

关于重力坝的深层抗滑稳定问题

水利电力部水力发电建设总局 潘家铮

一、概 述

重力坝坝基岩体内存在缓倾角的软弱夹层时,必须核算坝体带动部分基岩沿软弱面失稳的可能性。这类问题,常称为深层抗滑问题。据⁽¹⁾不完全统计,在所调查国内的一百数十个已建、正建或设计中的大中型工程,有 92 座坝址存在深层抗滑问题,其中因此而改变设计、降低坝高、增加工程量或后期加固的共达 30 余座,可见问题的普遍性。近年来因此使工程停工、改变坝址或限制库水位的情况也仍有发生。在国外,还发生过一些垮坝事故。我国今后要大力开发水电,而优良坝址已逐渐开发,预计今后会遇到更多的类似问题,值得我们加以重视和研究。

关于深层抗滑稳定问题的分析原则、计算公式、安全度要求等,在有关设计规范中无明确的规定。因此各部门的设计和处理方式也各不相同,这对今后的工作是不利的。另一方面,我们已有了三十多年的实践经验,对许多问题作过较深入的研究,也发表过许多文献和总结,因此也有条件归纳各方面的经验,逐渐统一看法和做法,列入设计规程,以免对这一问题估计不足而造成损失;也避免作出过分严重的估计,影响工程建设。本文开展对这一问题的归纳和讨论,拟作引玉之砖。

要合理地解决深层抗滑稳定问题,必须明确或解决:(1)破坏面的性状;(2)破坏面上的本构关系及抗剪参数;(3)合理的计算方法和公式;(4)安全度的定义及所需的安全系数。

二、边界条件 and 问题的性质

如果地基比较完整,可不考虑深层抗滑问题。岩基十分软弱,得计算地基内各点的应力 σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy} ,并沿不同的方向核算各点的局部安全系数 $k = \frac{c + f\sigma}{\tau}$ 。各点有一个最不利的方向,将这些最不利的方向相联,则构成最危险的破坏面,并可标明沿破坏面上 k 值的分布,估计其整体安全度(图 1)。广义地讲,这也是一种深层抗滑问题。但在正常的基岩条件下,很少会出现这种形式的破坏。这种核算相当于核算软基上坝体的稳定,本文不拟作详细讨论。

下面讨论的问题,都是地基内存在一些软弱面的情况。软弱面多由构造原因产生,也有其它的成因。在这些面上的抗剪强度特别低,应研究坝体带同部分基岩沿这些面失稳的可能性。显然,我们要首先查明软弱面的几何性状:产状、延伸范围、起伏度、厚度及被切割情

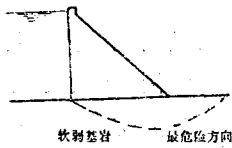


图1

况。然后确定核算的边界条件，哪一些是底滑面，哪一些是侧裂面，哪一些是临空面，哪一些是假定的拉开面等等。这样才可判断是否存在失稳可能、问题严重的程度和失稳的机理。这步工作很重要，相当于考试中的审题，如果审题不妥，是很难答好试卷的。

根据软弱面的分布，就计算的角度而言，不妨将问题分为下列几

类：

(一) 单一底破裂面的平面问题 (图2—a)

坝基内有连续缓倾的软弱面，构成底裂面，并切穿下游边界，其走向与坝轴线平行或接近平行，两侧有顺河向的陡立的切割面，其上抗滑阻力很小或可忽略，这就可按平面问题核算。出现这种情况时，问题性质常很严重。如果缓倾的软弱面成组产出，一般以最上面的一条为控制。

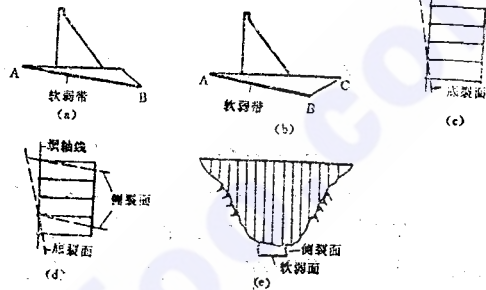


图2

(二) 复合底破裂面的平面问题 (图2 b)

其它条件同上，但底破裂面为折面。其中AB为主滑裂面，BC为第二破裂面。BC可以是另一个地质上的软弱面；也可以是为计算需要拟定的破裂面。后一种情况中BC将切穿较完整的岩层，具有较高的抗滑阻力。

(三) 单一底破裂面，空间问题 (图2—c、d、e)

坝基内有连续缓倾的软弱面，切穿下游边界，构成底裂面，但是：(1) 底裂面的走向与坝轴线有一定的交角；或(2) 侧向破裂面的走向不平行河流方向或其倾角并不很陡；或(3) 侧向破裂面上的阻力不宜忽视（例如图2—e中所示的V形峡谷），则都需按空间问题核算。按空间问题核算，往往可挖掘更多的抗滑潜力。例如伊太普水电站河床坝段的深层抗滑安全系数，在考虑空间作用后，几乎可提高一倍。有些工程在计算中将空间作用留有余地，仍按平面情况核算。

(四) 复合的底破裂面，空间问题以及其它复杂的问题

包括底破裂面及侧裂面不是单一平面，产状及切割条件复杂等情况。这种情况要作详细分析较为困难，常常要作一些简化以利分析。

三、破裂面上的本构关系和抗剪参数

查清软弱面的几何形态、确定了失稳体的边界条件后，第二步工作就是确定这些破裂面上的力学特性，特别是选定合适的抗剪参数。这些参数的取值对抗滑稳定核算成果影响极大，但它们恰恰又是很难精确确定的。目前还没有很成熟的试验、统计和取值方法（参见(2)中的说明），在一定程度上仍取决于地质师和工程师的经验判断或习惯做法。

从宏观上看，我们可以把破裂面区分为三类：

(一) 破裂面是地质上重大软弱层面，例如大断层，连续的夹泥层，严重的挤压破碎带或剪切带等（以下称A类）。这类软弱面延伸广、厚度大、往往夹有粘泥，抗剪强度很低，影响特别严重。但它们的数量有限，产状及范围较明确，可以选择代表性的部位进行试

验。A类破裂面可以视严重程度划分为亚类：如 A_1 、 A_2 等。

在这种软弱面上进行剪切试验，特别在有夹泥的情况下，应力应变关系呈明显的弹塑性性质。即开始时，应力应变呈线性变化，达比例极限（或屈服点）后（有时比例极限是很低的），应变的增长加速，一直发展到峰值（图3—a），破裂时的应变，或剪切变位可能

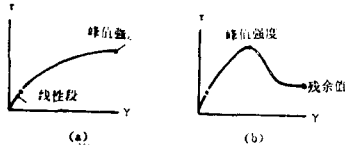


图 3

已达到较大数值。如果夹泥层受过早期超压作用，则达到峰值后强度还会下降（图3—b），这种材料应分别测定其峰值强度及残余强度，得出相应的参数(f_p 、 c_p 及 f_r 、 c_r 等。 $c_r \approx 0$)。对夹层进行反复剪切，一般也会得到残余强度。有的夹层在长期荷载作用下还会有流变，强度还会降低。

（二）破裂面沿基岩中的节理、裂隙发生，节理面上无夹泥或夹泥不多。这种破裂面可称为B类。和完整的基岩相比，它们仍然是弱面，但是延伸范围、破碎情况、夹泥情况、厚度等远较第一类为好，故其 c 、 f 值也较A类大。另外，它们往往成组出现，个别的节理裂隙延伸也许不长，而要相互切割联接才构成锯齿形、阶梯形的较大的破裂面。所以，在勘探中，应查明这种节理裂隙组有几组，每组的产状、裂隙分布密度、平均每条裂隙的长度，连通及互相切割条件和组成块体的大小等。这些因素在分析和选定抗剪参数时都需加以考虑。这是第一个应注意的问题。

其次节理裂隙面上多少有些张开，在进行剪切试验时，如正应力 σ 很小，抗剪强度是很低的——既无 c 值， τ 又很小。当正应力增加时，抗剪强度会较快增加，因为不仅产生了摩擦阻力 $f\sigma$ ，而且在压力下两侧岩石咬合提供了抗力值。但正应力达一定值后，抗剪强度的增加率又减缓，因为咬合作用已达限度。所以 τ 与 σ 的关系如图4所示。换言之，如试验压力较小，我们会得到较高的 f_1 和小的 c_1 值；

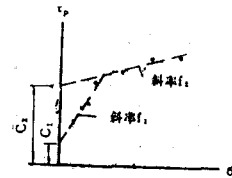


图 4

如试验压力较大，会得到较低的 f_2 和较大的 c_2 值。如果取 $c = 0$ ， $f = f_1$ ，当然比较稳妥，但可能失之过小，宜参照试验成果和实际应力大小斟酌取值。这类破裂面上一般不考虑残余强度问题。

（三）有时破裂面要切穿较完整的基岩，或沿混凝土、或混凝土与基岩接触面而形成失稳。这类破裂面可称为C类，它与A、B两类完全不同。其特性是：材料未剪断前，强度较高（ f 可达1以上， c 可达数十公斤/厘米²量级），应力应变呈线性变化；达到极限强度后，材料呈脆性破裂，强度突降， c 值成为小值， f 常降到0.5~0.8之间。我们应按不同的设计原则取用相应参数。下文以“剪摩”核算为准，所以主要取前一类参数。这里还应指出，这类材料在达到破裂（峰值强度）时的变形是很小的。

在分析重力坝的深层抗滑稳定时，我们应弄清所有破裂面的情况。将它们分类，并分别选取代表性地段进行试验，测定相应的峰值强度或（及）残余强度，试验条件力求和将来实际情况一致。在设计初期，或中小型工程中，也可以参考类似工程取值。在试验取值时，如果数据较多且较集中，可以采用平均值，或用最小二乘法适线求出，同时最好给出离散性的指标。如果成果分散，数据不多，为谨慎计常将偏大数据舍去，采用小值平均，或将求出的成果乘一系数折减。凡此，均应在提供数据时说明。

试验工作无论做得怎么细致，其尺寸总有限，只能代表局部的情况，而实际破裂面尺寸

很大,情况复杂,所以确定破裂面上的参数时,还应做些调整或综合。主要是对破裂面起伏度、不连贯性和由不同部分组成时的调整。例如:

1. 破裂面中有摩擦系数很小的薄层夹泥,而其起伏度又远超过夹泥厚度时,则破裂面上的综合 f 值可以采用实际可能破裂线上的加权 f 值 (图 5 a)。

2. 破裂面呈规则的波浪形或锯齿形起伏时,可按其平均产状为准核算,而将内摩擦角提高 α° (图 5-b)。

3. 破裂面并不连续贯穿而呈雁行式或阶梯式产出 (图 5 c), 则计算组合破裂面上的抗滑力时,可以计入台阶上的抗力,如图 5 c 中阶梯式破坏面 a—b—c—d……上的总抗力可写为

$$R = \sum c_i f_i + \sum N_i f_i + \sum h p \quad (1)$$

式中: h 为台阶的高度, p 为其上可承受的平均抗力。或将上式右边后两项合并, 写为 $N f'$ 形式, 这里 f' 就代表考虑台阶影响的综合摩擦系数。

4. 破裂面有较大的不规则起伏, 则可按具体情况分析。如图 5 d 中的突起, 可取 ab 面为破裂面, 切穿一段较完整基岩, 从而可以增加抗力, 但总抗力不能超过沿曲折面滑动的阻力。如破裂面有较大的折转, 宜按复合破裂面考虑。

5. 破裂面由不同部分组成, 例如, 一部分是基岩, 一部分是软弱面。对此, 我们一般用“面积加权”法或“面积—应力加权”法求其综合抗剪参数。当然这一简单处理未考虑不同部位上的不同剪切特性的影响, 只能给出一个上限值。

设整个破裂面可分为几部分, 每部分的抗剪参数峰值是 f_i 及 c_i , 面积为 A_i , 承受的法向荷载是 N_i , 则整个破裂面上的极限抗滑力的上限是:

$$R = \sum N_i f_i + \sum c_i A_i \quad (2)$$

在式中, 如抗剪参数都取残余值, 就可得到 R 的下限。实际的极限抗滑力能否达到上限, 取决于许多因素。如果各部位的剪切特性都是弹塑性应变硬化型, 则式 (2) 是适用的, 如果各部位的剪切特性都是脆性破裂或应变软化型, 则只有当他们的剪切特性曲线是相似的而且失稳岩体作刚体移动时式 (2) 才适用, 因为只有这样各部位能同时达到峰值。如果破裂面上一部分为脆性破裂, 一部分为弹塑性型, 则实际上的极限抗滑力将小于式 (2) 之值。在常规的核算中, 我们一般都采用式 (2), 不再详细推究实际上的极限抗滑力究竟是多少。但是若破裂面上只有一小部分是脆性破坏型, 而且其强度又很高时, 我们须研究这部分先被剪断的可能性。

如式 (2) 可用, 则可写为

$$R = N \bar{f} + \bar{c} A$$

$$\text{式中: } \bar{f} = \sum \frac{N_i}{N} f_i \quad \bar{c} = \sum \frac{A_i}{A} c_i \quad (3)$$

可见 $\bar{c}$ 值可按面积加权, 求出综合值, $\bar{f}$ 值需按合力加权, 为简化计, 有时也用面积加权求 $\bar{f}$, 这相当于假定正应力为均匀分布。

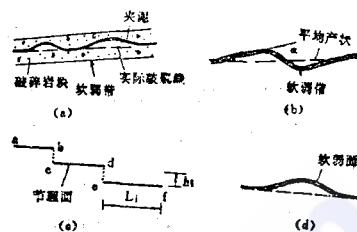


图 5

四、計算方法和模型試驗

目前我们还缺乏简单、合理的计算深层抗滑稳定问题的方法,边界条件复杂时尤为困难。常规的做法仍应用“刚体极限平衡法”。此法的概念是将失稳块体视为一个或若干个作整体移动的刚体,研究它达到临界失稳状态时的平衡条件,从而估算其安全度。如破裂面为单一的平面,本法能给出较合理的安全度。对于复杂的破裂面,我们必须引入若干假定(包括将失稳块体划分成块)才能分析,这样得出的成果就和实际情况有偏离(具体公式后详)。刚体极限平衡分析的成果是否符合实际情况,取决于分析中所作的假定的合理程度。例如,在某些情况中,坝体的失稳、破坏,是由于某些部位的材料被压碎破裂而发生,并不是滑移失稳性质,用极限平衡法求出的成果就没有意义。但是,一般讲来,如所作的假定是削弱实际材料的强度的(例如将本来是完整的基岩,人为地划分为两块),则所求得的安全度总是偏于安全的。所以我们常用这个方法求得安全度的下限。

刚体的极限平衡分析是对失稳体的安全度作一笼统的整体分析,所以不能确定相应的变位和应力分布,不能探索逐步破坏的机理。但如上所述,只要谨慎使用,它可以给出安全度的下限,而且计算简单,应用经验较多,至今仍为一个主要的分析手段。如辅以一些改进的措施(如第七节中所述的广义文克尔地基概念),这个方法的应用范围尚可扩大。

近年来国内外很多人在研究更合理的方法,即利用有限单元法分析坝体及地基中的应力和变位。坝体及基岩可离散为普通的单元,软弱带必须用非线性单元反映。这样可以先得到在实际荷载作用下各点的局部安全系数。然后增大荷载(或降低强度)研究地基内的应力和变位的变化过程,直至不能维持稳定为止,从而确定最终安全度。这样可把应力、变位、失稳和破坏机理的分析结合在一起解决,则更为合理和精确。但由于各种条件的限制,这个方法尚在探索和发展中,只在某些重要工程中曾用之进行研究,具体的设计往往仍以刚体极限平衡分析成果为准。

在有限单元分析研究中,目前有些文献,似乎要求过高。其实,根据现在勘测试验的精度以及对软弱面材料本构关系的瞭解程度,似无必要采用太复杂的单元。例如,坝体及较完整的基岩可以用普通的线弹性单元(各向同性或异性)反映。必要时可作无拉应力校正。软弱带单元必须反映其非线性性质,但也可以简化为理想弹塑性体处理,将超余的应力松弛掉(即在软弱带不受拉、剪应力也未超过相应强度时,软弱带单元仍按弹性体处理,当上述条件破坏时,将超余应力予以松弛),而不是“精确”地依照本构关系逐步计算。这样做虽然不是“严格”的理论解,但已能反映出主要的非线性性质,适合深层抗滑分析的需要,也和目前勘测试验精度相应。

具体分析时,常采用增量法,即将荷载逐级施加(在每一级荷载中进行非线性迭代校正),直至设计荷载,从而确定建筑物及地基的工作状态。然后将荷载乘以所需的超载度(或将强度除以所需的安全度)再行分析,考察其是否能维持稳定及相应的应力、变位状况。由于非线性有限元的分析工作量很大(尤其是空间问题),一般只在重要工程中采用,作为验证及研究的手段。

除有限单元分析外,另一种研究深层抗滑稳定安全性的手段是模型试验。但这种试验比一般的静力试验要复杂得多。除了在地基内需能反映出软弱面的特性外,最好还能反映出基

岩的主要节理裂隙体系和其它主要地质特点,即制作所谓地质力学模型。模型试验中,模型的几何尺寸、材料容重、强度、弹模、应力、应变等各种参数,与原型的相应参数之间,应满足一定的比例关系,即遵循模型律。分析可知,我们在设计模型时,可以选择两个参数的比为准,其它参数的比就随之而定。一般选择几何比(原型尺寸 L :模型尺寸 L') λ 和应力比(σ/σ') ζ 为准(或容重比 γ/γ') ρ 其余比尺如下:

$$\text{容重比 } \rho = \zeta \lambda^{-1} \quad (\text{或 } \zeta = \rho \lambda) \quad (4)$$

$$\text{表面集中力比 } \psi = \zeta \lambda^2 \quad (5)$$

$$\text{表面分布力比 } p = \zeta \quad (6)$$

$$\text{应变之比 } 1$$

$$\text{泊松比之比 } 1$$

$$\text{内摩擦角之比 } 1$$

除此以外,原型和模型材料的应力应变关系曲线应按 $\sigma = \zeta \sigma'$ 、 $\epsilon = \epsilon'$ 的关系彼此相应。原型和模型材料的库伦—摩尔包线也应按 $\sigma = \zeta \sigma'$ 、 $\tau = \zeta \tau'$ 的关系彼此相应(即这两条包线应是同步放大关系)。

如果模型材料能完全满足上述要求,则从理论上讲,可以通过试验取得定量的成果。实际上很难选择或配制出一种模型材料能完全满足要求的。我们通常选定几何比尺(我国常用1:100至1:300),然后配制模型材料,使其弹模及容重同时满足 ζ 及 ρ 的要求*,再考察其强度比关系及其它条件,力求大致满足(为模拟软弱带中的 f ,常可夹入纸张或塑料)。由于模型律不易完全满足,所以试验成果多少带有定性的意义,但还是可以看出破坏的机理,最薄弱的部位和大致的最终安全度。过去我国在地质力学模型试验方面是个空白,近年来一些大专院校和设计研究机构为许多工程进行了这个方面的试验和研究,取得良好的成果。

五、安全系数的定义和取值

抗滑稳定核算中的安全系数可以有不同的定义,大致上可分为以下几种类型:

(一) 以实际应力状态及材料强度为准的安全系数

1. 局部安全系数:设我们已求得在实际荷载作用下、地基内沿破裂面上各点的正应力 σ 及剪应力 τ ,就可以算出各点上的局部安全系数,记为 $\bar{k} = \frac{f\sigma + c}{\tau}$ 。 $\bar{k}$ 当然是随各点的位置而异,我们可以将它沿破裂面绘成曲线。

2. 整体安全系数:求出局部安全系数,可以知道沿破裂面各点上的实际安全度以及最危险的部位,有很大参考意义,但一般我们希望有一个总的安全度的概念。如果破裂面是个平面,我们常仿照局部安全系数的定义,取整体安全系数为:

$$\bar{K} = \frac{fN + cA}{T} \quad (7)$$

式中各项意义不必详述,采用此式时,我们不再推究正应力和剪应力在破裂面上的分布方式,这是我们常规的做法。

* 不得已时,基岩重量另以外加荷载补足。

如果破裂面是个折面ABC(图6),如何确定 $\bar{K}$ 就很复杂了。但对于每一分段,我们仍可求出其上的 $\bar{K}_{AB}$ 、 $\bar{K}_{BC}$ 等。如果ABC以上的坝体和基岩是个刚体,而且我们已知道 N_{AB} 及 N_{BC} 的作用点,则过这些作用点作正交线相交,得O点,对O点计算失稳力矩及抗滑力矩,可取 $\bar{K}$ 为:

$$\bar{K} = \frac{(f_1 N_1 + c_1 L_1) r_1 + (f_2 N_2 + c_2 L_2) r_2}{T_1 r_1 + T_2 r_2} \quad (8)$$

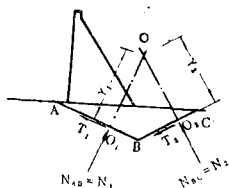


图6

这个公式有些像计算土坡圆弧滑动时的公式。

对于更复杂的情况,就无法确定 $\bar{K}$ 值。而且所谓整体安全系数总是指块体达到临界失稳时的安全度,这和“实际情况”是矛盾的。总之,在实际情况下,我们只能求得各点上的局部安全系数,或近似地求出单一滑裂面或折线形滑裂面上的整体安全系数。对复杂的情况是无能为力的。

(二) 以极限状态为准的安全系数

1. 超载系数 K_P : 设想坝体所受的荷载 P 逐渐增加,达 K_P 倍时失稳,则称 K_P 为超载系数。超载系数的含义从表面上看很清楚,易于接受。在模型试验中也是这么做的。但坝体承受的荷载很多,究竟那一部分荷载属于超载范围、以什么方式超载应予明确。由于我们系推求抗滑安全度,所以应规定对稳定性有利的自重等荷载不超载。作用在上游面的水、砂压力是主要的超载对象。对于扬压力等是否超载有不同见解。考虑到超载系数仅仅是一种安全度的指标(并不意味着实际上发生这样的荷载)以及模型试验中的困难,不妨规定扬压力、地基面以下(裂隙中)的水压力及下游尾水压力均不超载。

至于下游水压力的超载方式,有的按比例增大,有的将水位抬高。两种超载的方式不同,同一超载系数下的合力的作用点将不相同。既然我们要确定的是抗滑安全系数,就似无必要改动合力作用的位置。如果坝前淤沙较高,我们也很难设想以提高淤沙高程来模拟超载。所以不如一律规定按比例超载为好。

2. 强度储备系数 K_s : 设想坝体所受荷载不变,但破裂面上的抗剪强度降低 K_s 倍,即达失稳情况。 K_s 就称为强度储备系数。

不难证明,对于最简单的情况,即破裂面为单一水平面,超载只增加水平推力 T ,不影响法向力 N 及扬压力 U 时, $\bar{K} = K_P = K_s$:

$$\begin{aligned} \bar{K} &= \frac{f(N-U) + cA}{T} \\ 1 &= \frac{f(N-U) + cA}{K_P T} \\ 1 &= \frac{\frac{f}{K_s}(N-U) + \frac{c}{K_s}A}{T} \end{aligned} \quad (9)$$

但对于其它情况,这三者并不相同,尤其 K_P 可以与 $\bar{K}$ 及 K_s 有较大差别。 $\bar{K}$ 与 K_s 则在很多条件下是相同或接近的。

有的主张将安全系数写成 $K = K_P K_S$ ，对 K_P 及 K_S 分别取值。有的则主张将 K_S 这部分安全度再区别为 K_{sf} 及 K_{sc} 两者，以反映 f 和 c 值的离散性有别，则对最简单的情况可写下：

$$1 = \frac{\frac{f}{K_{sf}}(N - U) + \frac{c}{K_{fc}}A}{K_P T} \quad (10)$$

以上做法在理论上似较更为合理，但应如何处理，尚少探讨。

综上所述，安全系数的意义如此分歧，设计中应以何者为准？为了给出一个总的整体安全度，本文建议取 $K = K_P K_S$ 为准。对 K_P 及 K_S 的划分可以不作规定。这个 K 值应该达到什么标准呢？由于这个问题我们会自然地引用重力坝设计规范⁽³⁾中的要求。后者规定，重力坝沿建基面的抗滑安全系数可按纯摩公式计算， K 值取为1.0~1.1，也可按剪摩公式计算， K 取为2.3~3.0。简单地引用这些规定是不合适的。众所周知，设计正常岩基上的重力坝时，所谓纯摩安全系数仅仅是个设计指标，有许多国家已不再保留纯摩公式了。我国还保留了这一设计方法，是由于以下原因：（1）纯摩公式长期使用，从实践经验来看，按此设计重力坝能安全工作；（2）纯摩公式形式简单，参数仅 f 值一个，变化幅度小，为人所乐用；（3）重力坝由于应力及泄洪要求，大体上要求坝体断面呈一基本三角形，按纯摩要求设计大致与之相称。对于百余米的高坝，在常规的粘结强度下，按两种方法设计的断面也相差不大（坝高很低或很高时，情况就不同）。由此可见，所谓按纯摩法设计，仅是一种形式上的核算。所得 K 值并不代表真正的安全度。我们按照 $K = 1$ 或1.1设计时并不会对坝体稳定感到担心。

但在核算深层抗滑问题时，情况完全不同。在某些工程中，破裂面上的 C 值极小，按纯摩法计算的 K 值不再是个设计指标，可能接近实际的安全度了。在这种情况下直接引用重力坝规范中的设计方法，即使将 K 值稍微增加一些，也是不够安全的。所以，对于深层抗滑问题，第一条原则是应该按剪摩公式核算，因为其结果比较反映实际安全度。

那么剪摩安全度应达到什么要求？这里有两种情况：一种是地基内虽有软弱面，但问题还不很严重，经过采取措施后，可以使抗滑安全度达到正常的重力坝设计要求。这时我们应规定 K 值和重力坝设计要求一致或更高一些。例如，在正常荷载下 K 不低于3.5~3.0，在校核情况下不低于2.5。只要有条件，我们应力争达到这个标准。这样，尽管某些坝段的坝基内存在软弱面，但就抗滑安全度而言，它们仍和其它坝段相同，做到“均衡设计”。另一种情况是坝基内软弱面的存在，使得上述要求已不可能达到，或不够经济合理。如果不能找到其它更合适的坝址，我们只能按其它的标准设计，例如按软基上的闸坝标准设计，或采用土石坝设计中边坡稳定的安全度。这样 K 的范围约在1.3（设计情况）至1.1（校核情况）左右。图7中(a)(b)表示能满足 $K = 1.3$ 左右和只能满足 $K = 3$ 左右的两个例子。

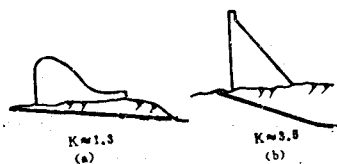


图7

按照第二种标准设计是否稳妥往往引起争论。采用这种标准设计，应该认为是不得已的。这类工程或其中一些坝段抗滑的安全度确实达到正常的标准。这相当于修建一座混合坝，某些坝段位于软基上，另一些位于硬基上。各自按照其相应要求设计，如均能满足相应条件，则这种混合设计也未尝不可行。至少对于较低的闸、坝是可行的。我国葛洲坝等

一些大型水利水电工程就是按此标准设计的。但采用这个标准，K值已很低，在引用的荷载、抗剪参数、设计条件等方面要十分慎重。例如：（1）所采用的荷载值应能包括将来可能遇到的各种不利因素，使得运行后超载的可能性极小；（2）所采用的破坏面组合、抗剪参数等，应按最不利情况考虑，使得实际上不可能发生比设想更恶劣的条件。在本情况下破坏面上的C值很小，一般不计，因此形式上和按纯摩设计一样。如果利用抗力体的抗力，则抗力值要严格限制；（3）所据以计算的基本条件在运行中不会被破坏等。在满足以上要求的基础上，再维持K在1.3~1.1的水平，我们就认为坝体深层失稳的机率已极微小，满足了设计要求⁽⁴⁾。我国有些工程除按上述要求设计外，还进行剪摩校核，这时除计入破裂面上不大的C值外，还允许适当提高f值和挖掘一些潜力而要求K值不小于2。以上就是我国目前对深层抗滑稳定安全度的采用情况。

六、刚体极限平衡分析的计算公式

近年来我国有不少文献对刚体极限平衡分析的计算公式作了探讨和推导^{(5)〔6〕}，似可归纳如下。

（一）单一底破裂面，平面问题（图8a）

$$K = \frac{f(\sum V \cos \alpha - \sum H \sin \alpha - U) + cA}{\sum V \sin \alpha + \sum H \cos \alpha} \quad (11)$$

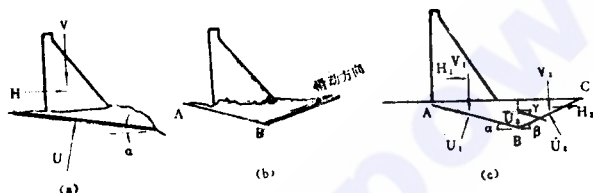


图 8

（二）复合底破裂面，平面问题

这个问题是最常讨论的对象，须分别情况核算：

（a）坝体及基岩 ABC 部份作刚体滑动显然这只能沿 BC 面滑动，AB 面脱开，其上只有荷载（如扬压力），不能提供抗力，因此可按沿 BC 面滑动计

算（图8b）。

（b）坝体及基岩 ABC 部分作刚体转动须先求出瞬心位置然后按式（8）计算（图6）。

（c）基岩中存在垂直裂隙，可以发生错动失稳（图8c）以 AB 为主滑面，校核其上的安全系数，但在核算时加入 BCD 块体提供的抗力，因此也称为“被动抗力法”。令抗力为 Q，其倾角为 γ，则：

$$K = \frac{f_1[V_1 \cos \alpha + U_3 \sin \alpha - Q \sin(\gamma - \alpha) - H \sin \alpha - U_1] + Q \cos(\gamma - \alpha) + c_1 A_1}{H \cos \alpha + V_1 \sin \alpha - U_3 \cos \alpha} \quad (12)$$

式中 Q 值可考虑 BCD 块的极限平衡而得

$$Q = \frac{f_2(V_2 \cos \beta + U_3 \sin \beta - U_2) + V_2 \sin \beta - U_3 \cos \beta + c_2 A_2}{\cos(\gamma + \beta) - f_2 \sin(\gamma + \beta)} \quad (13)$$

式中 U₃ 为 BD 面上渗透压力，其余符号见图 8 c。应用本法计算，概念较清楚，也不须试算，但 ABC 块和 BCD 块的安全度是不同的，即前者为 K，后者为 1。要使两者有同样的安全度，需采用下述公式：

$|Q_1| > f_1 N_1 + c_1 L_1$, 则 Q_1 的值不能再从切向刚度和切向变位计算, 而应直接置 $Q_1 = f_1 N_1 + c_1 L_1$, 重新进行分析。即, 我们可设法在分析中考虑到软弱面局部进入屈服的条 件。

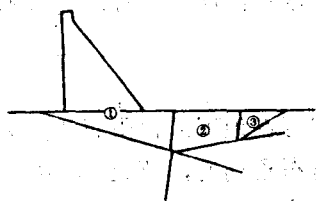


图11

如果地基内有数条严重的软弱带, 则可将坝体及基岩分散为几块刚体及几条接触面(图11), 每块刚体有三个变位待 定, 每一刚体可成立三个平衡条件。另外, 在接触面上也有三个未知内力, 而每一接触面上也有三个变位协调要求。所以 我们常可建立必要的方程组来确定各刚体的变位和接触面上的反力。这可算是一种最粗糙的有限单元分析, 只是现在每个单元 都较大, 而且是刚性单元。其实, 在用有限单元法分析坝体及

地基稳定问题时, 确实可以视需要采用一些大块的刚性单元, 以求减少未知量, 提高分析效率, 同时仍能获得必需的成果。

八、处理措施

坝体的深层抗滑稳定性是关系工程安危的大问题, 如经核算或试验, 不能满足要求, 必须采取可靠措施进行加固。具体措施要视各工程的实际情况而定, 不宜简单照搬其它工程的做法。下面是一些常见的解决办法。

(一) 改变坝轴线、结构型式或布置

如果坝址区存在严重的地质缺陷, 使坝体的深层抗滑稳定问题难以简单经济地解决时, 应考虑能否另选坝址或移动坝轴线, 以避免最不利的条件, 或改用土石坝、拱坝等结构。

(二) 加深开挖

如果软弱带离开建基面不远, 可考虑加深开挖, 如全部或部分挖除后, 将建筑物的基础或其一部分放在坚硬稳定的地基上。许多情况下挖一个齿槽也已可解决问题。如图12所示。齿槽一般设在上游, 可兼起防渗墙的作用并与帷幕灌浆衔接。但也有设在中部或下游部的。齿槽切穿 软弱带处的宽度要计算确定, 使抗滑安全度能达到需要值。

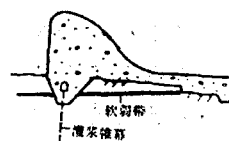


图12

齿槽伸入 软弱带下的深度, 要与宽度相称, 即嵌入段所能提供的被动抗力应和 齿槽的剪断强度相应。如果软弱夹层很多条, 齿槽应伸到这样的深度: 在该深度以下的夹层已 不影响抗滑安全要求。齿槽方案的开挖量较小, 是常用的措施, 但在基坑内形成一个深槽, 施工困难, 还影响进度。回填混凝土的温度和收缩问题要很好控制以免断裂。故需做出较细致的施工组织设计。

(三) 增加建筑物的重量和减低扬压力

增加建筑物的重量可直接增加阻滑力。但若软弱面上 f 值很小或夹层倾向下游时, 则其效果不显著, 很不经济(理论上讲, 如 $f = \tan \alpha$, 由于增加坝重而增加的摩擦力, 将全部被所增加的下滑分力所抵消)。如坝后有厂房、很厚的护坦等建筑, 可考虑将两者连成整体以增加阻力。

设置完善可靠的帷幕及排水设备, 可降低软弱面上的扬压力, 防止渗透水流的不利作用。如尾水较高、软弱面较低, 再采用抽排措施, 效果更大。但要防止软弱带的管涌破坏, 需有监测维修手段。在按软基上的条件设计时($K = 1.1 \sim 1.3$), 不宜将这种潜力全部挖尽。

(四) 充分利用尾部抗力

坝体下游的抗力体往往可提供很大的抗力, 成为维持稳定的重要因素。如能在抗力体表面加浇混凝土压重和保护, 防止冲刷; 抗力体岩层较软弱破碎或为水平薄层构造时, 进行固结灌浆或设置锚桩加固, 均可大大提高尾部的抗力。

(五) 设置抗剪键槽或抗剪桩

如软弱带为明确的一条或几条, 其上下盘岩层均较坚硬, 我们可在地下沿软弱面开挖平洞(并可利用平洞进行灌浆、加固工作), 回填以混凝土, 必要时布置钢筋, 做成抗剪键槽。键槽的尺寸应满足抗滑安全度的要求, 伸入软弱面上下盘的深度以防止破裂面绕过键槽延伸, 且适应施工要求为准。如坝基下有几层软弱层, 有时可用抗滑桩代替抗剪键, 优点是能穿过几层夹层, 缺点是每个桩的断面有限, 不及键槽有效。桩洞可用人工开挖, 也可用大口径钻机钻成。

这一措施是有效和常用的, 但在地下开挖和回填混凝土的工作都较困难, 必须保证施工质量。

(六) 利用上游水重

在坝前设置防渗板(防渗铺盖)并将帷幕及排水上移, 就可利用防渗板上的水重增加抗滑力(图13)。防渗板和坝体联接处须做好可靠的止水, 并考虑有检修补强措施。防渗板本身也不能断裂漏水, 否则要失效。采取本措施时, 宜同时核算有防渗板时的K值以及仅取坝体核算时的K值, 并使后者大于前者, 这样, 防渗板和坝体间的接缝是受压的, 较易处理。

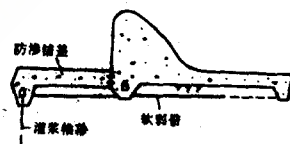


图13

(七) 采用预应力锚索

穿过软弱带钻一些孔, 放置高强钢丝, 并施加预应力, 即可增加软弱带上的法向压力, 从而增加抗剪阻力。如夹层或锚索方向倾向上游, 则更为有利。每束锚索的预应力值可从数十吨至数百吨。国外已有达每束1500吨以上者。我国在这方面的经验还不多, 常用在坝体完建后的加固处理中(如双牌大头坝和梅山连拱坝)。

(八) 提高夹层的抗剪强度

对软弱破碎带进行高压固结灌浆, 或铺以化学灌浆, 可以显著提高其压缩模量, 也可提高其抗剪强度。这是个很有发展前途的措施, 有待进一步研究总结。

以上简述了几种常用的工程措施。在实际工程中, 我们宜根据具体条件选用几种合适的措施, 综合处理。

本文对坝体深层抗滑稳定问题的性质、边界条件、问题的分类、抗剪参数的确定、分析计算的原则、安全度的定义和要求、具体计算公式和处理措施, 作了一个扼要的综合叙述, 并提出若干建议, 希望能引起讨论, 共同为制订我国关于深层抗滑问题的设计原则作出努力。文中欠妥之处, 希望同志们给予指正。

参 考 文 献

- 〔1〕朱建业等: 水利水电工程坝基软弱夹层抗滑稳定问题的探讨。《水利电力勘测设计》1979年, 第1期。

- [2]水利部、电力部：水利水电工程岩石试验规程，DLJ—204,81，SLJ 2—81 水利电力出版社，1980年。
- [3]水利电力部：混凝土重力坝设计规范，SDJ—21—78。水利电力出版社，1978年
- [4]潘家铮：关于拦河坝的抗滑稳定安全度问题。《水利水电技术》，1981年，第5期。
- [5]金永堂：坝基深层滑动稳定计算中若干问题的研讨。《水利学报》1980年，第6期。
- [6]蒋毓龙等：关于坝基有软弱夹层的混凝土重力坝抗滑稳定初步分析。《水利水电技术》，1979年，第7期。
- [7]朱伯芳等：复杂基础上混凝土坝的非线性有限单元分析。《坝工建筑技术经验汇编》，水利出版社，1981年。
- [8]黎保现：具有软弱夹层的岩基重力坝超载模型试验研究，《岩土工程学报》，1979年，第1期
- [9]邓润德等：葛洲坝水利枢纽二江泄水闸设计，《水利水电技术》，1981年，第7期
- [10]湖南省水电工程局：双牌大坝坝基预应力锚固生产性试验总结，1977年10月。
- [11]M.L.Swamy, Foundation Treatment of Srisaillam Dam. Water Power and Dam Construction, No V, 1979.
- [12]V.M.Souza Lima等：Rock Foundations With Marked Discontinuities. 第12届国际大坝会议论文，Q.52, R.69, 1982。

节能简讯

1982年四川省电力局

水电节能工作获明显效益

1982年四川省电力局认真贯彻《水电站水库经济调度条例》，合理利用水能资源，狠抓提高水电站经济效益，获得明显效果。各水电厂年初即着手做好防汛准备工作，确保安全生产、安全渡汛。汛前抓紧搞好水工建筑物和机电设备的检修改造，并注意日常维护工作，提高设备健康水平。龚咀保质保量提前完成了更换两台转轮、机组扩大性大修，丰水期做到了无临修。映秀电厂的映、渔两电站进行了全停水检修任务，丰水期做到了减少临修次数，从而满足了汛期大发水电的需要。合理的水库控制运用计划，在运行中千方百计充分利用水头和水量。长寿电厂还积极做好水情测报工作，开展水库优化调度。加上丰水期火电调峰全网配合，使水电发电任务大大超额完成。全年共发电53.95亿度，比计划增发8.95亿度，超额19.9%，因此少发了火电，大大节约了燃煤。按部规定的方法计算，全局各水电厂由于降低水耗，提高水量利用率等获得的节能电量为1.8亿度，相当于节约标煤8.7万吨，即节约燃料费378万元。

(四川省电力局黄承樟供稿)