力出版社, 1986. 5~ 15

4 刘文白. 输电线路杆塔基础风积沙地基抗拔机理试验研究. 见: 杜庆华. 力学与工程应用. 北京: 中国林业出版社, 1996. 308

5 刘文白. 砂土地基扩展基础在上拔荷载作用下的荷载位移性能. 工程力学, 1998, 增刊 III: 544~ 552