

地下厂房顶拱的实际工作状态分析

李光宗 余家钰

(水利电力部成都勘测设计院科学研究所)

提 要

本文介绍并分析了我国若干大中型水电站地下厂房的长期原体观测资料。分析结果表明,不论是在应力数值方面或是在应力分布方面,实际观测值与按普氏理论算得的设计应力值之间均有较大出入;且顶拱钢筋应力随时间推移呈现与岩石流变曲线相似之持续而缓慢的增长,反映出顶拱在实际工作状态下具有时效特点。文中利用凯尔文(Kelvin)体与虎克(Hooke)体串联而成的标准粘弹性模型分析了作用于顶拱的流变山岩压力,并就改进顶拱的设计和施工方法提出了若干意见。

一、前 言

解放以来,我国各部门陆续修建了大量地下建筑物。在水电站建设中,由于地质、地形、防空等多种因素影响,采用地下厂房者亦不少,国内目前已达27座。此类地下厂房普遍具有跨度大、岩壁高、断面复杂以及洞挖量大的特点。已建成的这些地下厂房大都是在五十年代或六十年代设计的,当时的设计方法均系按照传统的普氏理论,即:根据地质部门提供的岩石牢固系数 f 计算塌落拱高度,并以该塌落拱高决定施加于顶拱上的荷载——山岩压力;继而根据地质部门提供的另一数据——弹性抗力系数 K 计算顶拱衬砌内力。在整个计算过程中,虽然计算本身是明确的,但作为计算基本参数的 f 值与 K 值的确定却不尽合理,因而整个计算结果的可靠性也就值得怀疑。首先,岩石牢固系数本身的物理意义即颇含糊,且无法由试验准确测定,通常都是根据经验并参照其他已建工程选用,其主观色彩在所难免;而弹性抗力系数 K 值系由单位弹性抗力系数 K_0 换算而来,能否用于非圆断面尚有疑问。

普氏理论自1907年问世以来,虽有不少学者不断指出其不足之处,并力求建立新的理论取而代之,但是,在更为完善的计算方法形成以前的数十年间,普氏理论一直沿用不衰。直到六十年代,随着计算技术的进步和有限元法的广泛应用,地下结构的设计方法才陆续出现了一些新的尝试。目前对地下结构进行弹性或弹塑性分析方面已日臻成熟,且在考虑岩石流变对地下结构影响方面也取得了若干进展。地质学、流变学、力学、计算数学等不同学科间的相互渗透大大加快了岩石力学的发展进程。

在我国大中型水电工程的地下厂房中,曾埋设了大量的原体观测仪器,通过较长期的观测,积累了十分丰富的原体观测资料。对这些资料进行综合分析并探索其中带有普遍性的问题,可以弄清地下厂房顶拱的实际工作状态,并为今后改进顶拱的设计、施工方法提供依据。

二、原体观测资料介绍

地下厂房的原体观测资料数据繁多、图表量大,本处因篇幅所限难以逐一列举。这里仅

以埋设仪器较多的龚咀、刘家峡、渔子溪一级等水电站的地下厂房为例, 摘要介绍具有代表性的部份顶拱观测成果。

上述各地下厂房均于较完整之结晶火成岩类岩体中挖成, 其顶拱皆为圆柱壳, 厚约 2 m 左右, 矢高比为 $\frac{1}{4}$, 受力钢筋分内外两圈沿拱跨方向布置, 施工次序采用自上而下的“先拱后挖”方式。三者中除渔子溪一级地下厂房稍小外, 龚咀与刘家峡地下厂房的工程规模相近; 两者之顶拱开挖跨度分别为 30, 31 m (厂房洞室宽度同为 24.5 m); 岩壁高度均在 50 m 以上; 而洞室纵长都超过 100 m。

图 1(a), (b), (c) 分别表示龚咀、刘家峡、渔子溪一级地下厂房的原体观测仪器布置, 本处用来观测顶拱与拱座交界面上的压应力。图 1 所示各类仪器皆可同时兼测温度。

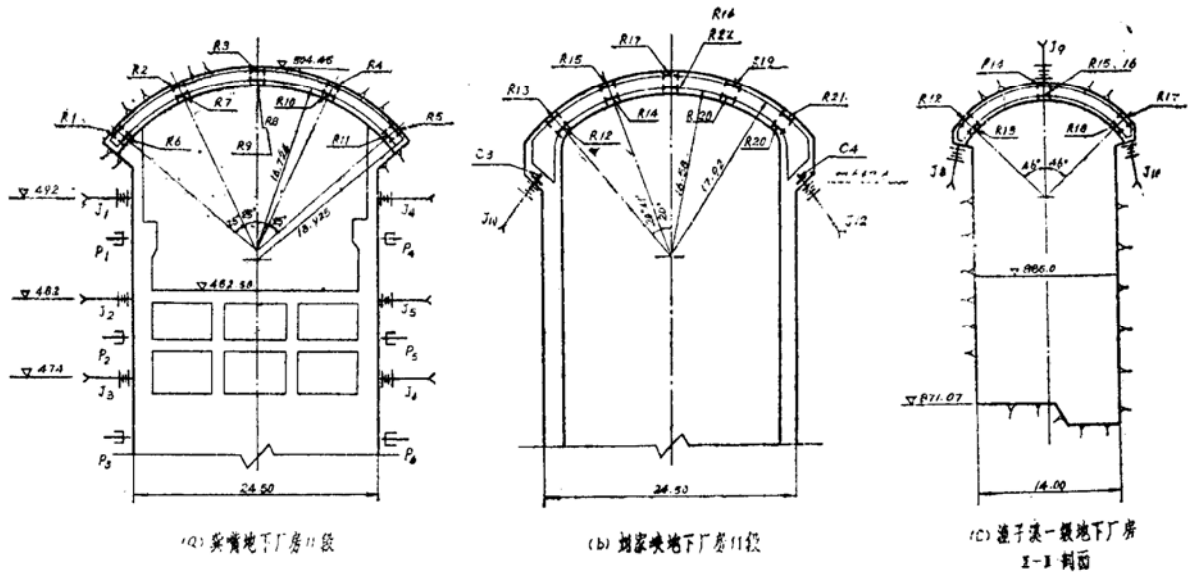


图 1 原体观测仪器布置图

R 为钢筋计, 用于观测钢筋应力, 按被测钢筋直径选用; J 为岩体变位计, 用于观测岩体变位; P 为渗压计, 用于岩体或混凝土内之渗透压力观测; C 为应力计。

由图 1 可以看出, 地下厂房的顶拱部份系以应力观测为主, 而边墙部份则以岩壁稳定监测为主。

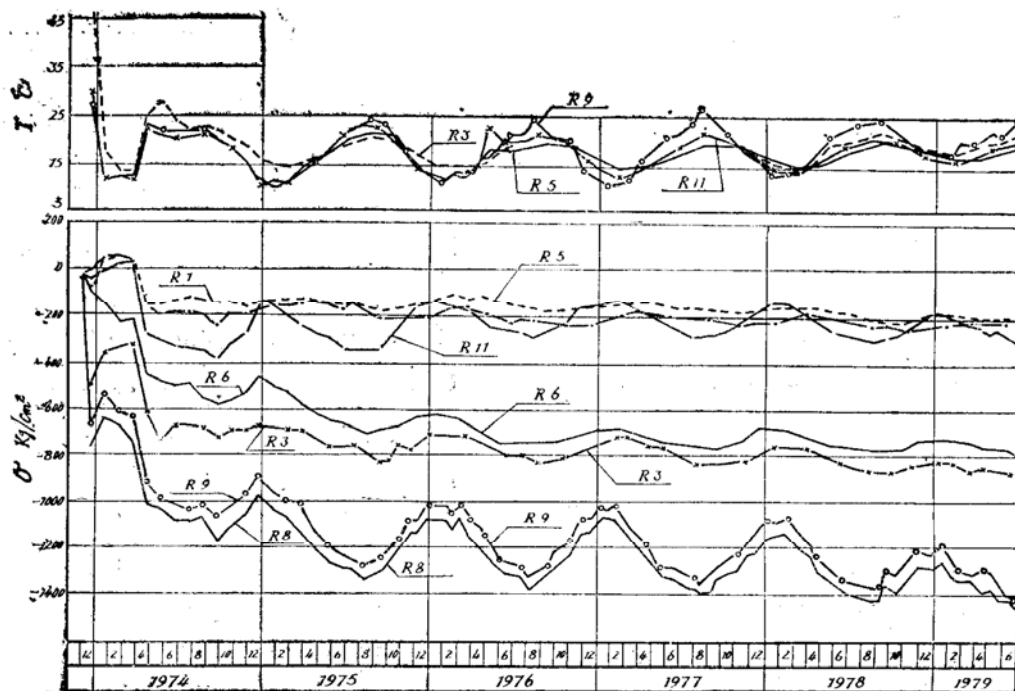
图 2(a), (b) 分别为龚咀地下厂房 11 段和刘家峡地下厂房 11 段的顶拱钢筋应力过程线及同期温度过程线。

图 3 表示刘家峡地下厂房 11 段拱座压应力及拱座、拱顶岩体变位过程线, 同期之温度过程线亦绘于上侧。

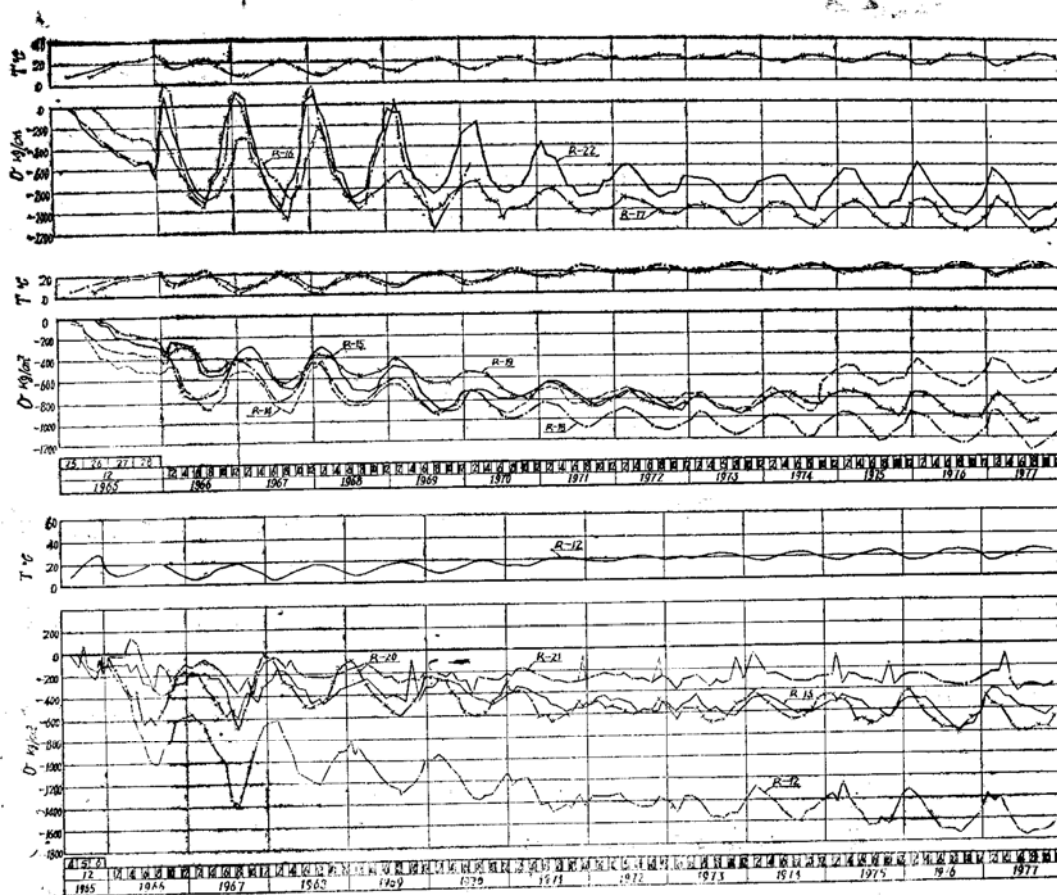
图 4(a), (b) 分别表示龚咀地下厂房 11 段和渔子溪一级 II-II 剖面之顶拱冬、夏季平均钢筋应力分布, 图中注有各分布曲线所代表的年份。

为了排除温度波动对钢筋应力的干扰, 兹以龚咀地下厂房 11 段顶拱的拱冠断面为例, 点绘扣除变温应力后之钢筋应力过程线如图 5。

由图 5 可以看到, 扣除变温应力后的钢筋应力过程线已不再出现应力波动现象, 成单调光滑曲线。



(a) 龚嘴地下厂房11段



(b) 刘家峡地下厂房11段

图2 地下厂房顶拱钢筋应力及温度过程线

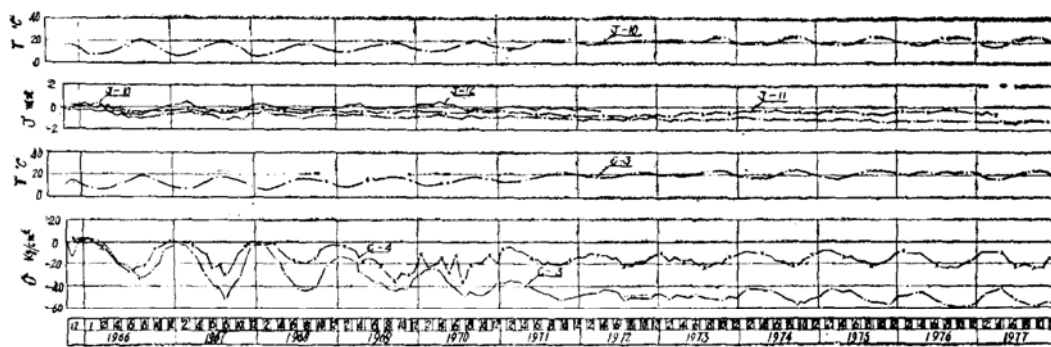
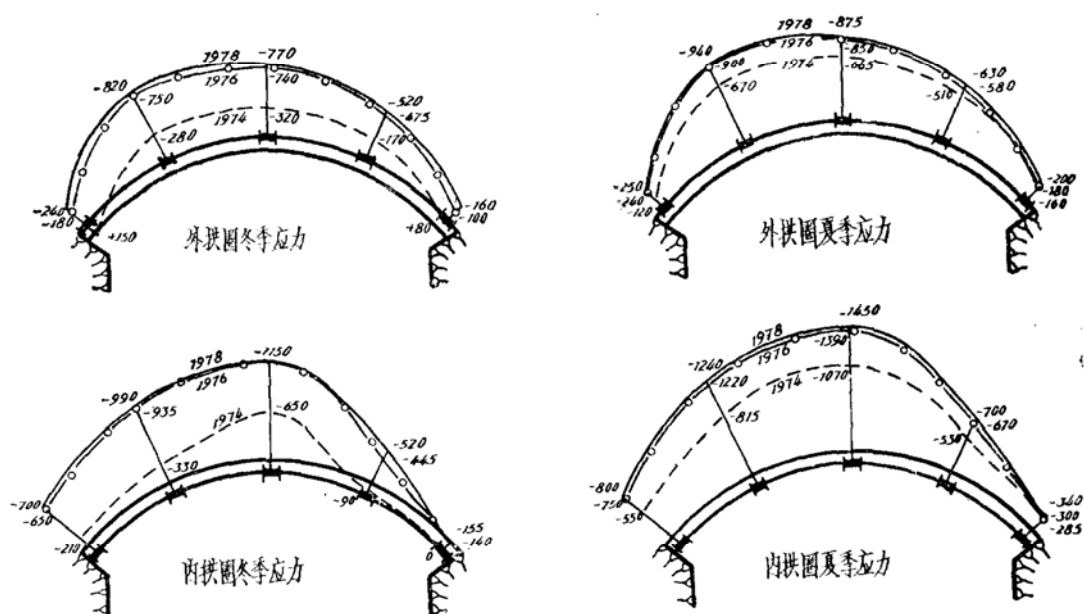
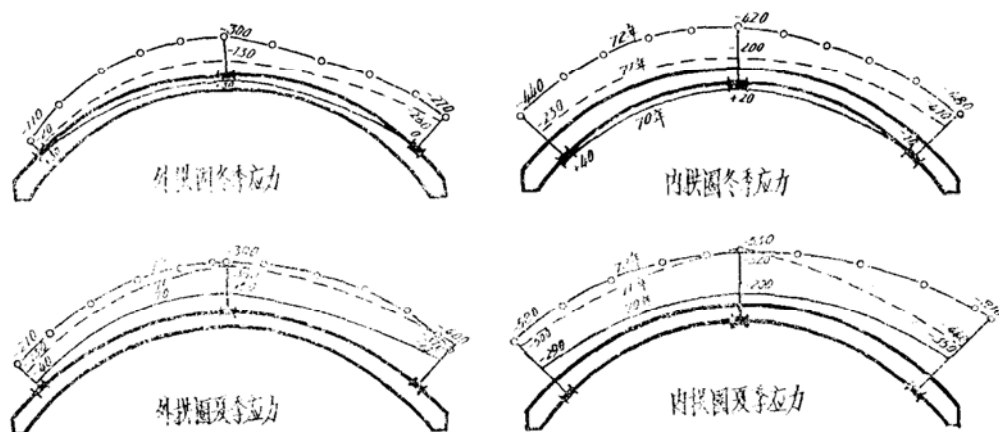


图3 刘家峡地下厂房11段拱座压应力及拱座、拱顶岩体变位过程线



(a) 刘家峡地下厂房11段



(b) 燕子溪一级地下厂房II-II剖面

图4 地下厂房顶拱冬、夏季平均钢筋应力分布比较

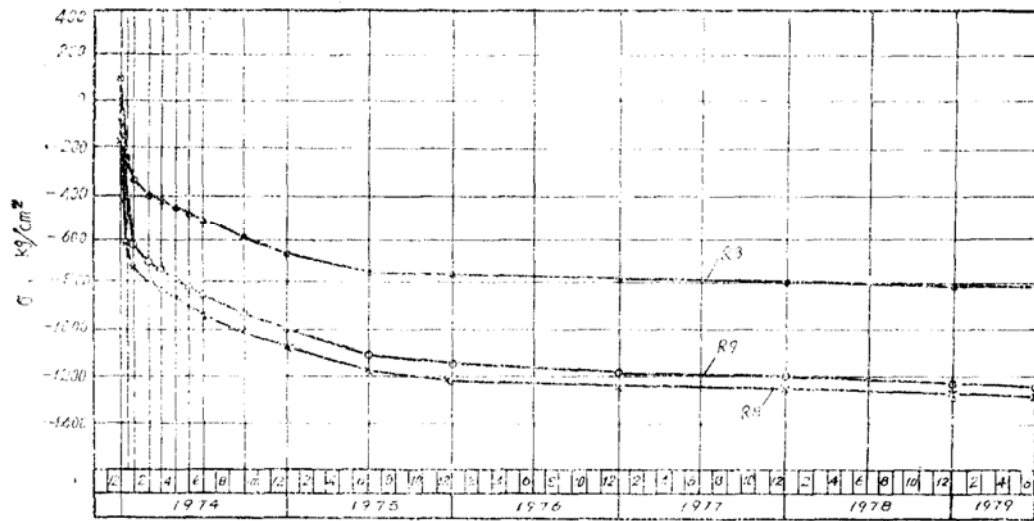


图5 扣除温度波动影响后之钢筋应力过程线(龚咀地下厂房11段顶拱拱冠断面)

三、原体观测资料分析

尽管上述各地下厂房所处的局部地质环境各有不同,但在顶拱原体观测资料中反映出下列共同特点:

①由图2可以看出,所有的顶拱钢筋应力过程线均有相似的变化规律:在顶拱建造之初均有一施工温度影响区,该区内钢筋应力因受水泥水化热及混凝土自身体积变形等因素影响而有一短期无规律变化,但在超出该区段以后,应力过程线即随年温度变化而产生波动,其年应力变幅与年温度变幅成比例,应力滞后于温度的现象不明显,两者基本上可认为是同步的。

②扣除温度波动影响后的钢筋应力过程线(见图5)明显具有随时间而变化的特点,其应力变化速率是初期较大,尔后逐渐减小,最后趋于恒定($\sigma = 0$)。

③对各年份之顶拱内、外圈冬季和夏季平均钢筋应力(参见图4)进行比较可知,顶拱钢筋应力普遍具有逐年渐向压应力方向发展的趋势,且应力分布规律及应力数值皆与按普氏理论而得的设计值有很大不同。

④图3表明顶拱的拱座压应力以及拱座、拱顶处的岩体变位亦随时间和温度逐渐变化。

⑤不论是钢筋应力或岩体变位均需较长时间方能趋于稳定,一般需十年以上,远较通常所说的岩石蠕变趋于稳定时间(一般认为3, 4个月)为久。

综合分析图2~5可以看出:顶拱在实际工作条件下并非处于某一恒定不变的静止平衡状态,而是处于一种随时间不断变化的运动平衡状态,也就是说,顶拱的工作状态具有时间效应。

将排除温度波动干扰后的顶拱钢筋应力过程线(见图5)与岩石蠕变曲线(见图6)加以比较后可看出:两者是极为相似的。应力过程线亦具有与岩石蠕变曲线上初始蠕变及稳定蠕变

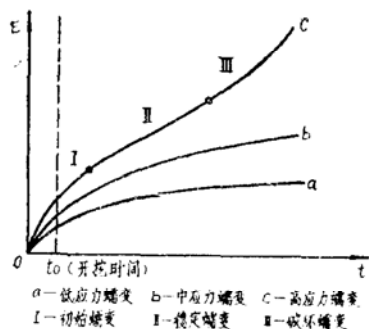


图6 岩石蠕变曲线

相当的两个阶段,因此,可以认为整个应力过程线与中、低应力水平下的岩石蠕变曲线具有相同的曲线特征。此外,如果将图6中的纵座标平移至 t_0 ,则可看到岩石蠕变曲线亦具有与某些流变模型中弹性瞬变项相当的纵截距。

虽然顶拱中混凝土的蠕变可能引起混凝土应力逐渐向钢筋转移,但是,在持续恒载作用下,这种自平衡的应力转移不应导致拱座推力或其他边界外力的改变,故而顶拱工作状态随时间而变化的根本原因只能用顶拱所承受的边界荷载具有时间效应来解释。事实上,顶拱所

承受的主要荷载——山岩压力也可理解为围岩在二次应力作用下逐渐向心变形而施加于顶拱衬砌上的地层压力。因此,顶拱工作状态所表现出来的时间效应只可能来自围岩变形的时间效应。

一般认为,粘土质沉积岩或岩盐等软弱岩石具有比较明显的流变性,而对花岗岩之类的坚硬岩石则流变不甚显著。但是,由于地下厂房的开挖规模巨大,二次应力影响范围甚广,故即使是在流变性并不很显著的坚硬岩体中挖成的地下厂房,大范围的微弱流变亦可在开挖边界上积累出相当可观的流变变形,从而使整个围岩-衬砌复合体系显示出时间效应。

除岩石本身存在蠕变以外,围岩中孔隙水的存在不但减小了晶粒之间的有效压力,而且带来了水解作用和重结晶现象,进一步助长了围岩的流变变形。考虑到玻璃之类的脆硬物体亦可表现出流变行为(例如:一根长年简支平放的细长玻璃棒会因自重而发生流变弯曲),故对于发生在花岗岩之类坚硬岩体中的流变现象应是不难理解的。

尚需指出的是,就监测岩体变位这种具体目的而言,目前大多数地下厂房中所设岩体变位计的锚固深度是不够的。对于顶拱开挖跨度达30m、洞室高度达50m、长逾100m的地下厂房来说,5m的锚固深度显然远未越出二次应力影响范围。一般认为围岩二次应力影响区为洞径一倍左右,依此推之,地下厂房所设岩体变位计的锚固深度须在30~50m以上方能锚固在稳定岩体上。因此,上述各地下厂房的实测拱座及拱顶岩体变位值远非真实变位值,而只是邻近洞室边界5m范围内的相对变位值,显然这种相对变位值要比实际变位值小得多。

岩体在地下厂房的开挖过程中失去了被挖除部份岩石的支持,从而破坏了原岩应力场(包括自重应力场和构造应力场)的平衡状态,为了达到新的平衡,洞室周围岩体应力将自行调整。通过应力的重新分布以建立适应于新边界条件的应力平衡。在伴随应力重新分布的同时必然会有相应的变形产生,这种变形在洞室开挖之际只有弹性变形,尔后则可能同时含有弹性变形、粘性变形、塑性变形以及它们之间相互组合的各类变形。根据各类围岩岩体的主要变形特点,我们可以选取适当的特性元件组合来建立岩体流变模型,并以该模型所对应的本构方程作为分析围岩-衬砌复合体系的基础。

对于比较完整的花岗岩类岩体而言,可以采用较为简单的三元件($K-H$ 串联)标准粘弹性模型(见后图7)来模拟岩体的主要特性,对应于该模型的总应变包含弹性与粘弹性两部分:

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon^e\} + \{\varepsilon^{ve}\} \quad (1)$$

其中,弹性应变部份 $\{\varepsilon^e\}$ 于洞室开挖时以弹性瞬变的方式立即完成;而粘弹性应变部份

$\{\epsilon^{ve}\}$ 则与加载时间及加载历史有关,常需延续多年方能趋于稳定。地下厂房的顶拱衬砌时间大多选在弹性变形全部或部分完成之后,而粘弹性变形尚未完成之前(此与施工方法有关:采用全断面开挖的中小型洞室为弹性变形全部完成;而采用“先拱后挖”的大型地下厂房则为弹性变形部分完成)。对于柔性衬砌,可以忽略衬砌影响而直接分析围岩的变形和应力;但对于刚性或弹性衬砌,围岩随时间而逐渐增长的流变变形必然会受到衬砌的抵抗,从而在围岩与衬砌之间形成一种接触应力,此一接触应力即构成作用于衬砌之外载——地层压力,对顶拱而言,此即所谓“山岩压力”。不过,这种由围岩流变而引起的“山岩压力”与普氏理论中由岩石塌落而引起的山岩压力有本质上的不同,前者不但具有时效,而且作用方向亦不再局限于重力方向,它可以沿任意的界面法线方向作用。

综合以上分析可以得出结论:正是由于施加在顶拱上的荷载——流变山岩压力具有时间效应,所以顶拱的工作状态才会表现出时间效应。

四、考虑岩体流变的顶拱衬砌计算

阿鲁久涅扬(Н.Х. Арутюнян)在研究混凝土蠕变时曾假定:蠕变变形与应力之间存在着线性关系并服从叠加定律。同时指出:当应力不超过材料极限强度之半(相当于工作荷载)时,上述假定是正确的,而且这些假定也适用于一系列其它材料。将上述假定推诸于岩石流变,则在计算顶拱应力时可对流变山岩压力荷载和变温荷载分别考虑而后叠加。其中变温应力部分的计算方法已日臻完善,故本处讨论的重点是山岩压力的计算方法,只要能确定山岩压力随时间的变化规律及其最终数值,则顶拱衬砌的应力分析即可迎刃而解。

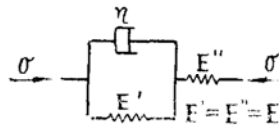


图7 凯尔文-虎克串联模型(标准粘弹性模型)

为便于分析起见,我们将围岩视作各向同性且存在着初始应力场的半无限匀质粘弹性体,其力学特性采用凯尔文体与虎克体串联而成的三元件标准粘弹性模型来描述。

鉴于岩石经历了漫长的地质年代,其物理力学性质已经相对稳定,不存在混凝土徐变现象中所出现的龄期问题,因此,只要能控制开挖对于围岩的扰动并对开挖面及时加以保护,则可以认为岩体的瞬变弹性模数与流变弹性模数近似相等,亦即令上述K-H串联模型中的 $E' = E'' = E = \text{常数}$ 。此外,岩石流变满足牛顿粘性定律,其体变速率为零($\epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = 0$),故可以认为岩石的流变泊桑比亦维持某一常数,即 $\nu^e = \nu^{ve} = \nu = \text{常数}$ 。

上述流变模型的单轴应力-应变-时间关系可写成

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E'} \left[1 + \frac{E'}{E''} (1 - e^{-\lambda t}) \right] \quad (2)$$

由于 $E' = E'' = E$,上式可简化成:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} [1 + (1 - e^{-\lambda t})] \quad (3)$$

其中 E' ——岩石的瞬时弹性模数;
 E'' ——岩石的流变弹性模数;
 E ——岩石的弹性模数;
 λ ——与时间有关的常数 ($\lambda = E/\eta$);
 η ——岩石的粘性系数;
 t ——时间。

对于复杂应力状态, 则应力-应变-时间关系为

$$\{\varepsilon\} = \frac{\{\sigma\}}{E} \{[A^e] + [A^{ve}](1 - e^{-\lambda t})\} \quad (4)$$

由于 $\nu^e = \nu^{ve} = \nu$, 故 $[A^e] = [A^{ve}] = [A]$, 于是

$$\{\varepsilon\} = \frac{\{\sigma\}[A]}{E} [1 + (1 - e^{-\lambda t})] \quad (5)$$

在平面应变的场合下

$$[A] = (1 - \nu^2) \begin{pmatrix} 1 & -\frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ -\frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{2}{1-\nu} \end{pmatrix} \quad (6)$$

若顶拱是在洞室开挖完毕后再行衬砌, 则弹性瞬变已经完成, 故可不必再计入弹性瞬变项, 因而此后之应力-应变-时间关系可进一步简化为

$$\{\varepsilon\} = \frac{\{\sigma\}[A]}{E} (1 - e^{-\lambda t}) \quad (7)$$

上式实即由弹性元件与粘性元件并联而成之凯尔文体的应力-应变-时间关系式。

目前, 在轴对称洞室的粘弹性或粘弹塑性分析方面已有若干解析算法, 但地下厂房因其断面复杂, 且边界线亦不连续, 要想用纯粹的解析法求解是很难着手的, 但采用有限元法或边界元法却可能比较容易实现地下厂房的粘弹性或粘弹塑性分析, 且在分析中能模拟某种开挖过程并考虑某些地质构造特征。鉴于前述各应力-应变-时间关系式皆只能在应力保持恒定的条件下成立, 故计算时可在维持各时段应力相对恒定的前提下采用时间增量的方式逐步研究应力和应变的逐时变化, 具体计算可按下列步骤进行:

①进行顶拱建造前的围岩弹性应力分析。若采用“先拱后挖”法, 则尚应进行建拱后向下开挖而引起的次生弹性应力、应变分析, 并将二者叠加。

②以上项弹性分析为基础, 选择时间增量的步长 Δt , 计算在 Δt 时段内所产生的流变应变增量 $\Delta\{\varepsilon^{ve}\}$ 。计算时引入应力-应变-时间关系式, 并认为在 Δt 时段内整个应力系统保持

恒定不变。计算中,流变应变增量 $\Delta\{\varepsilon^{ve}\}$ 可按式(8)估定:

$$\Delta\{\varepsilon^{ve}\} = \frac{d}{dt}\{\varepsilon^{ve}\}\Delta t \quad (8)$$

③计算在 Δt 时段末与新的应变相适应新应力系统,并以此作为下一时间增量中循环计算的基础。

④选定新的时间增量,重复①,②,③各步计算。

⑤循环进行上列各步骤若干次,直至所需时刻为止。

若在划分单元时能适当兼顾围岩和衬砌的介质分区并赋予相应的流变参数,则利用上述方法尚可考虑围岩和衬砌的相互作用,并能同时得出围岩和衬砌的应力、应变以及围岩与衬砌之间的界面应力——流变山岩压力。上法的缺点是对计算存储要求较高,但在某些特定场合下,常可根据具体情况作出若干简化,从而降低存储要求。例如,在岩石泊桑比保持常量且满足线性叠加定律的场合,则有

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon^e\} + \{\varepsilon^{ve}\} = [D^e]^{-1}\{\sigma\} + [D^{ve}]^{-1}\{\sigma\} = [D^{e+ve}]^{-1}\{\sigma\} \quad (9)$$

其中 $[D^{e+ve}]$ ——综合弹性与粘弹性效应的运算子, $[D^{e+ve}] = [D] \cdot f$;

$[D]$ ——与泊桑比有关的常量矩阵;

f ——常量运算子,对所有单元体均相同。

于是可以不必逐段计算并存储应力和变形历史而直接得出指定时刻的结果,使计算过程大为简化。

此外,在某些极端的情况下,可以通过简单的解析计算而直接得到一些有意义的结果,例如当顶拱刚度很大,可视作刚性衬砌时,由于刚性顶拱完全抑制了围岩流变变形,此时所产生的山岩压力显然为极限最大值,这种极大值也是工程上所关心的问题之一。

根据艾尔弗雷-麦克亨利-阿鲁久涅扬(Alfrey-McHenry-Арутюнян)定理,泊桑比保持常数的匀质粘弹性体在持续恒载作用下的蠕变变形并不会引起应力的重新分析。因此,可以在弹性分析的基础上计算围岩在未衬砌状态下的流变变形,而刚性顶拱则完全抑制了这种向内的流变位移,其作用相当于反向施加一组荷载以使开挖边界回复原位(总位移中的弹性位移部份已于洞室开挖之际以瞬变方式完成,故不包括在内)。

设 U^e 为围岩在无衬砌状态下由弹性分析而得到的边界弹性位移,则围岩在弹性应力场作用下的边界流变位移 U^{ve} 与 U^e 有下列关系:

$$U^{ve} = U^e EC e^{-\lambda t_0} (1 - e^{-\lambda t}) \quad (10)$$

为了抑制上述流变位移而需反向施加的荷载在数值上即等于作用在刚性顶拱上的流变山岩压力,其值为:

$$P(t) = \sigma_{ij}^0 \frac{EC e^{-\lambda t_0}}{1 + EC} [1 - e^{-\lambda(1+EC)t}] \quad (11)$$

式中 σ_{ij}^0 ——岩体开挖前存在于开挖面上的初始应力(t/m^2);

C ——岩体的蠕变度(t/m^2);

E ——岩体的弹性模数(t/m^2);

λ ——与时间有关的常数,亦称蠕变速率($1/d$);

t_0 ——顶拱衬砌时间,自开挖完毕起计(d);

t ——从开挖完毕至所需计算时刻的时间(d)。

在业已建有顶拱的场合,艾尔弗雷-麦克亨利-阿鲁久涅扬定理不再成立,围岩的流变变形受到顶拱的反作用而引起围岩应力的重新分布。而刚性顶拱之所以通过上述比较简单的解析计算即能求出流变山岩压力是由于利用了“衬砌所抑制的流变位移恰好是无衬砌之围岩流变位移”这一有利条件。

至于与刚性顶拱相反的另一极端——柔性衬砌,则可近似按无衬砌情况直接分析围岩的应力及变形,但在实际工程中能作为绝对刚性或绝对柔性对待的顶拱乃是极其罕见的,目前,地下厂房中实际所用的顶拱大都属于弹性顶拱范畴,此类顶拱的计算要复杂得多,但只要在划分单元时适当兼顾介质分区,通过时间增量的途径是不难解决的。

五、后 记

随着工程实践和研究成果的增多以及原体观测资料的积累,岩体的流变性已越来越引起人们的注意,近年来,在地下结构的设计思想和施工方法方面也出现了一些与传统观念不同的新变革。

地下厂房顶拱所承受的流变山岩压力不仅与岩体的流变特性有关,而且与岩体初应力、顶拱刚度、开挖次序、衬砌时间以及断面形状有关。其中,岩体的流变特性和初应力是客观存在的条件而无法选择,但后几种因素却可人为加以调整。一般说来,顶拱刚度越大、建拱时间越早,则其所受之流变山岩压力也就越大。内中建拱时间的选择颇为重要,它不但影响衬砌所受荷载的大小,亦将影响荷载的性质(若采用“先拱后挖”法施工,则在继续进行下部开挖时,顶拱将承受次生弹性山岩压力和全部流变山岩压力,而采用全断面开挖时,顶拱只承受部份流变山岩压力)。樱井春辅曾提出过决定圆形隧洞最佳衬砌时间的计算公式,但在实际工程中,衬砌时间的选定并不单纯取决于山岩压力的大小,而应结合施工方法、进度安排以及其它因素通盘考虑。虽然如此,按樱井春辅公式确定的圆形隧洞衬砌时间仍有重要参考价值。

从流变分析的角度来看,顶拱刚度越大则其所承受的山岩压力也越大,减小顶拱厚度即意味着减小山岩压力,故采用加大拱厚的办法并不一定有利。在保证围岩稳定的前提下,与其采用刚性或半刚性的厚拱衬砌去抑制围岩的流变变形不如采用较为柔韧的衬砌去顺应这种变形,因此,不妨设想采用薄拱配合锚拉的衬护方式,即在顶拱部份开挖完毕后即先予喷锚支护,其作用在于维持围岩稳定并掩护下部施工;俟整个厂房洞室挖成后再衬以薄拱,薄拱的作用除将各孤立锚杆联成一体以提高支护效果外,并可防止单个落石,以策运行安全。显然此种薄拱只承担一部份流变山岩压力。

粘弹性或粘弹塑性分析属连续介质力学范畴,故只适用于完整性较好的岩体,至于节理裂隙发育的岩体则显然不宜再用粘弹性方法,此时只好转而采用碎块体力学之类的其他分析方法。

岩体的流变参数与衬砌所受的山岩压力密切相关,但国内对于岩体流变特性的试验研究工作尚属薄弱环节,已完建的地下厂房在工程兴建之初均未测定过岩石流变参数,工程建

之后更无由进行补测, 由于基本流变参数至今仍付阙如, 故亦无法与原体观测资料进行对比计算。目前, 对岩体流变性能的研究无论国内外均未成熟, 许多方面均亟待深化。因此, 继续加强对各已建地下工程的原体观测工作和陆续开展对于各类岩石流变特性的试验研究皆有重要意义, 这两方面结合起来可以为改进今后的勘测、设计、施工方法提供某些新的启示。

参 考 文 献

- [1] 朱维申, 粘弹-塑性岩体中衬砌与围岩的共同作用, 岩土力学, 第1期, 1979年, 第32~53页。
- [2] 朱伯芳, 粘弹性介质内地下建筑物所受的山岩压力, 水利水电科学研究院科研论文集, 第5集, 中国工业出版社, 1965年, 第83~96页。
- [3] 阿鲁久涅扬, H.X., 蠕变理论中的若干问题, 邬瑞锋等译, 科学出版社, 1962年, 第8~43页。
- [4] 斯塔格, K.G., 晋基维茨, O.C., 工程实用岩石力学, 成都地质学院译, 地质出版社, 1978年, 第214~250页。
- [5] Curtis, D.J., Visco-elastic Analysis of Tunnels, Tunnels and Tunnelling, Nov.-Dec., 1974, pp.38~39.
- [6] Lombardi, G., Long Term Measurements in Underground Opening and Their Interpretation with Special Consideration to the Rheological Behaviour of the Rock, Int. Symp. on Field Measurements in Rock Mech., Zurich, 1977, pp.839~858.
- [7] 桜井春輔, 粘弾塑性地山内円形トンネル覆工について土木学会論文報告集, No.181, 1970年9月 pp.77~90.

Behaviour Analysis of the Lined Top-Arch of Underground Hydro-powerhouse

Li Guang-zong and Yu Jia-yu

(Research Division, Chengdu Exploration and Designing Institute of
Hydroelectric Power, Ministry of Water Conservancy and Electric Power)

Abstract

This paper presents and analyses the long term prototype observational data of some large underground hydro-powerhouse in China. The analysis shows that in both the distribution and the magnitude of stresses, there exists a great difference between the value measured in prototype and the value designed by Protodyakonov's theory. All the reinforcement bar stresses measured in lined top-arch represent some time-effect, i.e. these stresses increase steadily and slowly with the time elapsed. A visco-elastic model of K-H in series is used by authors to analyse the rock pressure acting on a lined top-arch. In addition, some opinions for improving the design and construction of lined top-arch are suggested.