

水电站地下洞室工程

谷兆祺 彭守拙 陈敏中 合编

谷兆祺 主编

清华大学水利系
水文及水电站教研组

1983.12.

编 者 的 话

随着我国水电建设的进一步发展，在高山峡谷地区将要兴建很多大型引水式或混合式水电站，因此地下工程将占很大的投资比重。

目前我国地下工程的设计施工水平与世界先进水平尚有一定的差距。如何充分利用围岩承载能力，快速、经济地完成设计施工是一个重要课题。因此本书的主要目的是介绍新奥法、喷锚支护、围岩稳定、有压洞室衬砌、以及与之有关的试验计算手段。希望能为推广这些新方法提供參考。

本书为大学高年级学生及研究生选修课教材，也可供水电站建设以及矿冶、铁道、军工、地质等部门的干部参考之用。

本书第一至六章由谷兆祺编写，第七章由彭守拙编写，第八章由陈敏中编写。谷兆祺主编。由于水平所限，错误在所难免，望读者批评指正。

556
1

水电站地下洞室工程

目 录

第一章 前言—水电站地下洞室的特点和普氏理论.....	1
§1—1 水电站地下洞室的特点.....	1
§1—2 普氏理论简述.....	2
§1—3 普氏理论存在的问题及适用的情况.....	4
第二章 园形洞室的解析计算.....	6
§2—1 开洞后洞周应力及变形的弹性解.....	6
§2—2 开洞后洞周应力及变形的弹塑性解.....	9
§2—3 开洞后的形变压力.....	13
§2—4 开洞后的松弛压力.....	15
第三章 新奥地利隧洞施工法.....	19
§3—1 概述.....	19
§3—2 新奥法的理论基础和实际根据.....	21
§3—3 新奥法的主要原则.....	32
§3—4 新奥法的设计.....	34
§3—5 施工量测.....	36
§3—6 实例.....	39
第四章 喷锚支护.....	44
§4—1 概述.....	44
§4—2 锚杆与锚索.....	44
§4—3 喷混凝土.....	49
§4—4 喷锚支护的作用机制与设计方法.....	56
第五章 洞室围岩稳定问题.....	74
§5—1 影响洞室围岩稳定的主要因素.....	74
§5—2 洞室布置设计的要求与步骤.....	75
§5—3 设计中某些有用的经验.....	79
第六章 压力隧洞及钢板衬砌隧洞.....	84
§6—1 压力隧洞传统的设计方法及其问题.....	84
§6—2 用有限元法计算压力隧洞.....	87
§6—3 常用的地下埋管钢板衬砌承受内水压力计算.....	93
§6—4 用有限元法设计埋藏式压力钢管.....	96

§6—5 隧洞及埋藏式压力钢管对于岩石覆盖厚度的要求.....	107
§6—6 外水压力问题.....	118
第七章 地下洞室结构的模型试验.....	121
§7—1 模型试验原理.....	121
§7—2 模型材料.....	134
§7—3 岩体不连续面力学性质的模拟.....	151
§7—4 岩体力学性能模拟和应力释放模拟.....	165
§7—5 节理岩体强度特性的模型研究.....	175
§7—6 地下洞室结构的模型试验.....	181
第八章 有限元法在地下洞室工程中的应用.....	198
§8—1 单元的划分, 计算范围及边界条件的确定.....	198
§8—2 洞室开挖的模拟.....	303
§8—3 岩体的模拟.....	204
§8—4 网格的自动划分及节点编号的优化.....	228
§8—5 应力波动及减少波动的方法.....	234
附录一 水利水电地下工程围岩工程地质分类.....	238
附录二 Q 值围岩分类法及锚喷参数选择.....	241
附录三 围岩稳定性分级及锚喷参数选择.....	252
参考文献.....	257

水电站地下洞室结构

第一章 前言——水电站地下洞室的特点和普氏理论

水电站工程中常会遇到地下洞室工程。在引水道式水电站中，常需建造引水隧洞、调压井、地下厂房、以及泄洪、导流等隧洞。这些建筑物的工程量及造价在整个电站中占很大的比例。在坝式水电站中，也常需建造导流隧洞、泄洪隧洞等工程。因此有必要深入研究并不断改进其设计施工的方法。

§1-1 水电站地下洞室的特点

水电站地下洞室和交通、采矿、军工、等部门的地下洞室有很多共同之处，但也有些不同之处。因此在设计中也有些特点。

1. 水电站的地下洞室除了要求围岩稳定之外，还有不少压力隧洞、调压井等建筑物要求承受相当大的内水压力，这在别的工程部门是较少遇到的。衬砌及围岩共同承受内水压力，这就是所谓的联合作用。设计及施工中均应充分发挥围岩的承载能力，这样可以大大减少压力隧洞、地下钢管和调压井衬砌的工程量 and 造价。这些承压结构一般都比较重要，一旦失事，高压水流所造成的危害是非常严重的，因此又应慎重对待。

国内外对水电站受内水压力的地下工程都有很多研究和经验，但是由于岩体性质的复杂性，迄今还存在很多问题。

2. 水电站地下洞室有大有小，隧洞直径可以是二、三米直至十余米。调压井直径可以是几米到二、三十米。地下厂房跨度可达二、三十米，高度可达六、七十米。因此尺寸幅度很大。

洞室的断面形状也是各种各样的：有简单的园形断面，也有马蹄形、矩形、城门洞形、卵形等等。

洞室的布置也是多种多样的，有单一的洞室、有多洞并列、也有纵横交错的洞室群。各个水电站的地形地质条件、建筑物参数指标也很少是雷同的。

因此水电站的地下洞室很难有一个统一的规格，很难制定一个标准设计，所以设计工作比较复杂。如何设法归纳出一些一般规律，尽量简化设计施工工作，也是一个重要的课题。

3. 一般水电站地下洞室的埋深不很大，除个别情况外，埋深不会超过 400~500 米。因此一般不会遇到地下高温的情况。这和某些采矿部门相比，地下洞室围岩稳定问题可能简化一点。

4. 水电站的地下洞室，很多是沿山坡布置的，或者是布置在离山坡表面不远的地

区。虽然也有穿越很高的分水岭的隧洞，但目前在国内尚不多见。因此，和某些部门的洞室相比，一般地说地应力不会很大。按自重应力场计，一百米深的覆盖岩层，其 γh 也就是 27 公斤/厘米² 左右，四百米深的覆盖厚度，其自重应力也只有 100 公斤/厘米²。

但是，如果水电站位于深切的河谷中，两岸山岭很高，则河谷底部靠近山坡表面的地区，常有较大的地应力，其方向平行于坡面，其数值可达 200~300 公斤/厘米²，甚至更大一些，可能产生岩爆现象。

有时，也会遇到有较大的构造残余应力的地区，其水平地应力可能大于上覆岩层自重产生的应力，会给高边墙的地下洞室造成困难。

因此，一般在浅山邱陵地区，水电站的地下洞室不会遇到严重的地应力问题。而在高山峡谷地区，有时会因地应力较大，或主应力方向不利，而引起一些麻烦。这在勘测设计时要加以注意。

5. 水电站的地下洞室一般承受静荷载。即使像高压管道等结构，有水击压力造成的动荷载，但其比例也不很大，因此本书只讨论静载问题。和一些人防工程相比，水电站地下洞室在施工完成之后，一般不会再增加很大的外压荷载。因此如果围岩不是具有较显著的蠕变性质，只要施工建造时围岩能够稳定，则运行中能基本安全，不一定需要建造非常厚重的承受外部荷载的衬砌。

6. 水电站地下洞室，多半是永久性建筑物，各种支护措施应有较好的耐久性。水电站地下洞室常受到水的荷载，或是内水压力，或是外部渗透水压力，常有防渗的要求。要注意渗透水是否会使围岩稳定恶化，是否会使山坡滑动。对于地下厂房来说，更要采取措施，减少地下水渗入厂房，而使厂房内过于潮湿，影响电站正常运行。

7. 水电站地下洞室一般建造在岩石之中，很少在土壤中开挖隧道、洞室。即使遇到软弱的断层破碎带，也只是个别地段，因此水电工程中不常研究土层中的洞室工程。

8. 水电站的引水隧洞、导流、泄洪、尾水隧洞均是过水建筑物，常常要求洞壁平整光滑，以减少水头损失，免除其他不良后果，因此开挖时要求洞壁平整光滑，或者在洞内要做光滑平整的衬砌。

§ 1-2 普氏理论简述

1903 年俄国普洛托基雅可诺夫根据工程实践的经验将洞室周围的山岩看成散粒体，提出所谓的“普氏理论”。

普氏认为在山岩中开挖隧洞后，洞顶有一部分岩石将因而松动，可能坍落，坍落之后形成拱形，然后才能稳定。

这块拱形的坍落体，就是作用在衬砌顶上的山岩压力。对于平顶的洞子，普氏建议用下列公式来代表其山岩压力的强度。

$$q = \frac{\gamma b_1}{f} \quad (1-1)$$

式中 q 为山岩压力的均布强度 t/m^2

γ 为山岩容重 t/m^3

b_1 为开挖跨度的一半

f 为代表山岩完整状况的牢固系数。

对于顶部为弧形的洞子，山岩压力强度用下式代表

$$q = \frac{0.7\gamma b_1}{f} \quad (1-1)a$$

对于特别松散的岩石，还要考虑侧压力。

上述公式中，牢固系数 f 是由有经验的地质人员根据围岩状况提供的。

1966 年我国水电部颁布的“水工隧洞设计暂行规范”提供了山岩压力系数与抗力系数的参考表。给出下列公式：

$$\left. \begin{aligned} q &= s_y \gamma B \\ e &= s_x \cdot \gamma \cdot H \end{aligned} \right\} (1-2)$$

式中： q, e ，为均匀分布的垂直和水平山岩压力强度， t/m^2 ；

γ —岩石容重， t/m^3 ；

B 和 H —分别为隧洞开挖的宽度和高度（ m ），

s_y, s_x —分别为铅直方向和水平方向的山岩压力系数，根据岩石完整坚固的状况分别给出参考数字。这些系数考虑了更多的地质因素，因此比普氏系数有所前进。

但以上两种办法实质上是一样的。它们的共同点是：

1. 山岩是荷载作用在洞室衬砌上，因此要使洞室保持稳定，应有衬砌支承。
2. 围岩越差，荷载越大。洞室越大，荷载也越大。因此在较差地质条件下要建造大尺寸的洞室，就需要非常厚、非常坚固的衬砌。
3. 不考虑地层中原有地应力，只是粗略地考虑了洞室形状的因素。地层中构造弱面的影响由地质人员根据情况及经验加以考虑，反映在所给定的牢固系数或压力系数中。
4. 不考虑开挖洞室之后围岩中应力变化的情况，不考虑开挖洞室之后围岩是否会因应力过大而破坏。当然更没有考虑围岩变形与时间的关系。

根据这个理论，要保持洞室稳定，主要是靠衬砌。衬砌一次做成，并且是刚性结构，不允许有较大的变形。根据这个理论，发展了一整套的衬砌结构计算方法，计算方法本身是相当严密的，但有的方法相当麻烦费事。

以往国内外许多工程都是按照这一理论设计的。虽然理论本身存在某些缺点，但是由于地质系数给定得比较慎重，因此衬砌发生事故的实例并不多，有些工程的衬砌发生了裂缝，也还能继续运行。但是人们也可以反过来考察一下，是否有很多工程能做得更节约一些呢？有没有必要花费这么多的人力物力呢？

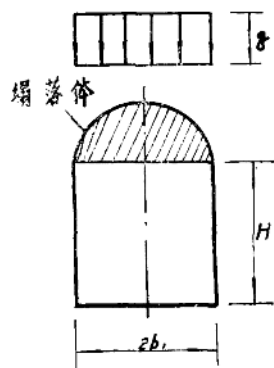


图 1-1 坍落拱图

§ 1-3 普氏理论存在的问题及适用的情况

通过长期的实践检验,人们越来越感到上述普氏理论存在一些问题,不能很好地反映实际情况。

1. 山岩不应单纯地被看成是外部荷载。

很多天然洞室,跨度虽然很大,但也不坍塌。很多地下结构,虽然做了衬砌,但衬砌上并没有受到什么山岩压力。甚至衬砌与山岩之间是脱开的,山岩也没有坍塌。这些说明在某些情况下山岩可以自身承担自己的重量,即有“自承”作用。

在采矿工程中,很早就采用锚杆固定危岩,后来又发展了喷混凝土,加固围岩表面。实践说明这样处理之后,即使较差的围岩,也常可不坍塌,这又证明了围岩有很大的“自承”能力。因为若按照结构计算,这几根锚杆,几厘米厚或十几厘米厚的喷层是绝对不能承受很大的山岩荷载的。然而当用这些措施防止了局部坍塌,保持了洞室完整的轮廓后,围岩确实是稳定了。

因此,人们若能充分发挥围岩的“自承”作用,就可省去非常厚重的衬砌,这样就可以减少开挖量、衬砌量,当然也就加快了施工进度。据此发展了不少新的隧洞设计施工方法。有的学者统计对比新旧两种方法,认为开挖可以减少 30~40%,衬砌混凝土可以减少 70~80%。

2. 有些情况下即使按照普氏理论设计,衬砌也会产生裂缝,甚至破坏。

有不少工程,虽然做了很厚、很坚固的钢筋混凝土衬砌,但仍然发生很大的裂缝。

随着岩石力学的发展,人们了解到不少新的因素,例如岩石中原来就有地应力存在,开洞后,这些应力释放,洞室周围必将发生位移。由于岩块及岩体中弱面常具有流变性质,这些位移变形不是在开挖之后立刻完成的,而是逐步发生的。刚性衬砌做好之后,衬砌上的荷载可能越来越大,以致使衬砌发生裂缝、破坏。若是做成柔性衬砌,它能适应较大的变形,因而衬砌上所受荷载反而不大,而不致发生裂缝、破坏。这样洞室围岩经过应力变形重分布之后,基本形成新的平衡,起了“自承”作用。若有需要,可以在洞内再做二次衬砌,它所受的力是很小的。

3. 普氏理论中对岩石性质的描述,主要反映在“牢固系数” f 中, f 值由 1 至 15,共分十五个等级。 f 数的确定常常是经验性的。有的认为 $f = \frac{R_{\text{压}}}{100}$,即岩块抗压强度除 100 即为牢固系数。有的根据单位石方炸药消耗量、钻进速度、钻头消耗情况来确定 f 值,这些都可能与实际情况有较大的出入。它没有考虑到地应力的大小方向,而这对围岩是否稳定是很关键的。只考虑岩块抗压强度是不够的,由于构造弱面的存在,岩体强度可以比岩块强度差很多倍,甚至十几倍。节理裂隙很发育的岩体,其岩块强度可能较高,而整个岩体强度很差,因而稳定性很差。相反,有的岩体完整性很好,岩块强度不一定很高,炸药消耗量不一定大,钻进速度也不低,但稳定性可以很好。

总之,岩体的性质是比较复杂的,很难用一个或几个参数来概括全部特性。根据一个牢固系数来做设计,必然会和实际情况有出入。

4. 根据实践经验,在比较完整坚固的地层中,围岩压力实际上很小,用普氏理论设计,常偏于保守。相反,在破碎、不稳定、地应力较大的地层中按普氏理论设计,若 f 值给得偏大一些,就会偏于危险。

由于普氏理论是将岩体看成松散体,因此当围岩非常松散破碎时,还是能用的。

若要考虑岩石的自承作用,一般认为应有一定的复盖厚度,当复盖厚度较薄,不够一倍洞径时,有人担心不能形成自承拱。因此认为在这种情况下,还是宜将围岩作为荷载来设计衬砌。

当然也应指出:工业发达国家在上述情况下,也可以用新奥法等先进的隧洞施工法。他们在砂层中,在复盖厚度不足0.5倍洞径的风化破碎岩石中也采用新奥法,并取得良好的效果,这在此后的章节中将予以介绍。

最适宜于采用普氏理论的场合,可能是开挖埋管,然后再回填的工程。但已不是典型的地下洞室工程了。

本书的主要目的之一,即试图介绍充分发挥围岩承载能力的新方法、新概念。虽然这种方法、概念还不能说十分完善,但是它是符合实际的,是能使建设工程达到多、快、好、省的要求的。并且这些新方法、新概念——例如新奥法,已为国内外很多工程实践证明是行之有效的。我们应推广这种新的方法。

本书是大学高年级专业选修课教材,也是有关专业研究生的教材。对从事这方面工作的专业干部也可作为参考。根据上述目的和对象,本书不打算全面叙述传统的地下工程设计、施工等问题,而是着重于介绍新奥法、喷锚支护、洞室围岩稳定问题、有压洞室衬砌与围岩联合作用问题、以及与之有密切关系的模型实验及有限元计算方法。

第二章 圆形洞室的解析计算

为了研究围岩稳定及围岩承受内压的问题，必须先了解孔洞周围岩体应力与变形的情况。

在少数很简单的条件下，可用解析法求解。例如洞室形状为圆形，地质情况为均匀等向的无限体，施工方式为一次全断面开挖，可有解析解。

但是在实际工程中洞室形状、地质条件、施工方法等情况都是非常复杂的。本章的讨论，只是提供一些基本的概念，了解围岩自承和变形、应力的基本关系。

§ 2-1 开洞后洞周应力及变形的弹性解

1. 均匀等向弹性材料中小孔周围的应力可用 G.Kirsh 的解。

若洞周围岩的自重相对于整个原始应力来讲较小，可忽略自重。围岩在垂直原始应力为 P ，水平原始应力为 Q 的作用下，圆洞周围各处的应力如图 2-1 所示。

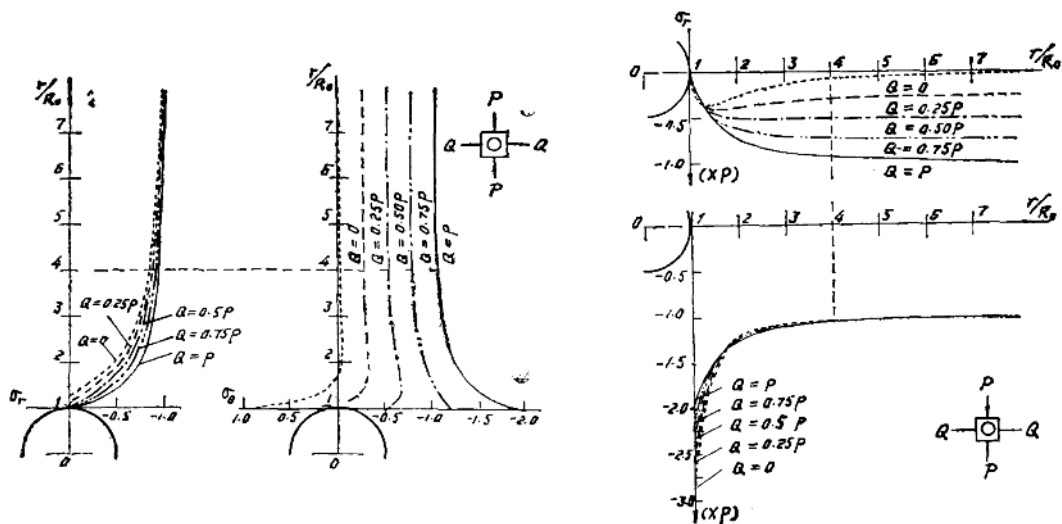


图 2-1 圆洞周围应力分布

径向应力 σ_r ，切向应力 σ_θ ，及剪应力 τ_{θ} 可用下列各式表示：

$$\sigma_r = \frac{P+Q}{2} \left(1 - \frac{R_0^2}{r^2} \right) - \frac{P-Q}{2} \left(1 + \frac{3R_0^4}{r^4} - \frac{4R_0^2}{r^2} \right) \cos \theta \quad (2-1)$$

$$\sigma_\theta = \frac{P+Q}{2} \left(1 + \frac{R_0^2}{r^2} \right) + \frac{P-Q}{2} \left(1 + \frac{3R_0^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \quad (2-2)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{P-Q}{2} \left(1 - \frac{3R_0^4}{r^4} + \frac{2R_0^2}{r^2} \right) \sin 2\theta \quad (2-3)$$

$\frac{Q}{P} = \lambda$, 称为侧压系数, 当 $Q = P$ 时, 即 $\lambda = 1$, (2-1), (2-2), (2-3) 简化为:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \left(1 - \frac{R_0^2}{r^2} \right) P \\ \sigma_\theta &= \left(1 + \frac{R_0^2}{r^2} \right) P \\ \tau_{r\theta} &= 0 \end{aligned} \right\} (2-4)$$

由 (2-4) 式可知, 当 $\lambda = 1$ 时, 洞周应力与 θ 角无关, 当洞半径 R_0 一定时, σ_r 随距离的增大而增大, 并接近 P , σ_θ 随距离的增大而减小也逐渐趋近于 P 。如图 2-2。

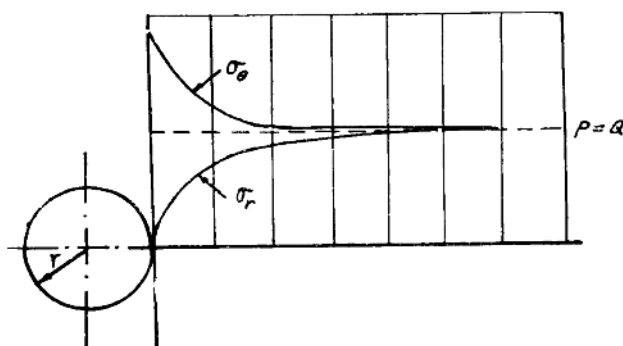


图 2-2 $P=Q$ 时洞周应力图

由 (2-1) ~ (2-3) 式中可知当 $r = R_0$, 即洞室周边处, 应力为,

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= 0 \\ \sigma_\theta &= P(1 + 2 \cos 2\theta) + Q(1 - 2 \cos 2\theta) \\ \tau_{r\theta} &= 0 \end{aligned} \right\} (2-5)$$

(2-5) 式也可改写为

$$\sigma_\theta = P(1 + \lambda) + 2P(1 - \lambda) \cos 2\theta \quad (2-6)$$

当 λ 、 θ 不同时, 洞周边切向应力如表 (2-1) 所示。表中所列数字为 P 的倍数, 即切向应力集中系数。上下左右是对称的, 因此只需算出 $\frac{1}{4}$ 圆周上的应力分布即可。将表 2-1 数值可绘成图 2-3。

表 2-1

$\lambda \quad \theta$	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
0	3.0	2.732	2.0	1.0	0	-0.732	-1.0
0.25	2.75	2.549	2.0	1.25	0.5	-0.049	-0.25
0.5	2.5	2.366	2.0	1.5	1.0	0.634	0.5
0.75	2.25	2.183	2.0	1.75	1.5	1.317	1.25
1.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0

由表 2-1 及图 2-3 中可见:

1) $\lambda = 1$ 时, 洞周应力状况最好, 切向均匀受压。 $\lambda = 0$ 时应力最差, 顶拱切向拉应力最大, 边拱切向压应力最大。

2) 当 $\lambda \geq \frac{1}{3}$ 时, 洞周切向应力均为压力。 λ 越小, 拉应力区域越大。

3) 可以推论, 当 $\lambda > 1.0$ 时, 即侧向压力大于竖向压力时, 边拱的压应力将减小, 当 $\lambda > 3$ 之后, 边拱将产生切向拉应力。也就是当 $\frac{1}{3} < \lambda < 3$ 时洞室周围无切向拉应力。

4) 洞周边上最大切向应力不超过较大的地应力的三倍, 最大切向拉应力不超过较大的地应力的一倍。这个范围是很有意义的, 当我们知道地应力数值后, 立刻可以估计到圆形洞室周边上可能达到的应力水平。这有助于我们估计洞室围岩是否会受到破坏。

当围岩完整均匀, 强度较高, 而原始地应力不太高时, 洞周围岩处于弹性状态, 则上述解答将是接近实际的。

2. 洞壁围岩变形

当地应力 $P = Q = P_0$ 时, 洞壁周边的变形比较容易求得。

上节中由 (2-4) 式已知应力分布情况, 对于平面应变问题径向应变为:

$$\epsilon_r = -\frac{1+\mu}{E} [(1-\mu)\sigma_r - \mu\sigma_\theta] \quad (2-7)$$

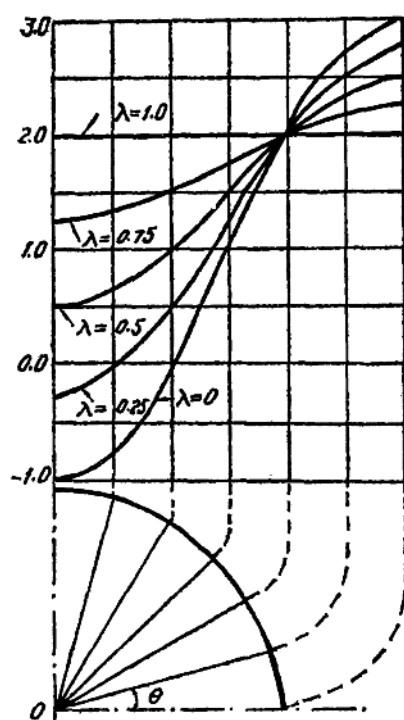


图 2-3 圆洞切向应力集中系数

式中 E 为围岩弹模, μ 为泊桑比,
洞壁周边径向总变位为

$$u' = \int_{r_0}^{\infty} e_r dr$$

这位移中包含有初始地应力引起的部分 u_0 , 应予以扣除。开洞后位移变化为:

$$\begin{aligned} u &= u' - u_0 = \int_{r_0}^{\infty} e_r dr - \int_{r_0}^{\infty} e_{r_0} dr \\ &= \int_{r_0}^{\infty} (e_r - e_{r_0}) dr \end{aligned}$$

$$e_r - e_{r_0} = \frac{1+\mu}{E} [(1-\mu)(\sigma_r - \sigma_{r_0}) - \mu(\sigma_{\theta} - \sigma_{\theta_0})] \quad (2-8)$$

式中 σ_{r_0} , 及 σ_{θ_0} 为开洞前原有地应力, 由于两向等压,

$$\sigma_{r_0} = \sigma_{\theta_0} = P_0 \quad (2-9)$$

将 (2-4) 式及 (2-9) 代入 (2-8) 化简得

$$u = \int_{R_0}^{\infty} \frac{1+\mu}{E} (-a^2 P_0) dr = -\frac{1+\mu}{E} R_0 P_0$$

式中 $a = \frac{R_0}{r}$

当支护提供反力 P_i 时,

$$u = -\frac{1+\mu}{E} R_0 (P_0 - P_i) \quad (2-10)$$

(2-10) 式中 “-” 号代表位移指向洞室内部, 若定义向内的位移为 “+”, 则可取消这个负号。

由 (2-10) 式可见: P_i 越大, u 越小; P_0 越大, u 越大。如果 $P_0 = P_i$, 则 $u = 0$ 。 $P_i = 0$, 无支护时, 洞周围岩若仍处在弹性状态, 围岩实际上也不会坍塌。

一般地应力 P_0 是较大的, 可达几十甚至几百上千公斤/平方厘米。而支护所能提供的抗力是有限的, 一般只有 1~5 公斤/平方厘米, 因此采用支护后, 并不能大大地减少洞壁围岩的变形, 也不应期望能达到此目的。

§ 2-2 开洞后洞周应力及变形的弹塑性解

当地应力较高, 岩石强度较低时, 开洞后洞周将形成一个塑性区, 塑性区范围内岩石中的应力将降低, 变形将增大。

对于均匀等向围岩中开挖圆形隧洞的情况可以有弹塑性解析解。

1. 塑性准则

对于岩石来说, 莫尔——库仑准则比较合适, 也比较简单, 它的关系如图 2-4。

当应力圆低于包线 ab 时为弹性, 与 ab 相切时则将进入塑性。

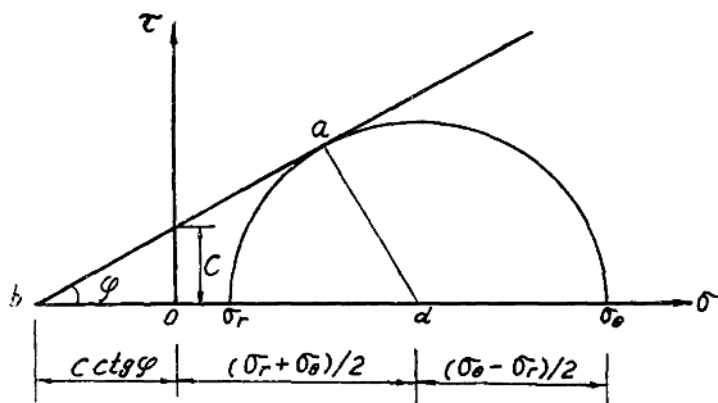


图 2-4 莫尔库仑准则应力关系图

从三角形 abd 中可见:

$$\frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{2} = \left(\frac{\sigma_\theta + \sigma_r}{2} + C \cot \phi \right) \sin \phi \quad (2-11)$$

(2-11) 式即塑性判据, 它也可以变换成下列各种形式:

$$\sigma_\theta - \sigma_r = \frac{2 \sin \phi \sigma_r}{1 - \sin \phi} + \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2-12)'$$

$$\frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{\sigma_\theta + \sigma_r + 2C \cot \phi} = \sin \phi \quad (2-12)''$$

$$\sigma_\theta - \sigma_r = \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} - 1 \right) (\sigma_r + C \cot \phi) \quad (2-12)'''$$

2. 均匀地应力场时的洞周应力状况

如果开洞前垂直地应力与水平地应力相等, 均为 P_0 , 则洞周应力将为轴对称的, 无剪应力, 沿 r 方向可以写出下列平衡方程

$$\begin{aligned} \sigma_r \times r d\theta - (r + dr) d\theta (\sigma_r + d\sigma_r) + \\ + 2\sigma_\theta \cdot dr \cdot \frac{d\theta}{2} = 0 \end{aligned}$$

忽略高次项, 整理后可得

$$-\frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{r} = \frac{d\sigma_r}{dr} \quad (2-13)$$

在塑性区内, 应力状况应满足 (2-

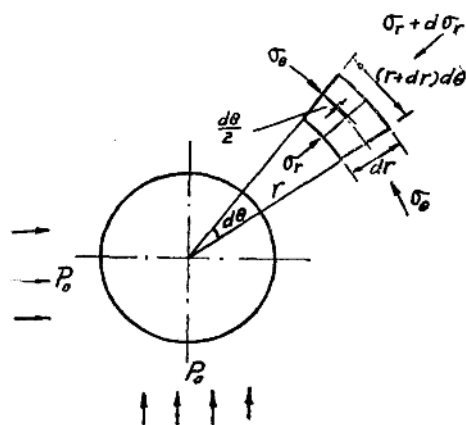


图 2-5 洞周应力

12)式, 将 (2-12) 式代入 (2-13) 式, 得:

$$\left(\sigma_r \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} + \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} \right) \frac{1}{r} - \frac{d\sigma_r}{dr} = 0$$

整理后得:

$$\frac{d\sigma_r}{\sigma_r + C \cot \phi} = \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot \frac{dr}{r} \quad (2-14)$$

积分得:

$$\ln(\sigma_r + C \cot \phi) = \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \ln r + C_1 \quad (2-15)$$

C_1 为积分常数, 当 $r = R_0$ 时, $\sigma_r = P_i$, 以此代入 (2-15) 式,

$$\ln(P_i + C \cot \phi) = \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \ln R_0 + C_1 \quad (2-16)$$

将 C_1 值代回 (2-15) 式得:

$$\sigma_r = -C \cot \phi + (P_i + C \cot \phi) \left(\frac{r}{R_0} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}} \quad (2-17)$$

将上式代回 (2-12) 式, 整理后得:

$$\sigma_\theta = -C \cot \phi + (P_i + C \cot \phi) \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \left(\frac{r}{R_0} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}} \quad (2-18)$$

(2-17), (2-18) 式为塑性区内应力分布情况。

图 2-6 为洞周应力分布的示意图。其中图 2-6a 为 $P_i = 0$, 即无支护时的应力

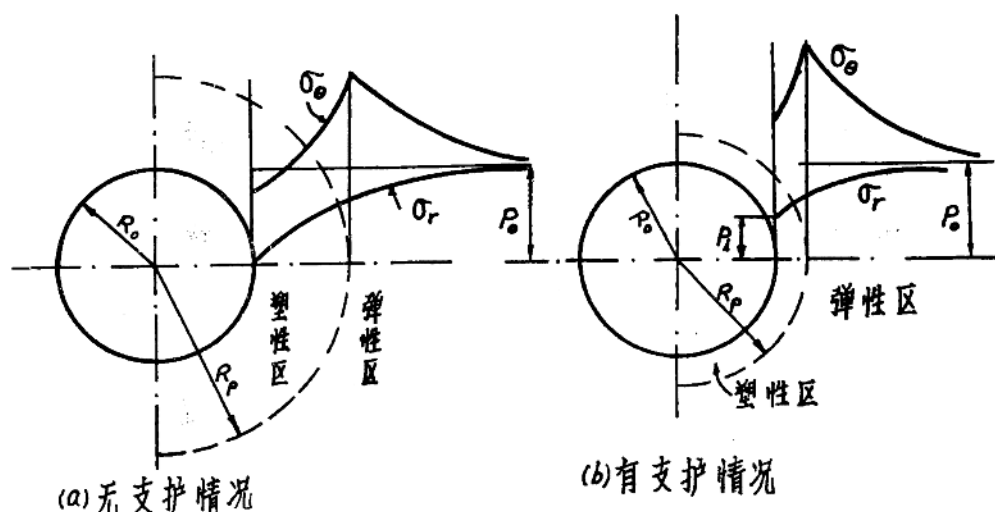


图 2-6 洞周应力分布示意

分布。图 2—6b 为有支护时的应力分布。

从图中可以看到塑性区内 σ_θ 有明显的降低。而当有支护抗力 P_i 时, σ_θ 可以略为提高。

在弹性区内, σ_θ 及 σ_r 均逐渐趋近于原有地应力数值 P_0 。开洞后应力释放, 对原有地应力场产生的干扰局限于洞周围岩, 离洞边越远, 干扰就越小了。

需要强调的是: 图 2—6 只是代表垂直地应力与水平地应力均为 P_0 , 且忽略岩体自重时的应力分布, 因此沿洞壁四周的应力分布都是轴对称的。实际情况要复杂得多。

3. 塑性区半径 R_p 的推求:

当 $r = R_p$ 时, 岩体处于弹性区与塑性区的交界面上, 应力数值应同时满足弹性及塑性状况。

在弹性状况下, 根据拉梅公式:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= (1 - a^2) P_0 + P_i a^2 \\ \sigma_\theta &= (1 + a^2) P_0 - P_i a^2 \end{aligned} \right\} \quad (2-19)$$

式中 $a = \frac{R_0}{r}$

(2—19) 式中

$$\sigma_r + \sigma_\theta = 2P_0 \quad (2-20)$$

同时要满足塑性判据 (2—12)^u, 将 (2—20) 代入 (2—12)^u, 得:

$$\sigma_\theta - \sigma_r = \sin \phi (2P_0 + 2C \cot \phi) \quad (2-21)$$

将 (2—21) 及 (2—20) 式联立求解, 得塑性界面上。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_\theta &= P_0 (1 + \sin \phi) + C \cos \phi \\ \sigma_r &= P_0 (1 - \sin \phi) - C \cos \phi \end{aligned} \right\} \quad (2-22)$$

以 $\sigma_r|_{r=R_p} = P_0 (1 - \sin \phi) - C \cos \phi$ 代入 (2—17) 式, 整理后得:

$$R_p = R_0 \left[(1 - \sin \phi) \frac{P_0 + C \cot \phi}{P_i + C \cot \phi} \right]^{\frac{1 - \sin \phi}{2 \sin \phi}} \quad (2-23)$$

上式也可写成:

$$P_i = -C \cot \phi + (P_0 + C \cot \phi) (1 - \sin \phi) \left(\frac{R_0}{R_p} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}} \quad (2-24)$$

上式即为卡斯特纳 (Kastner) 公式

(2—23), (2—24) 代表塑性范围和 P_0 、 P_i 及岩石性质的关系。由式中可知 P_i 越大, R_p 越小; P_0 越大, R_p 越大; ϕ , C 越大, R_p 越小。反之, 塑性区越大, 则支护抗力 P_i 也就越小。

4. 洞壁变形与 R_p 之关系

在弹塑性区交界面上的径向位移为:

$$u_{RP} = (P_0 - \sigma_{rRP}) \frac{1+\mu}{E} R_P \quad (2-25)$$

式中 σ_{rRP} 为弹塑性交界面上的 σ_r 。

将 (2-23) 中的 R_P 及 (2-22) 中的 σ_r 代入 (2-25) 式, 得:

$$u_{RP} = \frac{1+\mu}{E} \sin \phi (P_0 + C \cot \phi) R_0 \left[(1 - \sin \phi) \frac{P_0 + C \cot \phi}{P_i + C \cot \phi} \right]^{\frac{1-\sin \phi}{2 \sin \phi}} \quad (2-26)$$

假定塑性区内岩体在变形过程中, 体积保持不变, 即:

$$\pi (R_P^2 - R_0^2) = \pi [(R_P - u_{RP})^2 - (R_0 - u_{R0})^2]$$

$$2 R_0 u_{R0} - u_{R0}^2 = 2 R_P u_{RP} - u_{RP}^2$$

u_{R0}^2 及 u_{RP}^2 均极小, 予以忽略

因此

$$u_{R0} = \frac{R_P}{R_0} u_{RP} \quad (2-27)$$

$$u_{R0} = \frac{1+\mu}{E} \sin \phi (P_0 + C \cot \phi) R_P \left[(1 - \sin \phi) \frac{P_0 + C \cot \phi}{P_i + C \cot \phi} \right]^{\frac{1-\sin \phi}{2 \sin \phi}}$$

$$\text{或 } u_{R0} = \frac{1+\mu}{E} \sin \phi (P_0 + C \cot \phi) R_0 \left[(1 - \sin \phi) \frac{P_0 + C \cot \phi}{P_i + C \cot \phi} \right]^{\frac{1-\sin \phi}{\sin \phi}} \quad (2-28)$$

为简便计, 洞壁处径向变形 u_{R0} , 即以 u 代表之。

§ 2-3 开洞后的形变压力

上节中, (2-28) 式即为变形与形变压力的关系, 式中 P_i 就是围岩变形时作用在衬砌上的形变压力。

根据不同的岩体初始应力 P_0 、岩体特性 C 、 ϕ , 洞室半径 R_0 , 假定不同的 P_i , 用 (2-23) 式可以求得洞室围岩塑性半径 R_P 。可以用 (2-28) 式求出洞边径向变形 u 。作 P_i 与 u 的关系曲线, 如图 2-7。

P_i 如果等于 P_0 , 则没有应力释放的问题, 洞周围岩变位为零。实际工程中, 一般支护能够提供的抗力, 或者说是能够承担的形变压力也就是 $1 \sim 5 \text{ kg/cm}^2$ 。如果要求 P_i 更大, 那就要做相当厚重的钢筋混凝土衬砌, 这是现代洞室工程所不希望的。

图 2-7a 中, 初始地应力 P_0 为 30 kg/cm^2 。图 2-7b 中, P_0 为 100 kg/cm^2 。围岩的凝聚力 C 为 $1, 5, \text{ kg/cm}^2$; 摩擦角 ϕ 为 $20^\circ, 30^\circ$; 洞室直径为 5 米; 围岩变形模量为 $5 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ 。