

電力網與高電壓技術選集



試驗所

廣西電機工程學會
廣西電機試驗研究所

目 录

输电线路结构设计的一个合理方法.....	(1)
索单元概念在输电线路悬索横担结构中的应用.....	(8)
科罗拉多—乌特345千伏线路“H”形格构钢杆结构系统.....	(16)
邦纳维尔电管局新建的500千伏线路.....	(26)
输电线带电作业法的安全问题.....	(35)
计算输电线路雷击停电率的随机算法.....	(41)
接地网冲击阻抗的基本原理.....	(49)
打入接地棒的研究与四点土壤电阻率试验.....	(57)
在故障输电铁塔上的跨步与接触电压.....	(63)
在输电线路结构附近因跨步与接触电压引起接地危险的风险估计.....	(74)
短路电流对高压和超高压耐张母线设计的影响.....	(81)
耐张母线对短路电流的反应.....	(89)
变电站短路持续时间对动应力的影响.....	(94)
交互性短路计算的新方法.....	(102)
超高压或特高压输电线路故障精确定位的新算法 (第一部份—傅里叶变换法)	
.....	(108)
超高压或特高压输电线路故障精确定位的新算法 (第二部份—拉普拉斯变换法)	
.....	(116)
架空输电线路磁耦合的计算.....	(124)
均质土壤三相架空线路的感应与磁场效应计算.....	(132)
相分裂导线对平面间隙击穿电压理论计算中临界电荷法的进一步改进	
.....	(139)
相分裂导线间隔棒(板)动态特性对控制振动的影响.....	(145)

输电线路结构设计的一个合理方法

[加] *Elias Ghannoum*

一、前言

大多数现行输电线路的设计方法，不是引自建筑规范，就是由低压线路的实践推广而来。最近有一些文章，对各电力公司和线路设计人员的各种设计实践，特别是有关荷载（断线、不平衡荷载等）和强度（安全系数、各构件相对强度等）方面的作法进行了介绍。

近十年来，北美已提出了一些新的设计建议。国际电工委员会（IEC），通过第十一届技术委员会会议，正按国际水平，对以概率理论为基础的新设计标准作最后定稿。

本文提出一个关于荷载、事故顺序、构件强度和可靠性水平选择等方向的新设计原理。1978年以来这一原理已为加拿大魁北克水电局所采用，而且是詹姆斯湾输电系统（1500英里）各段所使用的735千伏线路刚性杆塔设计的基础。

二、定义

由于本文所使用的某些术语在输电线路词汇中不常见，因此定义如下：

极限荷载：超过该荷载时，最薄弱构件将发生破坏（例如杆塔事故）。

正常输电系统：正常输电系统就是能安全输送电流，并能承受设计极限荷载的输电线路。

有故障输电系统：即发生了机械故障需要人工排除的输电线路。

基本荷载：包括气象荷载，施工荷载以及检修荷载，其值可用适当方法估计或测定。

衍生荷载：这种荷载来源于基本荷载，它们是在卸荷过程中产生的（特别是脱冰时产生的）。由于它们的起因具有随机性，同时又缺乏实测资料，一般很难估计。

利用系数：系极限荷载产生的应力与破坏应力之比。

三、方法的基本原理

方法的基本原理如下：

1. 输电线路是由相互作用的各部分（杆塔，基础，导线，金具）所组成。因此任何一个部分的设计都与其它部分有关。

2. 气象荷载都是随机变量。因此，不管其重现期如何，大于某一荷载的概率总是存在的，所以不存在最大气象荷载。使用最大荷载这个词会使人误解，因为它含有一种使人产生绝对安全的错觉，而代之以极限荷载来描述设计荷载（风速，复冰厚度等）。

3. 输电线路极限荷载的选择是一个经济问题，它把当地气象条件和与线路有关的经济因素（基建投资，事故检修费用等等）结合起来。

4. 只要超过极限荷载，一般就认为会发生事故。因此，把超载系数用于极限荷载是无效的，甚至与这一原理背道而驰的。

5. 输电线路事故可能是其它原因而不是超极限荷载引起的（例如物体碰撞，材料

不合格，人为破坏等等）。因此按较长的重现期来计算输电线路的荷载，对上述事故的影响不大。

6. 由于在线路使用期限内很难避免发生机械事故，为了减少改建费用，缩短改建工期，必须研究不同事故模式，这种减少可通过选择一个能把串基事故危险减到最小的适当事故顺序来达到。

四、作用于输电线路的荷载分类

荷载分类是本方法的一个重要部分，概

表 1 荷 载 分 类

正 常 输 电 系 统		有 故 障 输 电 系 统	
基本荷载	衍 生 荷 载	工作荷载下(每天受力)	极限荷载
冰 载	脱冰 (纵向和横向)	一根导线断线	
冰载 + 风载		全部导线断线	
风 载		悬垂绝缘子串事故	
不对称雾凇		一基相邻杆塔倒杆	

五、正常输电系统荷载

1. 基本荷载

冰荷载——这一类荷载包括导线或杆塔上的各种形式的覆冰荷载。最常见的冰是由于气温变化产生的雨淞，其相对密度约为0.9，这类覆冰比较均匀。

雾凇是另一种积冰形式，它是由过冷水滴碰撞在输电线上而形成的，其密度为0.2~0.9。如果档与档之间的高程和地形开阔程度有所变化，则通常同时出现不平衡覆冰。

冰荷载以导线周围的平均冰厚表示。单位长度导线的覆冰重量为 $W_i = 1.224t(D + t)$ ，其中 D 为导线直径， t 为覆冰厚度。

包括如表 1。表中把正常输电系统荷载（风载，冰载等等）与有故障输电系统荷载（断线等等）分开列出。之所以分开是由于输电线路必须设计成能承受正常输电系统荷载，但也可以为承受有故障输电系统荷载而设计。为承受后一类荷载设计只有在对这类荷载的后果进行分析后才能决定。有故障的输电系统荷载与保险费一样，变化很大，取决于所使用的构件类型和对线路所期望的安全度。

雨淞厚度的分布通常服从于 Fisher—Tippett 函数。

风荷载——风这种自然现象要比冰更为工程师们所熟悉。风的等级来自气象站长期观测纪录，同时对结构物的影响也进行了广泛研究。为了计算风对输电线路的影响，首先必须选择一个标准风速，然后根据风的梯度理论按结构的设计高度加以修正，再把修正的风速乘以阵风系数，最后用适当的公式将其结果换算成风压。

研究证明，风速服从于极值分布。这种分布早已为北美大部分地区所采用。

冰与风组合荷载——这类荷载介于上述两类荷载之间。如果刮风是在导线上成冰以后，则这类荷载的分布函数可根据冰与风各自的分布函数，并考虑冰在导线上一般停留

的时间来推导。在计算雾凇时，问题就比较复杂，因为在结凇过程中，风与凇是相互联系着的。

施工荷载与检修荷载—输电线路在施工或检修过程中，可能承受巨大荷载（例如在直线杆塔附近导线临时固定，杆塔起吊，紧线等）。这些荷载都必须慎重考虑，因为在作业时如发生事故，就可能造成人身伤亡。

不平衡覆冰荷载—在雾凇地区，只要输电线路所经地段的高程或开闭程度变化，就会产生这一类荷载。通过对纵剖面 and 局部地形详细研究，就可以确定因位于地形开闭程度而起急剧变化地点的杆塔，应予专门设计。理论上这样的地段应该避开，因为它们为输电线路中的薄弱环节。

在考虑这些特殊地段之后，就减少线路不平衡覆冰的可能性。但是，在山区每基杆塔却都有可能经受某些不平衡覆冰，因此这些杆塔就必须按这种荷载设计。根据魁北克水电局的经验和实测资料，不平衡冰载的重现期采用5年，全部作用于杆塔一侧，而另一侧为裸导线。

2. 衍生荷载

在平原，冰载沿杆塔前后两档通常是均匀分布的，但是脱冰时，这种现象就变为随机的了，此时两档脱冰都相等是不大可能的。不平衡脱冰可以产生纵向力或扭力，这对杆塔可能是危险的。

为了简化计算，可以把脱冰状态看成一侧为裸导线，而另一侧导线上作用有荷载 $\alpha\omega_i$ （ α 为折减系数， ω_i 为档内原均布覆冰重量）。

α 值的理论计算非常困难，因此只有依靠经验和判断。平坦地区的 α 值可考虑暂定为0.3，而对于不同开闭程度的线路（山地、连续屏蔽和开闭档等）则 $\alpha = 0.5$ 。

为了查明 $\alpha = 0.3$ 的影响，现研究一回路直线塔（图1）。该塔每相架设一根麻

牌 54/7 钢芯铝线，设计极限覆冰厚度为1.75英寸。若该塔按 $\alpha = 0.2$ 的不均衡覆冰设计，则可以看到（图2），当导线上尚有

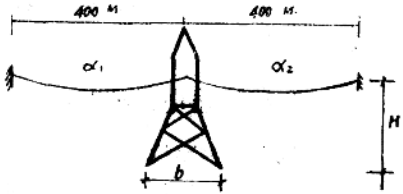


图1 不均衡荷载下的直线塔
 $H/b = 4$ ，极限冰载：1.75英寸
 麻牌导线
 初始张力为最大抗拉强度的20%

大量覆冰时（例如第一档 $\alpha_1 = 0.8$ 而第二档 $\alpha_2 = 0.83$ ），则该塔所承受的不平衡脱冰荷载就很小。

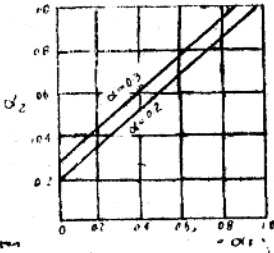
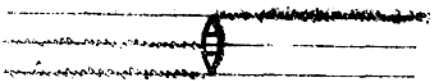


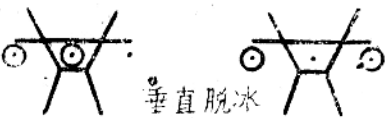
图2 等效不均衡冰载

这就意味着，按 $\alpha = 0.2$ 设计的杆塔可能在脱冰过程中破坏，因为覆冰荷载值很大时，几乎要求脱冰相同（0.88对0.80）。

如果不平衡设计荷载为 $\alpha = 0.3$ （图2），



不平衡扭转脱冰



垂直脱冰

图3 典型不均衡冰载

则杆塔就可能在任何冰载下承受比较大的不平衡脱冰(0.80对0.95或0.60对0.78)。

纵向脱冰荷载不是唯一的覆冰衍生荷载。脱冰也可能在杆塔上产生扭转荷载或不平衡垂直荷载(图3)。

六、有故障输电系统荷载

1. 工作荷载下的事故

输电线路除正常输电系统荷载作用外,还可能遭到重大机械应力作用。例如,材料不合格,人为破坏,物体碰撞等等,都可能造成线路事故。这种事故通常是在与重要基本荷载所联系的日常条件下发生的。但工程师们不能控制这些事件,而最好的解决办法是限制其后果,防止发生串基效应。因此可以根据线路的可靠性,使每一基直线塔或孤立档保证足够的强度来控制工作荷载下的垂直或纵向串基效应。

通常考虑下列荷载情况:

悬垂绝缘子串事故—当悬垂绝缘子串脱落时,相邻两塔就要受到附加的垂直和纵向荷载作用。计算总荷载时必须采用平均档距。在平坦地区垂直静载的增值为某些纵向力的50%,与初始参数有关。魁北克水电站的典型线路计算表明,纵向分量的变化介于垂直荷载的10%~50%之间。如果不进行动力分析,则考虑该荷载的动力作用时的垂直荷载应增大到起始档距的1.5至2.0倍。

直线塔事故—直线塔的垂直事故产生的荷载,与悬垂绝缘子串事故的相同,但作用于所有悬挂点。

一根导线或一相导线断线—这类事故的起因通常是绝缘子或金具不合格。事故时相邻档的导线拉力的最大动力值达到初始拉力的150%到250%,然后由于绝缘子串增添松弛和结构变形,其静荷载稳定在原拉力的50%至80%。断线相两侧的杆塔,可能由于动荷载而发生事故,但是如果这种事故是吸

收能量的话(如刚构杆塔),则次一基杆塔将只承受剩余的静拉力。因此,如果这些杆塔是按剩余静拉力计算,则可阻止纵向串基事故,在单回路杆塔上,外侧相事故允许较大的偏转,故此中间相的事故危险小,所以剩余静载也可相应减少。在魁北克水电站735千伏线路中,外侧相的荷载按 -30°F 时无冰载拉力的65%考虑,而中间相则为75%。

全部导线断线—这类事故可能是由于物体撞击(飞机,风载抛射体),转角塔失事,龙卷风等原因所致。作用在直线塔上的荷载与单相断线的相同,但其作用点则在各导线悬挂点上。

2. 超极限荷载事故

当输电线路的荷载超过极限荷载时,一般就预期会发生某种事故。事故的方式有些是非常严重的,可以像覆冰荷载一样,造成导线断线,引起大的串基事故。

有两种限制超极限荷载事故的方法:

(1) 采取最佳事故顺序,在这种情况下,发生事故的第一基杆塔或元件产生的动力超载很小;(2) 为了控制事故范围,在孤立档采用纵向和垂直强度很大的专用塔。

抗串基事故塔的原理—即使选择了适当的事故顺序,输电线路任何组成部分发生事故还是会加大邻近杆塔的荷载。如果作用于杆塔的荷载接近于承载能力,则事故将进一步扩大,除非杆塔有足够的备用强度来抵抗这种超载。所设计的直线塔,其垂直荷载小于 $1/2$ 的垂直档距时,可以起到抗串基事故塔的作用。线路中现有的拉线杆塔或大型转角塔也可以阻止纵向串基事故。

如果事故是在雨淞冰暴时发生的,在某特定距离内如果没有采用加强杆塔,则其负载率一贯很高的长直线塔的耐张段就容易发生大的串基事故。

为了使抗串基事故杆塔的费用尽可能保

持最小,如果条件可能,这种杆塔应按直线塔设计,并应布置在海拔最低和地基土壤良好的地点。这种杆塔的耐张段的长度大约为5公里(对于干线每段10基),但也可以根据下面将要讨论的经济条件加以改变。

抗串基事故杆塔必须在极限荷载条件下按全部有故障输电系统荷载设计。

事故顺序确定—最佳事故顺序根据下列准则确定:

(a) 发生事故的第一基杆塔或元件的抵抗力变化必须很小。

(b) 事故引起的动力效应必须最小。

(c) 修理费用必须最少。

(d) 极限应力与破坏应力之比必须接近于1。例如,在刚性杆塔上,该比值等于1,但对于导线,在无冰区该比值等于0.3(受振动限制),在重冰区最多为0.75。

(e) 当杆塔或元件价格低廉时,不应妨碍主要杆塔或元件使用超强材料。

按照上述准则,导线主要因b项及d项,转角塔主要因b项及c项,基础主要因a项而排除了作为最薄弱的部分。因此,从最薄弱部分开始,采用下列事故顺序:

- (1) 直线杆塔;
- (2) 悬垂绝缘子串(金具与绝缘子);
- (3) 直线杆塔基础;
- (4) 转角杆塔;
- (5) 转角杆塔基础;
- (6) 导线;
- (7) 耐张绝缘子串(金具与绝缘子)。

七、各组成部分的强度

直线杆塔—已经得知,超极限荷载时直线杆塔是第一个发生事故的部分。如果每基杆塔要是安装控制得很好,那末,就应当按极限荷载发生事故来设计,而无需任何备用强度。但是,在一般线路中,制造误差和施

工方法通常会降低杆塔的平均强度。因此我的目标必须是使杆塔的强度略高于考虑这种误差所需的强度。

杆塔的受压杆件对制造安装的偏心是敏感的。因此设计时必须在极限荷载下留有10%的备用强度,受拉杆件和螺杆的敏感性较差,但也应有50%的备用强度。

由于强度最小的杆塔未必会发生事故,所以所有有故障输电系统荷载都应作用于杆塔,不要留有任何备用荷载。

在按上述准则设计杆塔时,重要的是保证利用系数B(实际档距与设计档距之比)尽可能接近于1.0,否则就会改变事故顺序。在平地,如杆塔高度与其最大档距协调的话,则0.9是可容许的,而且也是容易达到的。在丘陵地区,为达到此目的,应至少设计一基这样的杆塔。

转角杆塔—由于转角杆塔的强度必须比直线杆塔的大,因此转角杆塔的设计应当有更大的承载裕量(根据这一要求可适当考虑为10%)。如果转角杆塔是按其位置的确切角度来设计的话,则其备用强度应比直线杆塔的实际备用强度大10%,这相当于 B_t 为1.1。

在一般情况下,转角杆塔的转角由 θ 到 $\theta + \Delta\theta$,其平均利用系数为

$$B_a = \frac{\sin(\theta + \Delta\theta/2)/2}{\sin(\theta + \Delta\theta)/2} \cdot B_t$$

如果线路的转角是随机选择的,且 $B_a > 1.10$,则无需附加备用强度。

实际上,转角杆塔是按固定的角度差 $\Delta\theta$ 来选择的。像 30° 、 60° 、 90° 这样的系列是全世界通用的。按照利用系数概念,转角杆塔应选择相等的利用系数。在表2上把通用的转角杆塔系列与建议的系列作了比较。

导线—导线应该是输电线路中强度最大的主要部分。导线的张力在极限荷载下由于永久变形通常不大于最大抗拉强度的75%。

在这种情况下，利用系数（以极限荷载与破坏荷载之比表示）接近于0.70。在没有冰载的地区，导线由振动准则所控制，其利用系

数不超过0.50。因此，遵照所建议的事故顺序，导线通常都具有足够的备用强度。

但是，如果在杆塔定位过程中，直线杆

表2 转角杆塔序列

标准序列 I	15°	30°	45°	60°	90°
平均利用系数Ba	0.75	0.84	0.88	0.86	
建议序列 I	15°	20°	30°	50°	90°
平均利用系数Ba	0.88	0.84	0.81	0.81	
标准序列 II	15°	30°	60°	90°	
平均利用系数Ba	0.75	0.77	0.86		
建议序列 II	15°	25°	50°	90°	
平均利用系数Ba	0.80	0.76	0.81		

塔の利用系数小，则导线的极限张力必须按表8折减。

基础—基础的设计承载能力应大于其所支承的杆塔的承载能力。由于基础的实际抵抗力可能变化很大，因此很难使基础的抵抗

力与杆塔的抵抗力协调。但是，如果使用极限公式，则除非这些公式已包括安全系数，否则设想基础强度的标准偏差为其平均值的20%，基础必须具有超过极限荷载40%的备用强度。

表3 导线极限张力的变化

直线杆塔の利用系数	0.9~1.0	0.85~0.9	0.8~0.85	0.7~0.8
导线的极限能力（最大抗拉强度的%）	75	70	65	60

耐张金具—由于耐张绝缘子串是与导线串联的，因此它们至少应具备同样的极限强度。欲达到这一点，可以采用下列方法，即把它们设计能承受无永久变形的导线极限张力，并使其破坏强度至少等于导线的拉断强度。

八、各组成部分的强度控制

杆塔试验—无论何时只要设计新的杆塔，一般作法是进行杆塔试验。工程师们唯一关心的是杆塔的最小强度。但是，按照我们的设计方法，同样必须避免杆塔超安全设

计。假定杆塔试验是严格控制破坏在极限荷载130%时进行的，那么采用这样一种超安全设计的杆塔就会改变事故顺序，从而使转角杆塔的强度反而低于直线杆塔的强度。在这种情况下，可能有几种不同方案：（1）重新设计，并将其强度减少到极限荷载的100%到110%；（2）改变杆塔参数（水平档距与垂直档距），以便利用增加的有效强度；（3）加大极限荷载，从而重新设计其它部分。

利用最小利用系数—如果按本方法设计输电线路，则各部分的实际强度必须是独立

无关的，以便提供所需的强度范围。主要的一个误差是发生在杆塔定位时，因为杆塔设计人员通常关心的是不超过最大档距，因而很少采用最小利用系数。如果不规定直线杆塔的最小利用系数，则为达到协调设计的一切努力都将是徒劳的。

九、最佳极限荷载选择

理论一不讨论最佳荷载选择，则本方法所阐述的理论是不完全的。选择最佳荷载是输电线路设计中最复杂的一个问题，因为现行规范不能解决线路设计中诸如线路的重要性，线路长度，局部地形等特殊问题。此外，这些规范近十年来一点也没有改变，而工程师却比以往更热衷于按破损设计。

本方法的基础是考虑线路费用等于基建费用和有效使用年限内事故费用之和：

$$C_t = C_i + \sum_{j=1}^n m P_f C_f$$

式中 C_t —一定案时的线路总费用。

C_i —基建费用。

P_f —事故率，即超过极限荷载的概率。

C_f —事故费用，包括检修费用，停电损失费用和社会费用。

m —贴现率，取决于通货膨胀和投资回收期。

n —线路有效使用年限。

基建费用对基本荷载的变化关系，可以通过详细的成本分析来确定。事故率可以根据气象荷载的分布函数来推导：设年事故率为 $1/T$ (T 为重现期)，则在 n 年内的事故概率为

$$P_f = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

贴现率 m 取决于多年通货膨胀预测和经济增长计划。由于这种预测和计划在我们现

有经济条件下是十分困难的，因此分析时须考虑两种情况：即最有利情况和最不利情况。

事故费用是最难计算的费用项目，因为事故的特性不明确。然而，采用本文所建议的事故顺序和抗串基事故杆塔，大概会减少有关事故费用的大量不定因素。现设有一线路按某极限荷载设计，如果在冻雨冰暴过程中，超过上述极限荷载，则直线杆塔将首先发生事故，而这一事故有可能扩大到两基抗串基事故杆塔之间。这时重建费用就可以根据两抗串基事故杆塔之间的杆塔基数来估算。如果没有这种加强杆塔，或其它专门措施，就很难估算出事故杆塔的基数。

停电损失费用和社会费用根据过去经验可加到重建费用中，并可以按照线路在整个电网中的重要性进行调整。为了研究这两项费用变化对总费用的敏感性，最好是采用不同数值。

处理所有上述参数的计算机程序已由魁北克水电局编制出来了，这个程序可结合本文所述的设计原理使用。

例子—最近魁北克水电局已应用本方法设计了一条 120 千伏线路，其主要参数如下：

—长 25 公里。

—复冰厚度及重现期 (英寸，年) 为

(1.25, 10) (1.5, 30) (1.75,

100) (2.0, 350)。

—导线张力极限为最大抗拉强度的 20%，在 -30°F 无冰时为最大抗拉强度的 75%，加载温度为 32°F 。

—通货膨胀率为 10%，贴现率为 11.5%。

—平原区 $\alpha = 0.3$ (衍生荷载系数)。

—事故总费用，考虑三个数值：200,000 美元，500,000 美元和 1,000,000 美元。

—线路有效使用年限：50 年。

为了求出最佳荷载,首先要算出线路每个极限荷载的基建费用(也就是说对每个极限荷载找出最佳档距),然后根据上述方程计算总费用 C_T 。在图4上概括地列举了这些结果,该图说明事故费用由20万美元变到100万美元时,最佳极限冰载的复冰厚度为1.75英寸,相应于重现期100年。

十、讨论

本文所提出的设计方法是工程实践中的重大变革。在一般实践中,工程师们的目的是设计能安全承载规范所规定的设计荷载而

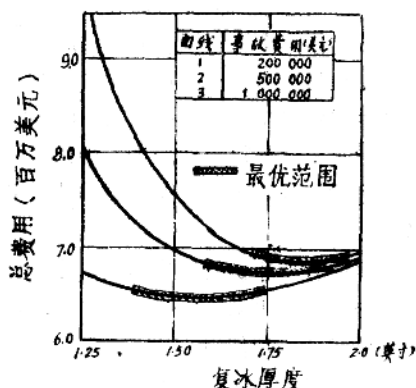


图4 总费用与事故费用关系曲线

又经济合理的结构物,而在本方法中,工程师们则必须为最佳可靠性水平而设计,并且要经得起以后事故的考验。本方法的计算步骤如下:

1. 确定气象荷载及其分布函数(荷载与重现期之间的关系)。
2. 初步选择最适合的组成部分(刚性杆塔或拉线杆塔,钢芯铝线与铝合金芯铝线等)。
3. 费用变化,以极限荷载的函数表示。
4. 计算事故费用(重建费用,停电损失费用和社会费用),如果这些费用不能确定,则要指定一个范围。
5. 选择最佳极限荷载。
6. 按照正常输电系统和有故障输电系统计算直线杆塔和转角杆塔的荷载情况。
7. 按照所要求的备用承载能力对杆塔进行技术设计。
8. 通过试验检验各组成部分的强度。
9. 根据各组成部分经过适当验证的利用系数,进行杆塔定位施工。

IEEE Transactions on PAS1981

年№7 黄咏才译 吴光伦校

索单元概念在输电线路悬索横担结构中的应用

(美) Alain H. Peyrot 等

一、绪言

本文介绍输电线路中悬索横担结构(如图1所示)的一个有效分析方法。该法同过去发表的一些分析方法不同,它是采用曲线

长索单元来模拟导线、接地线、悬索和拉线的。

本文所介绍的方法用途很广。它既可以用来计算一般结构中各种钢索未张拉时的长度(在正常荷载作用下将产生所规定的形

状)，也可以用来预测各种外载组合下（任一方向的风载，冰载，温度荷载等），以及各组成部分（拉线，横担索，接地线，绝缘子，导线，基础沉陷）事故情况下的平衡状态。本文只介绍静力分析的一些概念。

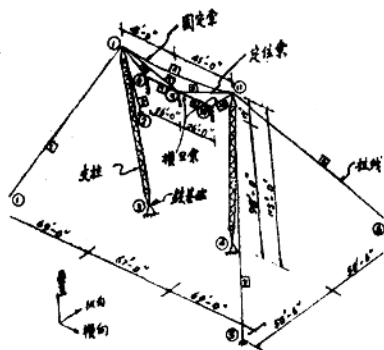


图1 悬索横担结构布置图

二、索单元概念梗概

索结构分析算法的基本构造程序块是平面索单元精确迭代分析方法。按照 Peyrot 等提出的算法，可以求得已知几何尺寸和荷载的索的末端力系和局部刚度矩阵。由这些局部刚度矩阵，就可集成为整体刚度矩阵。

图2示有一个悬挂在节点I和节点J之间的三维单根索单元，在这一整体坐标系中，每个节点有三个平移自由度。本文假定索的自重，横断面和弹性模量，都是沿索长均匀分布。

正如 Peyrot 等所指出的，三维索通过计算合成均匀向量 W_L 可退化为平面系统。

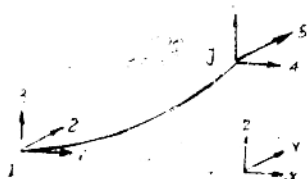


图2 三维索单元

这样，就可以把索单元看成是由I、J弦和向量 W_L 组成的平面单元，如图3所示。然后

设节点I为平面坐标原点。索的末端力 $\{F\}$ ，索的几何特性，以及局部刚度矩阵 $[KCL]$ ，就都可以按平面索单元确定，并可借助适当的矩阵变换，将之转换为整体坐标系。这种推求索的末端力的算法，就是 O'Brien 根据众所周知的悬链曲线提出的方法。

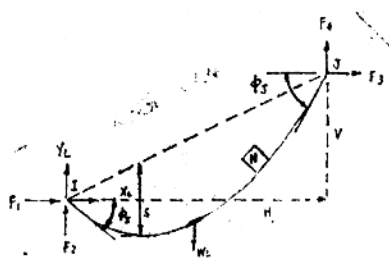


图3 平面索单元

总括起来，索单元的特性可用下列变量表示：

E, A = 切线弹性模量和横断面积

T, ET = 温度和热膨胀系数

T_i, T_j = 原点I和索端J的张力

F_1, F_2, F_3, F_4 = 外张力 T_i 和 T_j 在 X_L 和 Y_L 方面上的分量

$F_H = |F_1| = F_3$ = 水平张力

L, L_u = 索实际长度(IJ间受力之后)

和温度 T 时相应无应力的长度

L_{u0} = 标准温度时无应力长度

$XCOORD$ = 二维数组，包括沿索IJ之间均匀布置NP个点的局部坐标。

三、分析方法

为了使一般大挠度非线性特性适应于大多数索结构，曾根据索单元法对 Newton-Raphson 迭代法进行了修改。

现研究一个结构系统，它由索和其它构件（如梁、刚体等）交互连接的结点来模拟。每一结点的自由度可多达6个（如与梁

连结), 或者如果结点刚好是位于索的交点上, 则最多只有三个自由度。当结构中所有结点位置已知时, 就可算出所有索和一切构件的内力。所有内力和外力在结点各自由度方向上的分量的代数和, 就可以存储在一个不平衡向量 $\{F\}$ 之中, 如果 $\{F\}$ 小于某一容许小向量, 则可以把该结点的位置看作是静力平衡的正确位置。若 $\{F\}$ 不够小, 必须在结点位置上施加一个修正向量 $\{\Delta\}$ 。这一理论适应小挠度非线性系统的 Newton-Raphson 方法, 将给出修正值

$$\{\Delta\} = [KC_G]^{-1}\{F\} \quad (1)$$

式中 $[KC_G]$ 为结构切线刚度矩阵。遗憾的是, 方程组(1)对于大挠度非线性索系统不收敛。关于单独和联合获得收敛的方法, 本文后面还要讨论。

四、刚体研究

因为在悬索横担结构中由一根杆柱和两条拉线所组成的结构方案是静定的, 所以把杆柱模拟成刚体不会降低精度。因此计算程序就是采用刚体单元加上上节所述的索单元编写的。

刚体单元包括一个“主要”结点和一个或多个“次要”结点。次要结点的位移完全取决于主要结点的位移, 对于一条模拟为刚体的杆柱来说, 若杆柱与其基础为铰接, 则基础处的结点为主要节点, 杆顶或杆其它任何地点的结点则都是次要节点。

要计算刚体单元, 需要两个不同变换: 一个是根据主要结点的位置和位移来表示次要结点的位置与位移; 另一个是计算主要结点的等效力和等效力矩, 作为次要结点上的合力。

位移变换是一个纯几何学问题。次要结点的位移由两个分量组成, 即由于主要节点平移引起的位移和由于主要节点旋转引起的位移, 第一个分量的变换公式是显而易见的。

对于旋转引起的分量, 现研究一个平面系统, 如图4所示,

其中设 η 与 ξ 为普通直角坐标轴, 其原点位于主要节点处。当刚体 MS_0 旋转 R 至新的位置 MS_1 时, 其坐标由 (A_0, B_0) 变为 (A_1, B_1) 。注意

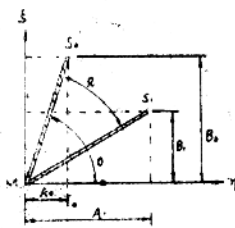


图4 刚体旋转

$$\cos\theta = A_0/L, \sin\theta = B_0/L$$

式中 L 为刚体长度。新坐标 A_1 和 B_1 可按下式计算

$$\begin{aligned} A_1 &= L\cos(\theta - R) \\ &= L(\cos\theta\cos R + \sin\theta\sin R) \\ &= A_0\cos R + B_0\sin R \end{aligned} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} B_1 &= L\sin(\theta - R) \\ &= L(\sin\theta\cos R - \cos\theta\sin R) \\ &= B_0\cos R - A_0\sin R \end{aligned}$$

利用式(3)即可算出因主要节点旋转所引起的次要节点位移。以 ∇_x 、 ∇_y 和 ∇_z 表示主要节点分别绕 x 、 y 和 z 方向旋转分量的变换算子, 于是可以写出:

$$\delta_s = \nabla_z[\nabla_y(\nabla_x R_m)] \quad (4)$$

式中 δ_s 为次要节点位移; R_m 为主要节点旋转位移。上述公式已有计算机程序。

对于力的变换, 现在讨论刚体。由于次要节点是与索单元联接, 因此要研究的只有三个力: 即分别在 X 、 Y 和 Z 方向的平移力系 P_{s1} 、 P_{s2} 和 P_{s3} 。对于主要节点, 要研究的有六个力: 即 X 、 Y 和 Z 方向的平移力系 P_{m1} 、 P_{m2} 和 P_{m3} , 以及 X 、 Y 和 Z 方向的力矩 P_{m4} 、 P_{m5} 和 P_{m6} 。为了把次要节点力系变换成主要节点力系, 必需用次要节点力系加上主要节点上的三个力偶来代替次要节点力系。因此

$$\begin{Bmatrix} P_{m1} \\ P_2 \\ P_{m3} \\ P_4 \\ P_5 \\ P_{16} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 0 & -Z & Y \\ +Z & 0 & -X \\ -Y & X & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_{s1} \\ P_2 \\ P_3 \end{Bmatrix} \quad (5)$$

式(5)表示考虑每个自由度平衡时所需的力系变换公式。

五、收敛问题

为了改进程序的收敛特性提出了三个处理方法。第一,如果平面外的刚度为零,则为了避免以零整除,在所有结点上都加上一个任意小的刚度。其次,为了避免初始挠度太大,在所有索上都加上一个轴向刚度。第三个方法是为了提高解的精度,对每个力系进行调整。

1. 剩余刚度

剩余刚度值不大,它可以由计算者自行选择,也可采用程序计算。在系统开始布置时,采用最大刚度的千分之一,效果良好。在每次修正计算之前,在刚度矩阵的每个对角元素上都加上一个剩余刚度。但在不平衡计算时不得使用。就物理意义而言,附加剩余刚度就等于在每个自由度方向上增加一些弹簧,如图6所示。剩余刚度除可防止被零

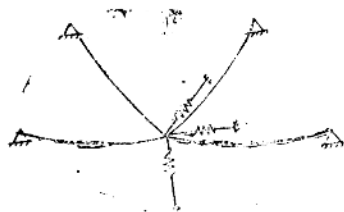


图6 剩余刚度的作用

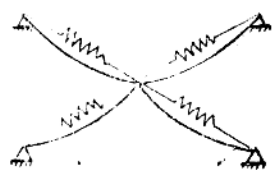
除以外,还多少可减少每个位移的修正值,剩余刚度与轴向修正刚度(下节讨论)不

同,轴向修正刚度随迭代次数增加而变化,而剩余刚度则在每次迭代时保持不变。

2. 轴向修正刚度

索的刚度在松弛时比拉紧时要小得多,因此如果索结构初始状态时含有松弛的索,则算出的状态修正值就可能太大。其次,索拉紧时,在相反方向上产生一个大的不平衡力,从而反过来要求大的挠度。由于索承受松弛、拉紧等交替作用,可能使迭代发散。

为了防止这个问题发生,可以把每个索单元的弦长方向上的轴向刚度加到刚度矩阵中,其物



理意义示于图7。通过计算,轴向刚度值在连续迭代下会很快消失。这就必然会加快收敛速度。轴向修正刚度开始时,可采用等于系统初始状态时的最大刚度。

3. 位移约束程序

采用上述修正和预防措施,还可能在接近平衡条件时出现数学病态点。在这种情况下,随着轴向修正刚度的消失,过度修正可能造成发散问题。因此为使这个问题有所缓和,应建立位移约束程序。这种程序要与以后的修正相一致,以便使最终的最大不平衡力小于或等于前一最大不平衡力,从而确保收敛。这种程序所采用的准则,就是要使最大不平衡力和不平衡力的均方根二者都大于前一数值。这一约束修正值是原修正值的一部分,它可用式(6)表示:

$$\{x_i'\} = \lambda \{x_i\} \quad (6)$$

式中

$$\lambda = \min \left| \frac{q_{im} - q_{ki}}{q_{ki+1} - q_{ki}} \right|$$

式中 q_{ki} = 第 i 次迭代时第 K 个自由度的

不平衡力;

$q_{i\max}$ = 第 i 次迭代时的最大不平衡力。

六、未张拉的索长计算

未张拉的索长可利用静力分析程序和悬链线长度计算程序计算。计算的目的是确定所有索单元的长度,以便在承受某组荷载时,其最终的几何特性就是所规定的几何特性。对于静定结构,如果所有的索都处于拉紧状态,则可用一阶静定桁架分析程序来计算索中的力,然后据之算出未张拉的索长。

然而,对于一般静不定结构,就必需采用迭代法来决定未张拉的索长。应该指出,静不定结构的解不是唯一的,这一点以后还要证明。

七、悬索横担结构分析

作为上述分析计算方法的一个实例,曾对悬索横担结构(如图1所示)进行了分析。在表1上列有各种索的性质,在图1上示有结构的几何尺寸、专有名词、结点和索的编号。

表1 各 索 的 特 性

单元名称	规 格	直 径 (英寸)	弹性模量 (千磅/英寸 ²)	极限强度 (磅)
拉 线	1" EHS	1.000	28,000	104,500
横 担 索	3/8" HS	0.750	28,000	40,800
定 位 索	3/8" HS	0.750	28,000	40,800
固 定 索	3/8" HS	0.750	28,000	40,800
导 线	三分裂钢芯铝线	2.440	28,000	96,000
架空地线	1/2"镀锌钢绞线	0.500	28,000	25,000

译注 EHS—超高强 HS—高强

1. 未张拉索长的确定

图1中所示的几何特性是日常荷载下所希望的平衡状态。为了今后分析、设计和施工,需要事先知道每条索单元未张拉时的长度。

实际分析时,固定索在安装以后有所松弛,因而变为一个未承受荷载的单元。此时可以把悬索横担结构当作静定结构。但是,为说明计算机程序确定未张拉索长的容量,这里把固定索看作是结构的一部分。因此,虽然杆柱、拉线、横担索和定位索等仍为一个稳定的静定结构,但整个悬索横担结构却变成了静不定结构。造成这种静不定的原因是由于固定索和拉线之间相互作用。

但从理论上说,当结点的构造已知时,对于维持杆柱平衡的固定索和拉线系统而言,未张拉时的长度组合有无限个。因此,没有唯一解。在本文以后的分析中,各种索长都采用按固定索为95英尺时求得的数值。

用悬索横担结构程序算出的未张拉时的设计索长列于表2。计算时固定索的原始长度采用三个不同数值(90英尺,95英尺和120英尺)。值得注意的是固定索的初始索长不同,其解也不同,这就说明未张拉的索长不存在唯一解。但实际上固定索的长度对其它索长并无影响。

2. 悬索横担结构杆塔分析

由于悬索横担结构大部分由索组成。因

表2 未张拉时的设计索长(英尺)

索单元名称	固定索初始长度		
	90(英尺)	95(英尺)	120(英尺)
拉 线	141.116	141.118	141.118
横 担 索 (7号及8号)	25.978	25.978	25.978
横 担 索 (6号及10号)	25.466	25.466	25.466
定 位 线	48.052	48.052	48.052
固 定 索	90.769	95.891	121.567

此一条拉线折断和一条横担索折断所产生的影响很大。所以在使用计算机程序时,着重研究了两个方面:即索的受力情况和结构的最终状态(参见图1的索的编号)。

利用恒载平衡状态作出发点,在输入数据中去掉5号索来模拟一根定位索折断。最

终得到的平衡状态示于图8。索的张力列于表3中的BSC列。

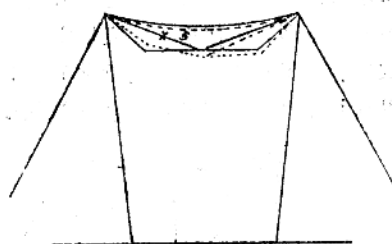


图8 定位索折断

(实线表示恒载平衡状态,虚线表示5号索折断后的平衡状态)

由图8可以看出,虽然杆柱的位移最小,但横担索和定位索则与恒载状态的偏离很大。在这种情况下,欲使其收敛达到100磅(45.36公斤)以内时,迭代次数为15次。

表3 悬索横担结构在不同荷载情况下索的受力情况 (以磅计)

索的编号	加 载 情 况										基础沉降
	DL*	A	B ₁	B ₂	C	D	E ₁	E ₂ *	BSC	BCR	
1	14330	34893	45075	49422	53792	38081	30072	46508	12175	18979	12565
2	14330	34893	45070	49422	53792	38081	2388	26968	12175	18979	12565
3	14330	533	17238	23885	53684	13351	19968	36598	12110	18659	12333
4	14330	533	17238	23885	53684	13351	12103	36422	12110	18659	12333
5	8763	23295	20133	31622	30007	25235	135	20888		20758	7025
6	9203	10124	22534	27019	42075	18266	21241	27245	15670		9188
7	6851	49	8849	12866	29529	6934	17281	19454	13185	6131	6629
8	6851	14119	23806	26004	29532	19670	7290	19458	6415	6850	6508
9	8763	141	5897	10300	30022	4671	10135	20907	7143	13472	7248
10	9203	8095	22850	27300	42000	18451	9216	27171	9172	9233	9182
11	101	122	97	95	92	98	101	95	123	119	92
杆1 (11, 5, 4)	35730	9158	51857	68012	138254	40417	37884	92632	32396	44594	32629
杆2 (7, 3)	35730	73326	106320	117699	138471	88446	36516	91728	31856	41511	32488

*加载情况参见表4

同样,从输入数据中去掉6号索,就可以研究横担索折断的影响。由图9所示的平衡状态可以看出,其最终状态与恒载状态完全不同。然而,当使用计算机程序时,迭代87次才能获得收敛而无任何数学不稳定。最后得到的受力情况列于表3中的BCR列。

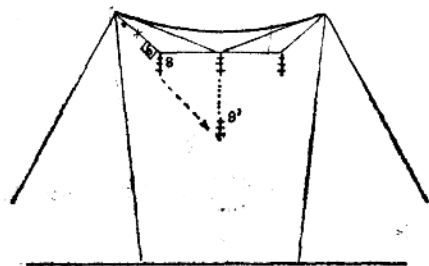


图9 横担索折断情况

(实线表示恒载平衡状态,虚线表示6号索折断后的状态)

利用计算机程序还对悬索横担结构的结点3下沉1英尺的情况进行了分析。最后算得的构件受力情况列于表3。变形后的结构形状如图10中虚线所示。由该图可见,结构的基础沉降虽大,但其几何形状的变化很小。在这种情况下,迭代5次就达到收敛。在1100/80型通用电子计算机上的全部计算时间为8.4秒。

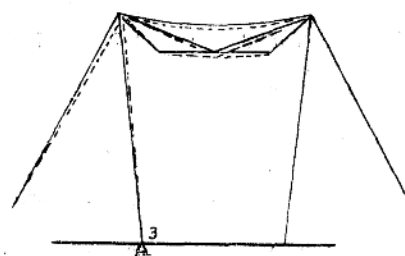


图10 基础沿陷情况

(实线表示恒载平衡状态,虚线表示结点3下沉1英尺后的状态)

对于悬索横担结构在表4所示的各种风载、冰载和导线断线荷载条件下的受力情况也进行了分析。最后求得的索与杆柱的受力

情况列于表3。

在以上所有分析中,每根索都当作一个单元来考虑。在平面问题情况下,这种布置的自由度为8个。如果不采用索单元,而是采用8个桁架单元来逼近索的作用,则全部自由度为52个。因此,本文所提出的解法,与其它常用方法相比,除了具有收敛稳定的优点外,其效率也是非常高的。

表4 悬索横担结构的荷载情况汇总表

荷载情况	相导线			架空地线			传递到杆顶的力		
	V*	T*	L*	V*	T*	L*	V*	T*	L*
DL	6.1	0.0	0.0	0.8	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0
A	6.1	8.0	0.0	0.8	1.0	0.0	2.0	4.1	3.0
B ₁	15.2	7.4	0.0	3.1	2.1	0.0	2.0	0.6	0.0
B ₂	18.2	6.5	0.0	3.4	1.6	0.0	2.0	1.3	3.0
C	28.2	0.0	0.0	6.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0
D	12.3	6.3	0.0	1.7	1.2	0.0	2.0	1.6	5.0
E ₁	6.1	0.0	0.0	0.8	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	14.8						
E ₂	18.2	0.0	0.0	2.1	0.8	1.1	2.0	0.0	0.0
				3.4	0.0	0.0			

• 以千磅(454公斤)计 V 垂直荷载
DL=只有恒载 T 纵向荷载
L 横向荷载

3. 系统分析

在横担索平面外破坏的情况下(例如导线折断、拉线折断等),相邻两杆之间在某种程度上存在着纵向方面的互相作用,因此,曾采用图11所示的5基杆塔线段来推算各组成部分事故时所引起的受力情况,在图11所示的布置中,对事故地点研究了三种情况:即断拉线、断边相导线和断三相导线。

4号杆塔有关索的受力情况和杆柱的受力情况列于表5。在表6上还列有4号、3号、2号和1号杆顶附近的纵向挠度。值得注意

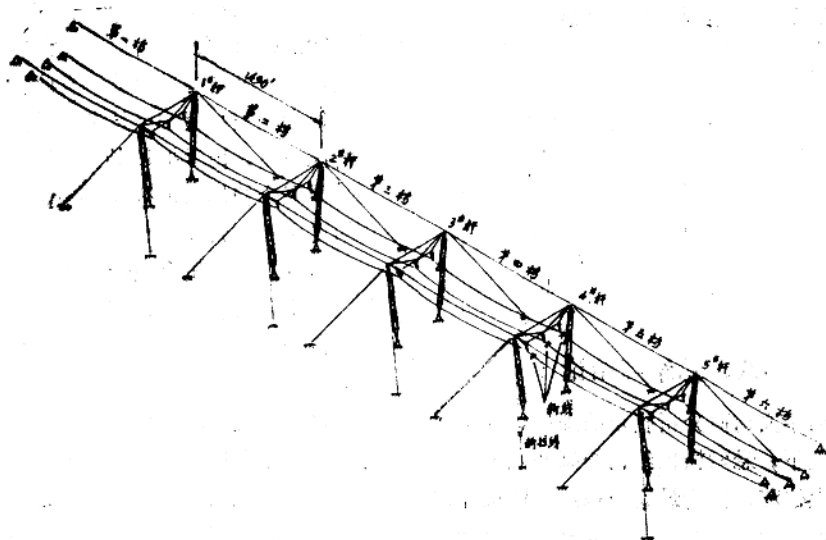


图11 悬索横担结构系统模型

的是，除了拉线折断时杆顶变位大于3英尺（1米）外，在其它情况下杆顶变位都不大。

在拉线折断前，设附近地线日常张力为8,000磅，在拉线折断以后，在第3、4与5档架空地线附近的张力则分别为4,456磅、2,670磅和10,671磅。因此无拉线时的约束作用被转移到地线。

在表7上列有第4、3、2和第1档在单相导线断线和三相导线断线情况下的导线剩余张力。断线以前的日常张力假定为24,000磅。

在这些实例中，自由度一般为110。以计算机执行效率为例子，在单相导线折断情况下，迭代78次即可达到收敛，总的计算时间为10.63分钟。若用桁架来模拟索的话，则自由度要在600个以上。

表6 杆纵向挠度（英尺）

杆塔编号	断拉线	断单相导线	断三相导线
4	3.39143	0.18432	0.36826
3	0.04542	0.06470	0.13257
2	0.00145	0.03205	0.06575
1	0.00020	0.01407	0.02881

表5 不同部位事故时杆及索的受力情况
(所有单元都有作用恒载)

索编号	系统事故 (以磅计)		
	断一相导线	断拉线	断三相导线
1	22448		42486
2	5161	21364	6898
3	14888	11060	42486
4	12292	10774	6898
5	234	5381	13381
6	17256	9194	16652
7	14704	6381	12044
8	7050	6089	12044
9	7451	5846	13381
10	9363	9106	16652
11	256	115	204
左杆	-30800	-27447	-46883
右杆	-32060	-38010	-46883