

中国电机工程学会

1963年年会学术论文选集

杆塔架构专业

中国工业出版社

中国电机工程学会

1963年年会学术論文选集

杆塔架构专业

中国电机工程学会1963年年会
杆塔架构专业論文选集編輯小組編

中国工业出版社

中国电机工程学会
1963年年会学术论文选集
杆塔架构专业

中国电机工程学会1963年年会
杆塔架构专业论文选集编辑小组编

*

水利电力部办公厅图书编辑部编辑(北京阜外月坛南营房)

中国工业出版社出版(北京佟麟阁路丙10号)

北京市书刊出版业营业许可证出字第110号

中国工业出版社第一印刷厂印刷

新华书店北京发行所发行·各地新华书店经售

*

开本 $787 \times 1092 \frac{1}{16}$ ·印张 $11\frac{3}{4}$ ·字数256,000

1965年1月北京第一版·1965年1月北京第一次印刷

印数0001—3,860·定价(科七)1.70元

*

统一书号: 15165·3599(水电-471)

前 言

中国电机工程学会1963年年会杆塔架构专业组出席代表32人，列席代表6人，代表了17个省、2个市和3个自治区。代表来自运行、施工、设计、制造和科研等25个单位。共收到论文38篇，属于杆塔架构专业的28篇，其中农业电杆4篇，运行经验4篇，制造工艺2篇，高杆塔组立方法及基础4篇，计算理论11篇，测试试验3篇。会上共宣读论文20篇。论文的学术水平，比较以前杆塔方面各技术会议上所宣读的有所提高，这说明我国电力线路杆塔技术已经开始突破了机械地套用国外公式、规范和参数的框框，在建立适用于我国情况的自己的技术标准、规范和计算理论方面迈进了一步。代表们对于论文中许多问题，如多种多样高杆塔的组立安装技术方法，岩石基础的理论数据，防止电杆裂纹等制杆工艺技术，电杆的挠度、刚度和自振频率，330千伏杆塔主杆的最佳撇开度，断导线时避雷线对杆塔的支持力，长的测量引线对应变测量误差的影响等，都作了细致深入的分析研究，并提出了自己的见解。研究分析问题，更重视从基础理论出发进行推导，而不是局限于按照有关规程导则的规定来推导。例如对酒杯型铁塔的内力分析，应用了超静定原理进行了全面分析，对双层拉线杆塔也应用了支座处力矩与位移的关系方程组来进行计算等等。对于某些问题，还进行了科学试验工作，如330千伏带拉线撇腿杆塔的实体真型试验，环形截面钢筋混凝土电杆刚度和抗裂性试验，应变测量的误差试验和岩石基础的模拟（缩小尺寸）仿真（实体）及鉴定试验，等等。论文中也提出了有独立见解的计算方法和公式，如关于避雷线支持力的计算中，也考虑了断线张力的相互关系等。虽然有些理论目前还不能直接在工程设计中应用，但对今后研究工作将起到良好的指导作用。不少论文利用了数学方法，使论证推理较过去更加严密，例如关于自振频率计算，应用了小位移的自由振荡联立微分方程组，以及在编制计算避雷线支持力的通用曲线时，应用了迭代逼近法，解决了繁复的计算。在编制计算避雷线支持力的通用曲线时，还开始应用了近代计算工具——电子数字计算机来计算线路设计中的复杂问题，为线路设计利用先进计算技术提供了先例。

代表们对节约大量钢材、木材、投资和劳动力的钢筋混凝土单、双杆的运行经验和改进意见，进行了热烈的讨论，认为这是我国杆塔架构技术的一个重大成就。

这次专业年会的代表来自不同工作岗位，从运行、制造、设计、施工等不同角度来考虑问题，使讨论更加全面深入，争鸣得很活跃，收获很大。

与会代表认为，为了更好地研究解决杆塔科学技术问题，作到生产实践与科学试验相结合，通过试验来验证理论，今后应大力开展科学试验工作。大家认为，对于许多问题试验还做得不够，包括实体真型试验和模拟试验，330千伏杆塔的实体试验有待于做到破损，制杆养护方法需要进一步比较恒温养护与升—恒—降温养护的两种方法，酒杯型铁塔内力和杆塔的自振频率等问题都最好做一些缩小尺寸的模拟试验，自振频率可以应用模拟计算机来计算，等等。近代计算工具，如电子模拟计算机和电子数字计算机等，应该更广泛地加以应用。此外，为了使科研成果更加符合于多快好省的要求，还应该加强技术经济分析的工作。关于杆塔的力学动态方面的工作也需要加强。

大家认为，这次会议取得了很大成绩，主要是反映了现在已经达到的杆塔技术水平，这是贯彻党的调整、巩固、充实、提高八字方针，认真总结多年来工作经验的成果。论文和讨论的意见，对今后工作都有参考价值。现在选出其中14篇论文，由原作者重新作了详细校核，汇编成这一本论文选集。另将杆塔架构专业组专题讨论纪要也附在本论文集内，以供参考。

目 录

前 言

輸电綫路应用岩石基础的初步

分析北京电业管理局基建工程公司第五基建处 欧阳道庚(1)

輸电綫路大跨越高塔整体起立施工經驗

介紹浙江省电力安装公司 曹仲华(17)

环形截面鋼筋混凝土电杆刚度和抗裂性的理論計算及

試驗研究西北电力設計院 胡紹蕃 罗命达(28)

环形截面电杆在瞬时及长期荷载作用下的

刚度华东电力設計院 楊趣賢(50)

330千伏带拉綫鋼筋混凝土电杆新杆型和設計中

几个問題的探討.....东北电力設計院 黄文华 唐光录(65)

110千伏双层拉綫鋼筋混凝土电杆的設計、試驗

和起吊江苏省电业管理局 陈 同(77)

杆塔試驗中应用电阻应变仪的几个問題

的探討电力建設总局电力建設科学技术研究所 韓福嘉 瞿书元(88)

綫路与杆塔体系横向自振频率的分析及其在风载、地震

計算中的应用的探討华东电力設計院 楊趣賢(104)

拔梢单杆(圓錐筒形結構)在横向与垂直荷载作用下的

挠度計算公式的推导西北电力設計院 胡紹蕃(111)

酒杯型鉄塔內力分析探討华东电力設計院 唐国安(119)

架空送电綫路导綫折断时避雷綫的支持作用太原工学院 譚維康(133)

架空电力綫路避雷綫支持力計算的

通用曲綫华北电力設計院 朱世夏(142)

呼包电网110千伏輸电綫路設計上几个問題对

运行的影响內蒙古自治区电业管理局 李連山(154)

带拉綫单杆(塔)輸电綫路的运行經驗上海供电局(163)

中国电机工程学会1963年年会杆塔架构专业組专题討論紀要(175)

輸電綫路应用岩石基础的初步分析

北京电业管理局基建
工程公司第五基建处 欧阳道庚

輸電綫路經過地质坚硬的岩石地区时，地耐力很高，基础設計条件受上拔力控制。若采用大型基础，爆破大坑，則回填土容易流失，維護困难，同时雨季积水，基础的穩固大受影响。如能合理利用岩石結構强度設計岩石基础，則可使基础强度高、稳定性好，并且可以大大减少混凝土量，节约資金。这是輸電綫路建設中应研究推广的重要項目。

北京电网內，有五个輸電綫路工程采用了82基岩石基础，計220千伏綫路有54基，110千伏綫路有28基。另外，尚有几基拉綫基础。施工中，减少石方約6000立方米，减少混凝土量約800立方米，减少运输重量約3000吨，节约人工、鋼材、木材、水泥和汽油等工料費十多万元。历年运行情况良好，无維護工作，基础穩固、安全可靠，为今后广泛采用提供了参考资料。

在实用中，我們作过23次模拟試驗，四次仿眞試驗和一次鉴定試驗。1963年我們又作过25个岩石基础的試驗工作。由于技术水平較低，缺乏学术性的研究，准确性和精确度不高，故实用中，采用試驗下限值設計，并按設計規程的安全系数增加50%；計算混凝土强度时，又考虑了材料的均质系数，所以，使用上是偏安全的。現將我們的体会和初步分析意見，簡要介紹如下：

一、岩石性能鉴别及基础型式的选用

纵横于崎岖山野的輸電綫路，其路径塔位的选择是經過細致严格的实地勘测审定的。难以穩固的地基，是不設置塔位的。因为地基有微小的滑动，不論什么型式基础的塔位都会随之而产生位移。輕則塔身傾歪，重則引起倒塌。所以采用岩石基础和采用一般基础相同，是在地基穩固的前提下使用的。

关于岩石的风化发展，地质学有專門的分析、研究和論述。风化进程以百十世紀而論。风化原因是因不同的物理、化学和生、植物演变的連續作用而产生的。自然条件多变，风化程度不一，岩石結構产状也是千差万別，品类繁多。如何利用岩石性能設計岩石基础，应有專門研究探討。但在使用初期，按岩石現存的結構性能，概括分类而設計几种岩石基础型式，是可靠而适用的。因为杆塔位置常位于有利的高崗上，水分容易流散渗透或蒸发，而非潜水积水或冲刷的地基。不論是有周期性的冻结或融化作用的寒冷地带，或四季雨水而潮湿的温带，物理性的破碎松散或扩隙裂縫作用，或化学性的浸蝕作用，在百十年內的影响是极为有限的，不会影响基础安全。正如在海岸穩固的悬崖上的建筑物，或高山、峻岭上的古物建筑，經常日晒、雨淋、风吹、冰冻，如不是人力破坏，可以几个世紀地长存下来。

如何鉴别岩石质量, 如何使结构强度在岩石基础中发挥作用, 我们综合了一些地质资料, 并提出了在岩石基础设计中, 对岩石分类的办法。

岩石是多种矿质的组合体, 可概括地分为三大类, 即火成岩、沉积岩和变质岩。根据形成程序、组合性能的不同, 又可划分很多品种。现将常见的几种岩石结构及其技术性能列表如表1~3所示。

表 1 岩石机械强度

名 称	σ_b 抗压极限 (公斤/厘米 ²)			抗 拉 σ_p (公斤/厘米 ²)		抗 弯 σ_s (公斤/厘米 ²)		抗 切 (碎) σ_s (公斤/厘米 ²)	
	下 限	上 限	一 般	下 限	上 限	下 限	上 限	下 限	上 限
花岗岩	1231	2041	1581	34	57	85	140	85	140
闪长岩	1300	2900	2400	36	81	90	201	90	201
玄武岩	920	4570	2600	25	129	63	316	63	316
斑 岩	1344	2326	1830	44	77	140	240	86	148
片麻岩	480	2060	1200	16	68	50	217	30	132
致密石灰岩	390	1915	1030	23	113	46	228	32	132
大理岩	795	1161	940	47	68	94	138	65	96
砂 岩	291	1839	990	85	53	27	173	22	142
粗石岩	560	2600	1700						
松石岩	65	241	159						

表 2 均质岩石强度系数及孔隙率

名 称	很 致 密	致 密	中 等	松 疏	孔 隙 率 (%)
花 岗 岩	23~37	16~32	10~15	6.0~10.0	0.19~0.56
玄 武 岩	35~45	28~34	13~24	8.0~12	0.02~1.13
斑 岩	25~35	18~24	12~27	5.0~11	輝綠岩
石 灰 岩	20~25	12~19	8.0~10	2.0~7.0	0.53~13.3
大 理 岩	15~20	12~14	9~10	3.0~8.0	0.53~13.3
砂 岩	15~32	1.0~1.4	5.0~8.0	2.5~4.0	3.63~28.2
頁 岩	11~13	8.0~10.0	4.0~6.0	1.5~3.0	0.49~7.55

表 3 按产状划分岩石级别

级 别	强 度 系 数	岩石的产状及容重(括号内的数字, 公斤/厘米 ³)
5	1.5~2.0	不坚实页岩(2.0), 软泥灰岩(1.9), 弱胶结砾岩(1.9~2.0)
6	2.0~4.0	中强页岩(2.7), 中强泥灰岩(2.3), 软多孔裂巨缝石灰岩(1.2)
7	4.0~6.0	坚实粘土质页岩(2.8), 坚实泥灰岩(2.5), 裂大缝粘土质砂岩(2.2)
8	6.0~8.0	云母页岩、砂质页岩(2.3), 泥灰质石灰岩(2.3), 粘土质砂岩(2.2), 砂砾花岗岩(2.3)
9	8.0~10	砂质石灰页岩(2.5), 密实石灰岩(2.5), 砂岩(2.5), 风化严重软花岗岩、片麻岩(2.5)
10	10~12	坚实页岩(2.6), 大理石、坚实石灰岩(2.7), 石灰胶结密实砂岩(2.6)
11	12~14	石英胶结坚实砂岩(2.7), 粗粒花岗岩(2.8)
12	14~16	极坚实石灰岩(2.9), 轻风化安山岩、玄武岩(2.7), 片麻岩(2.6)
13	16~18	中粒花岗岩(3.1), 坚实片麻岩(2.8), 辉绿岩(2.7), 斑岩(2.5)
14	18~20	高强石灰岩(3.1), 极坚细花岗岩(3.3), 花岗岩片麻岩(2.9), 坚斑岩(2.7)
15	20~25	坚实安山岩、玄武岩(3.1), 高强辉绿岩(2.9), 坚实石英岩(2.8)
16	>25	钙斜长玄武岩(3.3), 异常坚实辉绿岩、石英岩和斑岩(3.3)

岩石产状不同, 强度级别和性能相差很远。我们在岩石基础设计中, 是这样分类的:

第一类 轻微风化稍有裂缝的致密而坚硬的整块岩石, 开采后与混凝土有很好粘合作用, 故设计采用粘结式基础;

第二类 岩石风化较重, 裂缝大而层深, 产状大块, 抗挤压强度高, 嵌固基础的强度高, 故设计嵌固式岩石基础;

第三类 风化较严重的岩石, 层理裂隙, 错综复杂, 产状小块, 抗压强度低。开凿孔浇注混凝土基础楔固于岩石中, 故设计采用锥楔型基础。

粘结式基础适用范围很广, 所有铁塔基础和拉线基础均可采用。嵌固式基础则只适用于窄基铁塔基础。锥楔式基础只适用于宽基铁塔基础。为便于岩石基础的选择, 特综合有关实用资料如表 4 所示。

表 4 各型岩石基础实用参数

基础型式	岩石类别及其产状	适用范围	施工方法	备 注
粘 结 式	10级以上整块坚硬的岩石, 仅有轻微的风化裂纹。如粗、中、细粒的花岗岩, 坚实的闪岩, 安山岩, 玄武岩, 胶结密实的砂岩和坚密的石灰岩, 大理石等, 容重在2.6以上。	各型 铁塔和 拉线 基础	(1) 采用人力或动力打眼。 (2) 用200#以上砂浆浇注。	(1) 页岩不适用。 (2) 地脚螺栓分板稳固。 (3) 局部有夹层扩大岩石孔, 将每个塔脚螺栓组埋入一个孔内, 并改用140~170#混凝土。
嵌 固 式	风化较严重的火成岩, 裂缝大, 有夹层, 成大块状。如疏松的花岗岩、玄武岩、安山岩等, 强度在7~9级高; 中等地质的大理石、石灰岩, 强度在9级上下。 致密的页岩, 但质地均衡, 并无风化夹层。	窄基 铁塔基础	(1) 采用一般爆破法施工。 (2) 混凝土标号为90~110#。 (3) 基础外层应与岩石坑壁贴靠。	(1) 表层允许有覆盖层, 但厚度小于坑深的20%。 (2) 覆盖层下, 必须是大块石。 (3) 爆破后松动的坑壁用砂浆填固, 坑边突出的大石清洗后, 浇入基础内。
锥 楔 式	风化极严重的各类岩石, 强度在6级以上, 产状小块。裂缝细而多, 夹层薄而有土质。	宽基 铁塔基础	(1) 采用人力挖掘, 或深眼少装药的松动爆破。 (2) 用140~170#的混凝土。	(1) 层理倾斜度较大的风化页岩不能采用。 (2) 有覆盖层, 坑深应按覆盖层厚度 b 加深 $\frac{b}{3}$ 。

二、各型岩石基础的计算分析

各型基础利用岩石结构强度性能不一, 计算方法是分类考虑的。

1. 粘结式岩石基础

适用于这类基础的岩石强度, 远高于高标号砂浆。岩石结构强度不需作任何验算。砂浆或混凝土与地脚螺栓的握着应力, 可套用技术标准值计算, 实用中, 地脚螺栓埋入混凝土深度, 满足于25倍地脚螺栓直径, 而又有适应的弯钩形状, 则大于地脚螺栓的机械强度。砂浆与岩石之粘结应力, 取决于砂浆的标准应力和施工的均质系数, 其计算方法为:

$$P_{1c} = K_{\sigma} R_{cu} \times \pi \phi h_1 \times \frac{\alpha N}{m}, \quad (1)$$

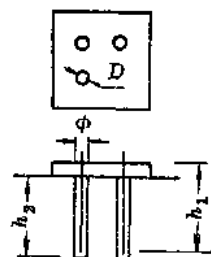


图 1

$$P_{2c} = K_{\sigma} R_s \times \pi D h_2 \times \frac{N}{m}, \quad (2)$$

式中 P_{1c} ——砂浆与地脚螺絲的极限握着力，公斤；

P_{2c} ——砂浆与岩石的极限粘结力，公斤；

K_{σ} ——混凝土的匀质系数；

R_{cu}, R_s ——混凝土的粘结及切应力，公斤/厘米²；

ϕ, D ——地脚螺絲和岩石孔直径，厘米；

h_1 ——地脚螺絲埋入混凝土的深度，厘米；

h_2 ——岩石孔的有效深度，厘米；

N, α ——地脚螺絲根数及弯鈎形状系数；

m ——螺絲組单根荷重分配不均系数。

在砂浆标号、地脚螺絲根数及弯鈎形状确定后， $K_{\sigma} R_{cu} \times \frac{\pi \alpha N}{m}$ 和 $\frac{K_{\sigma} R_s \pi N}{m}$ 均为常

数，則 (1)、(2) 式可簡化为：

$$P_{1c} = B \phi h_1, \quad (3)$$

$$P_{2c} = \rho D h_2, \quad (4)$$

式中 $B = \frac{K_{\sigma} R_{cu} \pi \alpha N}{m};$

$$\rho = \frac{K_{\sigma} R_s \pi N}{m}.$$

参考有关书籍并結合我們的試驗数据，現提出有关参数如表 5 ~ 10 所示。

表 5 混凝土及砂浆的标准应力及均质系数 K_{σ}

标准应力 (公斤/厘米 ²) 标准标号 及 K_{σ} 应力分类	90	140	200	250	300	K_{σ}
弯曲受压 R_u	90	135	180	220	250	0.55
长直强度 R_{up}	72	108	145	175	200	0.55
拉应力 R_p	10	13	17	20	23	0.40
切应力 R_s	22	28	37	45	51	0.40
粘结应力 R_{cu}	18	25	34	42	48	0.40

表 6 鋼筋弯直鈎的形状系数 α

直鈎长度	0	1.0 ϕ	3.0 ϕ
增加强度系数 α	1.0	1.5	1.68

注：若地脚螺絲根部焊固一个爆帽，則 $\alpha > 2$ 。

表 7 螺絲組荷重分配系数 m

每組螺絲根數 N	1	2	3	4
分配系数 m	1.0	1.2	1.3	1.35

表 8 采用200#砂浆, $\alpha=1.5$ 的 B 、 ρ 值

N	1	2	3	4
B	64	116	148	189
ρ	46.5	77.4	107.5	154

如岩石孔有局部风化夹层, 粘結质量大受影响, 因此应扩大岩石孔, 将地脚螺絲組浇注在一个岩石孔內, 同时降低标号, 改用140#混凝土。計算粘結面积, 应按局部夹层厚度进行核減(表9)。地脚螺絲改用半圓鈎, 基础强度只驗算混凝土与坑壁的粘結力, 即:

$$P_{2c} = K_o R_s \times \pi D h_2 f = \rho_o D h_2. \quad (5)$$

f 及 ρ_o 的数值如表9~10所示。

表 9 局部夹层核減粘結面积系数 f 值

局 部 夹 层 厚 度	与 孔 深 比 值			
	<0.1	0.1~0.15	0.15~0.2	0.2 以上
核減系数 f	0.9	0.82	0.7	改变基础形式

表 10 采用140#混凝土計算参数 ρ_o 值

f	0.9	0.82	0.7
ρ_o	31.7	28.3	24.8

2. 嵌固式岩石基础

窄基鉄塔采用空心整体形的嵌固式基础, 按傾复弯矩計算。外荷弯矩为 $M=QH$ 。

抗傾复弯矩由两部分組成: 第一部分为坑壁側压力及其摩擦所产生的弯矩; 第二部分为基底反力及其摩擦所产生的弯矩。为了提高其安全度, 只計算坑壁側压力的抗傾复弯矩, 如图2(1)所示, 即:

$$KM = KQH = (X_1 + X_2) \frac{(1-2\theta^3)}{3}, \quad (6)$$

式中 X_1 、 X_2 ——坑壁兩側的反力。

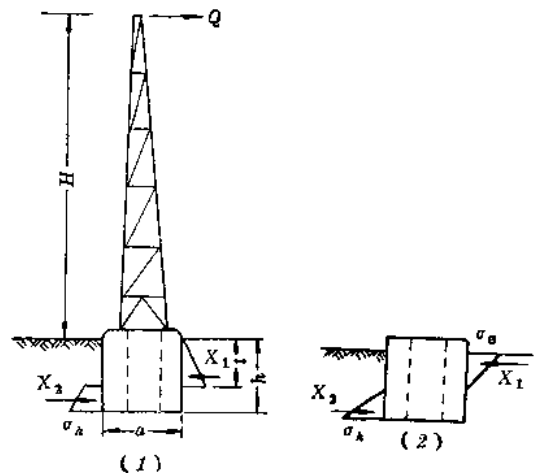


图 2

因有較大风化夹层或有覆盖层, 其坑壁应力为三角形分布, 如图 2(2) 所示。

σ_x 由 $0 \rightarrow \sigma_h$ 。

坑壁侧压力总值为: $E = X_1 + X_2 = \frac{1}{2} \sigma_h a h$ 。

σ_h 值取基坑底岩石或混凝土抗压应力的較低值。这类基础通常用 90# 混凝土基础。按表 5 得:

$$\sigma_h = K_\sigma R_u = 49.5 \text{ 公斤/厘米}^2 = 495 \text{ 吨/米}^2。$$

鉄塔結構基础尺寸通常是 $H/h > 4$, 故取 $\theta = 0.722$,

代入 (6) 式得:

$$KM = 40ah^3, \text{ 或 } h = \sqrt[3]{\frac{KM}{40a}}。 \quad (7)$$

如塔位基面无覆盖层, 风化夹层少而薄, 則基坑侧压应力的分布如图 2(2), 抗倾弯矩的计算为:

$$KM = KQH = X_1 \left\{ \frac{2}{3}t + \frac{2}{3}(h-t) \right\} = \frac{2}{3} X_1 h。 \quad (7a)$$

(7a) 式的計算, 取 $X_1 \approx X_2$ ($\because X_1 = X_2 + Q$, 但 $X_2 \gg Q$)。

$$X_1 = \frac{\sigma_0}{2} ta, \quad X_2 = \frac{\sigma_h}{2} (h-t)a, \quad \text{取 } \sigma_0 = \frac{2}{3} \sigma_h = 330 \text{ 吨/米}^2,$$

$\therefore t = 0.6h$ 。代入 (7a) 式得:

$$KM = 66ah^3, \text{ 或 } h = \sqrt[3]{\frac{KM}{66a}}。 \quad (7b)$$

3. 錐楔式基础

此类基础抗上拔力极限值, 为基础表面与岩石发生的最大阻切作用力。

当周围岩石結構发生破坏而出現放射性的裂紋时, 即达上拔力极限值。

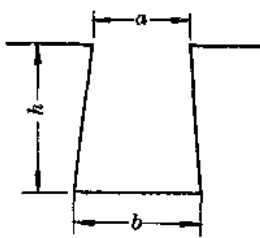


图 3

$$KP = \sigma_s A_s = \pi \cdot \frac{a+b}{2} h \sigma_s, \quad (8)$$

式中 a 、 b ——圓錐型岩石孔的上、下口直径 (图 3), 厘米;

A_s ——基础表面面积, 厘米²;

σ_s ——岩石的阻切应力, 公斤/厘米²。

因岩石产状及风化程度不同, σ_s 值变动很大。取試驗下
限値計算, 其几何尺寸仿楔型綫夾設計, 坡度比为 8~10,

$$\text{即 } \frac{2h}{b-a} = 8 \sim 10。$$

岩石风化程度稍輕时, 坡度比取 10, 令 $b/a = x$, 則 $h = 5a(x-1)$ 。

代入 (8) 式得:

$$KP = 7.87a^3(x^2-1)\sigma_s, \quad (9)$$

其单个混凝土体积为:

$$V = \frac{5\pi a^3}{3 \times 4} (x^3-1) = 1.31a^3(x^3-1)。 \quad (10)$$

在我們的几次試驗中， σ_s 值最高为4.07公斤/厘米²，最小为1.2公斤/厘米²，而設計計算用1.2公斤/厘米²值。

茲將 $x=1.4$ 、1.5和1.6值代入(9)、(10)式中，求出 KP 、 V 和 h 的 $f(a)$ 函数如表11所示。

表 11 h 、 KP 和 V 的 $f(a)$ 函数

$f(a)$ 項 別	x 值	1.4	1.5	1.6
h		$2.0a$	$2.5a$	$3.0a$
KP		$90.7a^2$	$118a^2$	$147a^2$
V		$2.3a^3$	$3.1a^3$	$4.1a^3$

x 值，將按岩石不同风化程度而采用不同的数值。风化严重的， x 值取最大值較合理。坡度比取 8 时，則表11的系数乘以0.8計，而坑深宜大于1.5米。

4. 例題

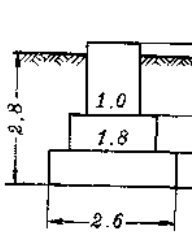
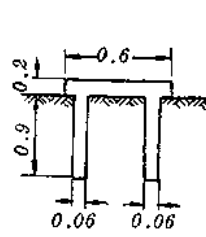
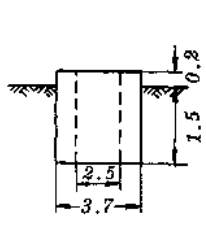
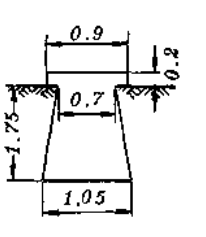
某工程PY₃₀塔基础的設計条件：

上拔力 $P=14.09$ 吨；水平力 $a=1.47$ 吨；

弯矩89吨·米；根开3152毫米。

原設計素混凝土基础和三类岩石基础的技术經濟数据如表12所示。

表 12 PY₃₀ 鉄塔各型岩石基础与素混凝土基础技术經濟比較

基础型号	原 設 計 基 础		岩 石 基 础					
			粘 結 式		嵌 固 式		錐 楔 式	
圖	 (1)		 (2)		 (3)		 (4)	
混凝土量(米 ³)	31.6	100%	1.1	3.5%	12.6	40%	5.05	16.0%
石方(米 ³)	104	100%	0.8	0.77%	20.6	19.8%	4.72	4.5%
运输重(吨)	95	100%	3.5	3.2%	41.0	43.2%	15.5	16.3%
水泥(吨)	7.5	100%	0.82	11%	2.8	37.4%	1.36	18.2%
木材(米 ³)	30	100%	0.3	10%	1.2	40%	0.3	10.0%
鋼材(公斤)	262	100%	147	56%	200	76%	200	76%
金額(元)	2832	100%	291.5	10.3%	1220	43.2%	570	20.1%

三、試 驗 方 法

在三类岩石基础中，計算混凝土强度时，采用鋼筋混凝土学或有关規程中的标准数

据,是完全符合科学技术原则的,可不作试验。我们在粘结式岩石基础中,作过一些模拟和仿真试验,其效果说明利用标准数据是可靠的。但嵌固和锥楔式岩石基础的岩石质量,因风化程度不同而变化很大,所在全綫勘测后,选其较严重的地点,进行仿真试验鉴定实属必要。现将我们进行的试验工作,简要归纳分析如下:

1. 模拟试验

23次模拟试验中,粘结式有18次,锥楔式有5次。试验数据如表13、14所示。

表 13 粘结式模拟试验记录

试件号	钢 筋		岩 石 孔		试 验 最大值 (公斤)	破 坏 情 况	试验应力(公斤/厘米 ²)			备 注
	直 径 ϕ	埋 深 h_1	直 径 D	孔 深 h_2			钢 筋 σ_n	R_{cq}	R_r	
1	*12	100	40	130	3400	未 破 坏	3610	>90	>27	
2	*2×12	100	40	130	5600	钢筋拔出	2480	74	>22.2	
3	12	300	40	330	4600	钢筋拔出	4060	40.9	>12.2	
4	12	300	40	330	6400	钢筋拔出	5660	56.8	>17.0	
5	12	300	40	330	5600	钢筋拔出	4950	49.6	>14.8	
6	*16	200	40	230	6800	钢筋拔出	3380	67.5	>27.0	
7	*16	200	40	230	7600	钢筋拔出	3780	75.2	>30.2	
8	*16	200	40	230	9000	未 破 坏	4480	>82.9	>35.7	
9	2×16	200	40	230	8000	钢筋拔出	1990	39.7	>15.9	
10	16	200	40	230	4800	钢筋拔出	2390	47.5	>19.1	
11	*19	200	40	230	7600	未 破 坏	2680	>63.4	>30.2	
12	*19	200	40	230	10000	未 破 坏	3520	>83.3	>39.7	
13	*19	200	40	230	10000	未 破 坏	3520	>83.3	>39.7	
14	*25	750	60	800	19600	未 破 坏	4000	>33.3	>13.0	
15	*25	1100	50	1200	24300	混凝土局部压坏	4950	>28.0	>12.9	
16	*25	1100	50	1200	24000	混凝土局部压坏	4900	>27.7	>12.8	
17	*19	1000	35	1100	11500	未 破 坏	4050	>19.3	> 9.5	
18	*25	750	60	800	15200	混凝土与岩石间有裂纹 四周有效放射性裂纹	3100	>25.8	>10.1	

注:以上试件钢件,利用余料,钢号不一,且有冷拉后钢筋,破坏拉力较高。均采用250[#]砂浆浇注。钢筋直径格内有“*”者,系有一倍直径的弯钩,或底部焊有三根小一号钢筋,其长度约为2 ϕ 。

表 14 锥楔式模拟试验记录

试件号	钢 筋		岩 石 孔			破坏力 (公斤/厘米 ²)	阻切应力 (公斤/厘米 ²)	破 坏 情 况
	ϕ	h_1	a	b	h_2			
1	2 ϕ 16	650	250	350	750	9400	1.42	周围有放射性裂纹,最大的为-3×1160毫米
2	2 ϕ 16	650	250	350	700	8560	1.30	上拔2毫米,周围裂纹-3×600毫米
3	2 ϕ 19	650	250	250	700	11600	2.11	最大裂纹-2×700毫米
4	2 ϕ 25	650	250	350	700	18400	2.8	上拔2毫米,裂纹-1.4×500毫米
5	2 ϕ 25	650	250	250	700	22400	4.07	周围有-2.0毫米裂纹

(1)砂浆与地脚螺丝之粘结应力,在表13中,有弯钩的 R_{cq} 平均值为72.2,无弯钩的平均值为46.9,二者的比值 $\alpha=1.54$,与建议用的数值1.5接近(见表6)。

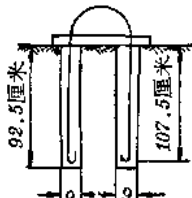
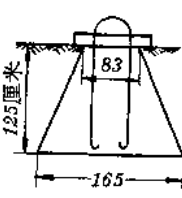
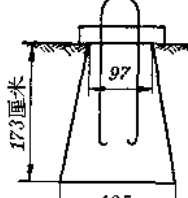
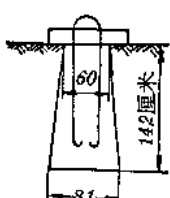
(2) 250#砂浆的 R_{cu} 值, 查表 5 为 42 公斤/厘米², 而試驗平均值为 46.9 公斤/厘米², 最低值 39.7 为标准值的 94.4%, 最大的 56.8 为标准值的 135%。其施工质量的幅度影响, 远较規程規定 $K_s=0.4$ 偏安全, 故用表 5 值設計是可靠的。

(3) 錐楔型岩石基础的阻切应力为 1.3~4.07, 变化較大, 均非上拔位移破坏, 而是岩石結構力破坏, 出現放射性裂紋。故按安息角控制土壤之結構力进行稳定驗算(見下节)。

2. 仿眞試驗

在模拟試驗的基础上, 設計实用基础的尺寸, 并进行仿眞試驗, 意义非常重大, 尤其是錐楔式和嵌固式基础均显得十分需要。下面是我們在工程中所作的仿眞試驗(表 15)。

表 15 粘結式及錐楔式仿眞試驗記錄

类 别	粘 结 式		錐 楔 式						
	标 准 型	特 殊 式							
設計資料	塔 型	110 千伏 PY ₃₀	200 千伏 ПД ₂	220 千伏 УД ₃₀	220 千伏 ПД ₂				
	上 拔 力	14.09 吨	12.6	26.0	12.6				
	水 平 力	1.47 吨	1.78	3.7	1.78				
	地 脚 1	3φ25	3φ25	3φ36	3φ25				
基础簡图 (均用四根筋)									
	(1)	(2)	(3)	(4)					
試驗荷重(吨)	項 别	上 拔	水 平	上 拔	水 平	上 拔	水 平	上 拔	水 平
	100%	14.09	1.47	12.6	1.78	26	3.7	12.0	1.2
	200%	28.18	2.94	25.2	3.56	52	7.4	25.0	2.75
	300%	42.27	4.41	37.8	3.56	71	7.4	36.4	3.1
	400%	56.30	5.58	50.4	3.56			44	4.4
	500%	37.00		66.5	3.56				
破坏情况	第一次加荷到400% 无变形, 第二次到 518% 外力稍偏, 边缘混凝土稍有裂紋		加荷到 530 %試驗 支点损坏終止試驗 鋼筋屈服延伸引起 边缘混凝土上有 0.2 毫米裂紋		加荷 150 %时, 岩石 受振有微紋 200 %时, 微紋可見 寬度 250 %时, 紋寬 2 毫米 300 %时, -8×1960, 基础破坏		加荷 200 %, 三条 小紋。400 %时, 三条裂紋扩大为 -5×1430 毫米, -4×1170 毫米, -7×1030 毫米, 基础破坏		

(1) 粘結式基础由于試驗設備的限制, 試件均未破坏。計算应力采用模拟試件記錄。

(2) 錐楔式基础 140# 混凝土, 与岩石的接触面积: УД₃₀ 为 59,900 厘米²; ПД₂ 为 31,400 厘米², 計算阻切应力为: УД₃₀ 的 $\sigma_s=1.2$ 公斤/厘米²; ПД₂ 的 $\sigma_s=1.4$ 公斤/厘米²。其值与同一地点的模拟試件(表 14 之 1#、2# 試件)的試驗值接近, 其基础破坏簡况如图 4 所示。

(3) 錐楔式基础的稳定驗算, 按极限平衡原理計算。平衡极限上拔力为岩石結構面上

的錐形土壤重量 G 和結構破坏面的摩擦阻力,如图5所示。

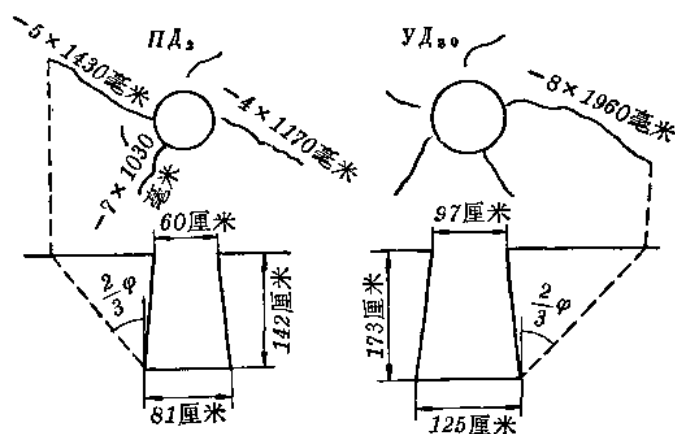


图 4

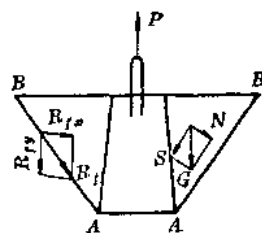


图 5

$$\therefore P = G + R_{fy} \quad (11)$$

式中 G ——受 $\frac{2\varphi}{3}$ 控制。 φ 为风化岩石土壤的安息角;

R_{fy} ——岩石破坏面 AB 产生摩擦阻力 R_f 的垂直分力。 $R_{fy} = R_f \cos \frac{2\varphi}{3}$ 。在 AB 面破坏之前,所承受的垂直压力 $N = G \sin \frac{2\varphi}{3}$;

$R_f = N_f = N \tan \varphi = G \sin \frac{2\varphi}{3} \tan \varphi$ 。代入(11)式,得,

$$P = G + G \sin \frac{2\varphi}{3} \tan \varphi \cos \frac{2\varphi}{3} = G \left(1 + \frac{1}{2} \sin \frac{4\varphi}{3} \tan \varphi \right). \quad (12)$$

根据(12)式将 $\Pi Д_2$ 、 $У Д_{30}$ 之試驗結果分析比較如表16所示。

表 16 錐楔型岩石基础計算極限力和試驗荷重比較表

基础型式	风化岩石土壤 安息角 φ	G (吨)	P (計算值)	試驗荷重 (Q)	P/Q
$\Pi Д_2$	64.5° 取 60°	22.1	41.0	44.0	93%
$У Д_{30}$	67° 取 60°	47.8	89.0	71.0	125%

基面裂紋长度系順弯曲測定的,非放射长度,故取 $\varphi = 60^\circ$ 驗算。

3. 鉴定性試驗

某工程,采用了几基嵌固式基础。在組塔后进行試驗。但限于結構强度,只作100%荷重試驗。尤其当时用絞磨单绳牵引,接近100%荷重时,发生牵引設備跳动,振動較大。按常用振動系数1.4計,荷重有显著增加,塔身挠度較大,基础分毫未动。六年来运行情况良好。

其驗算結果如下:基础尺寸 $2.9 \times 2.9 \times 1.5$ 米。

設計荷重为84吨·米。混凝土标号为90*。

按(7)式計算, $K = \frac{40 \times 2.9 \times 1.5^2}{84} = 3.1$ 。按設計規程規定,直綫塔基础稳定系数为1.5, 增加50%后为2.25。而計算 K 值大于2.25, 所以运行是安全的。

4. 試驗方法的改进

为了进一步求得各类岩石基础的特性, 1963年又进行了25个試件的試驗。計模拟試件22个(其中粘結式的17个, 嵌固式的3个, 錐楔式2个), 嵌固式仿眞試件3个。部分試驗在京郊良乡城东进行, 另一部分是1961年某工程未破坏的試件。

(1) 砂浆和岩石的粘結应力, 各次試驗中, 均是鋼筋拔出或断折, 其試驗值 R_s 大于計算用标准值, 效果很好, 如表17所示。

表 17 砂浆与岩石粘結后的切应力 R_s 值試驗記錄

1961 年 試 件	1	2	3	4	5	6	7	8	9
鋼 筋 直 径	19	19	12	12	19	12	12	12	12
弯 鉤 形 状	1 ϕ	1 ϕ	1 ϕ	1 ϕ	1 ϕ	0	0	0	0
岩石与砂浆粘結面积 (厘米 ²)	37.6	25.0	25.0	50.0	43.8	450	313	275	250
試 驗 值	4800	2000	3600	2300	1500	4500	2800	2800	4800
K_s 值 大 于 (公斤/厘米 ²)	127	80	144	46	34.2	10	9	10.2	19.2
試 件 号	10*	11*	12*	13*	14*	15*	16*	17*	18*
鋼 筋 直 径	$\phi 15/135$	$\phi 16/14$	$\phi 19/16$	$\phi 18/16$	$\phi 11.5$	$\phi 16$	$\phi 16$	$\phi 19$	$\phi 16$
螺 帽 周 长 (毫米)	120	105	124	104	90.0	0	0	124	0
岩石与砂浆粘結面积 (厘米 ²)	132	119	128	125	119	478	478	478	432
試 驗 荷 重	6150	5100	待以后作試驗	4760	4700	1700	2700	7200	2250
破 坏 情 况	絲 扣 断	螺帽焊口处断		螺帽焊口处断	鋼筋断	抽 焊	抽 焊	未破坏	抽 焊
R 值 大 于 (公斤/厘米 ²)	46.6	42.8		38.0	39.4	3.5	5.5	14.8	5.2

在17个試件中, 1~5*試件都是弯鉤伸直或粘着砂浆而滑出, 砂浆与岩石的粘結力 R_s 高达144公斤/厘米², 尙未破坏, 其效果很好。在1963年8月2日浇制的10~14*試件中, 砂浆标号为300*, 在平均溫度約25°C养护下, 9天后作試驗, 而 R_s 均大于38公斤/厘米², 即大于200*砂浆的 R_s 值。尙有試件大于300*砂浆强度。各次試驗中, 均証明砂浆与岩石的粘結性能完全滿足于砂浆标准应力的要求, 尤其岩石基础中, 岩石与砂浆的粘結面积都是3~4倍于砂浆和地脚螺絲的粘結面积, 因此, 其作用可以說是万无一失。为加强地脚螺絲稳固和减少坑深, 在地脚螺絲根部加螺帽焊接。这对相应地提高粘結作用很大, 在10~14*試件中, R_{cu} 值增加很大, 10*試件达122公斤/厘米², 相当于弯鉤系数 $\alpha = \frac{122}{42} \approx 3.0$,

这是今后岩石基础设计中的重要参数资料。

(2) 嵌固式岩石基础试验，在三个模拟试件中进行。浇小型立方体混凝土块于岩石中，埋入一根三角钢 $\angle 75 \times 6$ （图6）。在试验中，均因角钢变形，中止试验，三个试件均未破坏。试件岩石质量风化程度，1*稍重，2*、3*较好。其试验记录如表18所示。

表 18 嵌固式基础模拟试验记录

试件	数量	项目	基础尺寸(厘米)			计算 KM (公斤·厘米)	试验荷重			试验值 计算值(%)	备注
			a	b	h		H	Q	KM		
1*			14	15	11	11200	28.5	550	15650	140	(1)均系角钢变形 (2)基础均未变形或移动
2**			17	21	13	31800	42.5	750	31800	168	
3**			20	23	20	50000	45	710	32000	64	

注：带“*”者系套上一根较大的槽钢试验的。

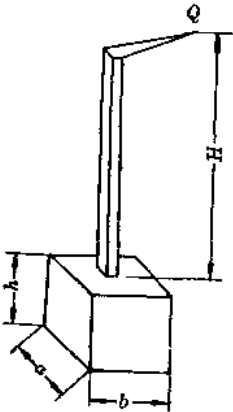


图 6

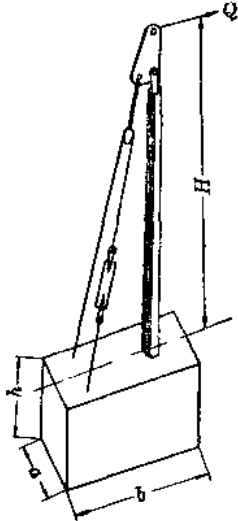


图 7

计算KM值按(7b)式计算，因 $\angle 75 \times 6$ 角钢强度不足，均未使模拟试件破坏。

在三个嵌固式基础的仿真试验，选在一个偏坡地点，附近有较深的土壤层，中间有未风化的石英质类的大块石，表层也有小量的中块状岩石，并多是单独存在为粘土所包围的。基础尺寸及试验布置如图7所示。试验记录如表19所示。

三个试件按(7)式计算，均未达破坏极限计算值。按安全系数为4时的容许值考虑，其试件的破坏条件：1*为363%；2*为292%；3*为306%，均未达到400%。因风化层深，粘土成分多。1*试件前后表层有大块石，在试验中均未移动，而是基础本身中部混凝土切断。但较用土壤特性A计算值则大数十倍。设土壤条件为 $\gamma=1.9$ ， $\varphi=45^\circ$ ， $P=20$ 吨/米²，则 $A=11.1$ 吨/米³。其抗倾弯矩值与试验值比较，如表20所示。