

石湖水库大坝三维有限元分析

华北水利水电学院
水利部河北水利水电勘测设计研究院

一九九七年七月

石湖水库大坝三维有限元分析

项目负责人：孙明权

审 核：顾 辉 何 鹄

主 研 人 员：孙明权 白新礼 孟祥敏

刘宪亮 彭成山 温新丽

何 鹄 顾 辉 孙继江

杨 峰

报告编写人：孙明权 孟祥敏 白新礼

研究 单 位：华北水利水电学院

水利部河北水利水电勘测设计研究院

石湖水库大坝三维有限元分析

一、概述

石湖水库位于河北省涿鹿县境内的桑干河干流上,坝址在石湖沟村附近,控制流域面积 24341KM^2 。水库的主要任务是调节水量,满足涿鹿县 27 万多亩耕地和果园地的灌溉用水及下花园电厂供水,并结合引水发电、发展水产养殖及引洪淤灌,是一座综合利用的水利枢纽工程。

该工程规模受大秦铁路高程的控制,最高洪水位限制为 700m,以此确定水库校核洪水位为 700m 相应下游水位 657.8m;水库正常蓄水位 698.5m,相应下游水位 650.0m;空库运行水位 652.5m,相应下游水位 650.0m。主坝为 III 级建筑物,坝址区河床覆盖层深度约为 14~38m。

受地质、地形、水流条件的影响,石湖水库大坝拟采用建在河床砂卵石地基上的混凝土重力坝。大坝全长 193m,由五个溢流坝段,间隔四个底孔坝段和两个岸坡挡水坝段组成,坝段宽度 17m。坝基处理采用灌注桩,直径 100cm,间距 300cm,以提高其强度,减少不均匀沉降;防渗处理则采用坝前设混凝土防渗墙与基岩帷幕灌浆相结合的防渗型式。为减少桩基顶端与混凝土坝体底部接触面的应力集中,设计者首次提出桩与坝之间设置强夯砂卵石层,厚度 3.5m,其目的是均匀传递荷载,减少坝底应力集中。具体结构型式参见附图 1。

由于该结构型式为首创,需全面了解坝体各部、强夯层、基础桩及坝基砂卵石层等各部应力及位移变化情况,为此受水利部河北水利水电勘测设计研究院的委托,经双方共同研究选择第 4 溢流坝段进行全面的整体三维有限元分析,为设计单位提供依据。

二、计算方法与研究内容

(一)计算方法

本计算采用目前广泛采用的 ADINA 三维有限元结构分析大型软件,计算单元采用了 8 节点和 27 节点三维块体单元。所选取的第 4 溢流坝段,坝体部分与其它溢流坝段完全相同,但该坝段基岩岩面变化较大,弱风化上限岩面左剖面高程为 624m,右剖面高程为 633m。

因此取该坝段做为计算坝段更能反映三维计算特点。

计算中认为基岩相对不变形,上、下游计算边界均取一倍坝高以上,各为 60m,并在边界节点施加水平约束。灌注桩截面直径为 1.0m 的圆形截面。为剖分单元简单,计算方便,进行了简化,按截面积相等的原则简化成正方形截面。边长为 0.89m。为考查坝体与桩基接合处强夯层的应力变化情况,特地在该处影响范围内加密单元,详见图 2,以保证计算精度。本计算对原设计方案共剖分 7522 个单元、11500 个节点、22050 个自由度。

为较好地模拟该坝的非线性问题,计算中采用了分级加载,逐级迭代的非线性计算方法即:坝体自重按施工顺序分三级施加,每施加一级荷载对坝体底部的强夯层和桩间土等非线性材料模量进行一次新的迭代,以更好的模拟其非线性变化过程。坝体最后一级荷载施加计算结束后,得完建期工况的计算结果,然后施加静水压力及扬压力,再进行迭代计算得正常蓄水工况的计算结果。

(二)研究内容

根据前述的计算目的和计算方法,本计算主要研究以下几方面的问题:

1、了解坝体应力及位移变化情况。主要研究坝顶各点及坝基面三向位移情况,防止变形过大而失稳或产生不均匀沉陷问题;研究靠近基础层的坝体应力,校核由于坝基沉降而引起坝体底部开裂的可能性。

2、进行坝基应力分析,主要研究桩顶与坝体之间的砂卵石强夯层的应力状态。验算其在各种工况的应力状态情况下剪应力水平大小及分布情况,以校核该处是否满足强度要求。

3、进行灌注桩应力分析,了解桩体的应力状态及变形情况,校核桩体强度。

4、验算基础不进行处理情况下坝体位移情况及坝基应力状态;验算地基材料参数变化对坝体及坝基应力和变形的影响。

5、根据对原设计方案的计算分析结果,研究和寻找改进措施。分析其变化规律,为进一步修改和完善设计提供依据。

三、计算参数与计算模型

本计算对于坝体、灌注桩等混凝土材料结构均按弹性材料考虑,

其物理力学参数,由委托任务书给出,详见下表:

参 数 材 料	密 度 (t/m ³)	弹 模 (t/m ²)	泊松比
闸墩砼(200")	2.4	2.85×10 ⁶	0.166
坝体砼(150")	2.4	2.3×10 ⁶	0.166
灌 注 桩	1.4(浮)	2.0×10 ⁶	0.166

对于坝体与桩顶之间的强夯层和桩间原状砂卵石层,由于缺少非线性实验参数,计算中分别按线弹性和非线性两种模型考虑,借以相互验证和校核。其物理参数和线弹性力学参数由任务书给出,详见下表:

参 数 材 料	密 度 (t/m ³)	内摩擦角	凝聚力	弹模 (t/m ²)	泊松比
砂卵石强夯层	1.15(浮)	42°	0	5500	0.27
原状砂卵石层	1.1(浮)	42°	0	4000	0.30

非线性应力与应变关系,根据 ADINA 程序功能,可由体积应变和体积模量、剪切模量及卸载模量关系曲线族给出。本计算首先按双曲线模型拟定非线性弹性模量与轴向主应变的关系,即由实验可得土体及砂卵石的应力应变符合下述双曲线方程:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon_a}{a + b\epsilon_a} \tag{1}$$

非线性弹性模量 E_t 可表示为:

$$E_t = \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \epsilon_a} = \frac{a}{(a + b\epsilon_a)^2} \tag{2}$$

其中 $\alpha = \frac{1}{E_t}$ 为初始切线模量的倒数。

$b = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$ 为主应力差渐近值的倒数。

然后根据弹性常数之间的转换关系,得到所需各模量参数。即:

$$\text{剪切模量 } G = \frac{E}{2(1 + u)} \quad (3)$$

$$\text{体积模量 } K = \frac{E}{3(1 - 2u)} \quad (4)$$

其中: u 为泊松比,此间取为常数,由任务书给出。另外,根据以往计算经验卸载模量 K_{ur} 近似取 $1.2K$ 。以此得到砂卵石强夯层和原状砂卵石层的非线性关系详见下表:

应变 材料 参数		0.0	0.001	0.005	0.01	0.05	0.1
砂卵石强夯层	E	6200	5500	3613	2362	369	369
	G	2440	2170	1422	930	145	145
	K	4490	3990	2620	1710	268	268
	K_{ur}	5390	4790	3144	2050	312	312
原状砂卵石层	E	4380	4000	2950	2120	430	430
	G	1680	1540	1135	815	165	165
	K	3650	3330	2460	1770	358	358
	K_{ur}	4380	4000	2950	2120	430	430

(注:表中数值是取 $b = 0.1$, 即 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = 10\text{kg/cm}^2$, 初始模量 E_1 , 则按应变达 0.001 时 $E_1 = 550\text{kg/cm}^2$ 而推求的)

四、计算荷载及荷载组合

本研究主要是分析论证该坝体结构型式的可行性,而该工程在正常蓄水情况上、下游水位差最大,既此时作用于坝体的水平推力最大,因此本计算主要以坝体完建期和正常蓄水两种工况进行初步分析。

计算荷载主要包括:坝体自重、上游静水压力及作用于坝基底面的扬压力等。由于建坝前砂卵石地基在其自重影响下的变形已经完成,建坝后基础变形主要由坝体自重等外荷载产生,地基自重只影响地基内部的应力,其大小可近似取 $\sigma_z = \rho h_z$, $\sigma_x = \sigma_y = k_1 \sigma_z$ 。(其中 $k_1 = u/(1-u)$ 为土的侧压力系数, u 为土体泊松比, h_z 为土柱高度),地基自重不再影响地基变形,也不会影响坝体应力,因此计算中未计入地基自重。

上游静水压力作为面荷载作用于上游坝面和底部防渗面板之上,并由程序自动分解施加于相应节点;作用于闸门上的静水压力通过闸门传递于门槽部位的闸墩上。扬压力则考虑到混凝土防渗墙的良好防渗效果,渗透水压力的折减系数 α 取为 0.1,扬压力作用于混凝土坝体底面。按梯形分布的面荷载,由程序自动分解施加于相应节点上。

五、原设计方案计算成果分析

本研究首先对原设计方案,即在任务书给定的结构型式和计算参数条件下,对坝体及坝基的完建期和正常蓄水两种工况,分别按线弹性和非线性两种模型进行了三维有限元计算。现将主要计算成果简述如下:

由于本工程结构复杂且所需计算成果较多,并根据计算分析得知正常蓄水情况为控制工况,为节省报告篇幅,首先给出正常蓄水工况的全部线弹性和非线性计算成果,借以相互比较,说明所拟定的非线性参数的合理性。其它计算工况和计算方案则主要给出非线性计算成果。

(一)正常蓄水情况位移分析

通过三维有限元计算,可得坝体及坝基所有节点的三向位移。图 3~6 分别示出线弹性和非线性两种计算模型的整体变形情况。其中图 3 及图 5 为坝轴线方向;图 4 及图 6 为上、下游方向。由图可见,在

正常蓄水情况,坝体变形以向下游滑移和沉降为主,并稍向高桩一侧倾斜。根据其受力特点和结构特点,此计算所得变形特征是合理的。由计算结果可见,线弹性计算所得,最大水平向下游方向位移 $U_{y\max}$ 为 9.15cm,最大铅直沉降量 $U_{z\max}$ 为 4.96cm;非线性计算所得 $U_{y\max}$ 为 11.5cm, $U_{z\max}$ 为 5.6cm。

图 7~10 分别示出坝顶沿坝轴线方向的上、下游面 U_y 及 U_z 变化情况,由图 9 及图 10 可见, $U_{y\max}$ 产生于坝顶高桩一侧的下游面,该结果是合理的。

图 11~14 分别示出坝体底部高桩和低桩之上沿上、下游方向的两个剖面 U_y 和 U_z 变化情况。由图可见,在正常蓄水情况坝体底部位移接近直线变化, $U_{z\max}$ 产生于下游坝趾的高桩一侧。并由图可见,高桩和低桩两侧位移相差甚微,不足 2mm。

图 15~18 分别示出桩顶截面高桩和底桩两个剖面 U_y 及 U_z 的变化情况。由图 15 及 17 可见,在坝体底部,由于桩体刚度较大,而桩间土刚度较小,在坝体压力作用下,该处沉降量出现波动,桩间土变形较大,桩顶变形较小,相差 0.6cm 左右。并由线性和非线性计算可见,坝底部的桩顶截面沉降量仅为 1.0cm 左右,从而可见,坝体总的沉降量主要是由强夯层产生。另外也可以说明坝底加桩后对防止坝体沉降、特别是不均匀沉降起到了很好的作用。并由图 16 及图 18 可见,桩顶水平位移为 5~7cm,从而说明桩基对限制坝体水平位移的效果相对较差。

由上述计算结果可见,线性计算与非线性计算结果相近,并由下述应力分析可知在蓄水期强夯层部分单元产生剪切破坏,在这些单元其非线性模量则相应降低。因此,非线性分析计算所得位移量稍大于弹性分析的位移量,其结果是合理的。从而也说明该计算分析所拟定的非线性计算参数是合理的。

(二)正常蓄水情况应力分析

由计算可得坝体、坝基各部的各个应力分量。并同时进行了线性分析和非线性分析。现分别对坝体及坝基各部的计算成果简述如下:

1、坝体应力

图 19 及图 20 分别示出线弹性及非线性两种计算模型的坝体及强夯层处横部面上的主应力矢量图。由图可见二者非常相近,因此在

下述应力分析中仅以非线性计算成果为主,线性分析略。由矢量图可见,大主应力出现在坝面,且下游坝面更大些。由于本坝型上游坡较缓,已达 1:0.75 与下游坡相同,因此,尽管在正常蓄水情况,上游坝面作用有静水压力,但坝体主应力仍然比较大。另外由矢量图还可看出,由于本坝的结构特点使得坝体底面主压应力比较均匀且基本上为铅直方向,这对坝基受力是非常有利的。因为本坝为软基上的重力坝,由于地基沉降而坝体刚度较大,造成坝底部一定范围内产生较大的拉应力,方向接近于水平向。

图 21 给出坝体底部高桩和底桩之上两个剖面的铅直正应力 σ_z 的分布情况,由图可见, σ_z 基本上沿坝底面均匀分布,上游面为 0.6MPa。下游面接近 0.8MPa 仅在两个边缘单元应力集中,最大达 2.0MPa。所取两个剖面分布情况相同,数值也非常接近。

图 22 给出了两个剖面的水平正应力 σ_y 的分布情况,由图可见坝体底部水平向存在较大的拉应力。且靠近上游面的单元拉应力更大些,最大拉应力接近 1.1MPa。一般均在 0.6MPa 以上。由图 20 可见该拉应力区在坝体底部 5~8m 的范围内存在,且逐渐减小。

我们认为该拉应力主要是由于坝体刚度较大,而地基刚度较小,当地基受上部荷载后变形,坝体限制其变形所致,该拉应力将导致坝体底部开裂、且裂缝向坝内发展,应采取工程措施加以防止。

2、强夯层应力

由图 20 可见,强夯层内不存在拉应力。图 23~28 分别给出桩顶和桩间两个剖面、三层单元的铅直正应力 σ_z 及剪应力 τ_{yz} 应力分布情况,由图 23~25 可见靠近坝体的强夯层表层单元 σ_z 分布比较均匀,中间层桩上和桩间稍有振荡,但变化不大,而底层则由于桩体影响,分布曲线强烈振荡,桩顶单元应力增大,桩间单元应力减小。由图 26~28 可见强夯层剪应力在坝体上游面数值较大,下游面相对较小。中层单元已明显出现振荡,底层单元则振荡强烈,最大振幅约 0.3MPa。

由土工计算原理可知,砂卵石层各单元的应力状态可用应力水平来评价。当某单元的应力水平 S 大于 1.0 时,则认为将产生剪切破坏。应力水平由下式表示:

$$S = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin\varphi)}{2C\cos\varphi + 2\sigma_3\sin\varphi} \quad (5)$$

其中: C ——为凝聚力, 取 $C=0$

φ ——为内摩擦角, 取 $\varphi=42^\circ$,

由式(5)可见当某点应力水平 $S=1.0$ 且 $C=0$ 时, 可解出 $\sin\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$, 该解也可通过莫尔圆得到。

通过计算并由计算机自动检索, 得强夯层第一层单元 $S \geq 1.0$ 的单元合计 100 个, 占该层单元 10.7%, 分布主要在边点和边桩两侧, 其主要原因是在该处的应力集中所致。但在上游坝踵处各单元应力水平普遍比较大, 且与下层单元连接成片, 说明在该部位易产生剪切破坏。第二层单元 $S \geq 1.0$ 的单元达 181 个, 占该层单元 19.36%, 而第三层单元则达 323 个, 占 34.55%, 其主要分布于桩体两侧的土体单元, 且在坝段内连接成线, 说明由于桩体刚度较大, 基础应力在桩上集中, 上部土体很难满足抗剪强度要求。在上部荷载作用下, 强夯层将在桩体两侧产生裂缝或滑移变形。

3、桩体应力分析

图 29 是根据计算结果, 选取其中一根高桩和一根低桩, 分别沿桩体高度示出其位移分量 U_z 、 U_y 和应力分量 σ_z 、 σ_y 及 τ_{yz} 其中应力分量未计入坝基自重, 由图可见桩体水平向位移 U_y , 远大于铅直向位移 U_z , 说明桩体在减少坝体沉降方面有明显效果, 而防止水平变形能力较差。由 c、d 图可见, 由于桩体刚度较大, 而桩间土相对小得多, 因此上部荷载主要由桩承担, σ_z 明显增加一般均达 7.0~10.0 MPa。计入桩体自重后约为 7.5~10.5 MPa, 且高桩和低桩 σ_z 相差不大。另外由图可见桩体上部 σ_y 出现较小的拉应力, 当计入基础自重后即可消失。而从图还可看出低桩剪应力明显比高桩增大, 最大达 1.9 MPa, 应校核其抗剪强度是否满足要求。

图 30 分别给出一排高桩和一排底桩顶层单元 σ_z 的变化情况。由图可见, 坝下大部分桩应力比较均匀, 只是靠近上游和下游的两排桩应力集中非常明显, σ_z 成倍增加。这说明坝体荷载成扩散形势传入地基, 而本设计桩体仅在坝下布置所致。

(三)完建期应力及位移分析

同前述,本研究对完建期也分别进行了线弹性分析和非线性分析,现仅对非线性计算结果简述如下。非线性计算方法如前述,坝体荷载按施工顺序分三级施加,非线性参数分级迭代,以更好反映其非线性特性。

1、位移分析

图 31 及图 32 给出完建期非线性分析坝体及坝基整体变形情况。由图可见,在完建期坝体变形以沉降为主,最大沉降量产生于上游坝踵,其值为 5.2cm。并伴有向上游倾斜,和向高桩一侧倾斜,其倾斜量约为 1.0cm 左右。其变形趋势是合理的。由计算结果可见,完建期坝体铅直位移与蓄水期相近,说明坝体沉降主要是由坝体自重产生。

2、图 33 示出坝体及强夯层在完建期组合情况下主应力变化情况。由图可见,完建期坝体上游部位第一主应力 σ_1 明显增加,而且坝体底部一定范围内仍存在较大的拉应力。图 34 给出了坝体底部沿高桩一侧剖面的 σ_y 及 σ_z 变化情况,由图可见 σ_z 变化比较均匀,靠上游侧稍大于下游侧。由于本坝上游坡较缓,坝体自重形心偏移较小,因此该计算结果是合理的。由 σ_y 分布情况可见,完建期坝底水平应力仍为拉应力,最大达 1.05MPa 产生于坝轴线(上游坡铅直面)附近。从而进一步说明,坝体底部的拉应力主要是由于坝体自重作用下,坝基不均匀沉降所致,且很小的不均匀沉降量则可能会产生较大的拉应力。

图 35~37 给出了强夯层桩顶及桩间两个剖面、三层单元的铅直正应力 σ_z 的分布情况。其各层变化规律同蓄水期,只是完建期上部荷载仅有坝体自重,且自重重心靠近上游,因此强夯层各层 σ_z 靠近上游侧的值大于下游侧。其最大值接近于正常蓄水期。其它应力分量变化与之规律相同,此间不再重述。

完建期强夯层内仍有部分单元应力水平 $S \geq 1.0$ 但主要分布于边、角单元。原因是由于这些单元的应力集中所致。由计算检索得第一层 $S \geq 1.0$ 的单元共计 38 个占该层单元 4.1%,第二层 77 个占 8.24%,第三层 80 个占 8.56%,且这些单元互不连通。因此可以说明,完建期强夯层除个别边角应力集中点外,应力水平可以满足要求。

(四)原设计方案评述

根据上述对原设计方案进行的两种工况、两种计算模型的详细的、全面的计算分析可见：

1、原设计由于在坝基砂卵石层内设置了灌注桩。使得坝体沉降量及坝基不均匀沉陷明显减小，坝体及坝基各向位移基本控制在允许范围之内。

2、原设计坝体剖面设计比较合理，由于上游边坡较缓，坝体底部应力比较均匀。完建期和蓄水期应力最大值虽然位置不同但数值相近。

3、所设强夯层对过渡桩体和坝底应力有明显作用。但是强夯层特别是底层部分单元抗剪强度不足，应力水平 $S \geq 1.0$ 的单元所占比例较高，另外，由于强夯层刚度较小，造成坝底水平向产生较大的拉应力。

4、由于坝体自重成扩散型向基础传递，而原设计仅在坝底之下设置了灌注桩，因此造成上、下游两排桩应力集中。

由此可见坝体变形、强夯层应力水平、坝底水平向拉应力、边桩应力集中，将是本坝型设计所需深入研究的控制因素，需作进一步研究。

六、补充计算方案成果简述

为进一步了解影响该坝型控制因素的变化规律，本研究在原设计方案计算分析的基础上，除对原任务书要求计算坝基无桩方案外，又补充了 5 个方案。其中 3 个方案需变化节点信息和单元信息。而且每个方案均进行了两种工况和两种模型的 4 种情况计算。计算工作量及计算成果整理和计算数据准备工作量巨大。现对各计算方案及计算成果简述如下：

（一）计算方案

根据原任务书要求，本研究除对原设计方案进行深入研究外，应探讨坝体直接座落在砂卵石地基上，地基不进行处理的可能性。因此本文进行了坝基无桩情况的全面分析计算。

根据对原设计方案的计算分析感到强夯层应力水平过大主要是由于灌注桩刚度过大所致，因此本研究分别考虑了降低灌注桩弹性模量 10 倍和灌注桩不设到岩基面，既桩下有 2m 砂卵石层和桩下有 5m 砂卵石层三种方案。

针对边桩应力集中问题,本研究补充了上、下游各加一排灌注桩(桩的尺寸、排距、间距同前)方案。另外,补充了提高强夯层弹性模量及抗剪强度方案。即,按碎石层考虑,以 $\varphi=45^\circ$, $E=7500\text{t/m}^2$, 拟定非线性参数进行计算。其中桩下加砂卵石层方案共计剖分单元 8039 个,自由度总数为 23658 个;加桩方案和提高强夯层参数指标方案剖分单元 8505 个,自由度总计达 25018 个。

(二)各方案计算成果简述

根据对原设计方案计算成果的详细分析可见,该坝型的控制因素为:①强夯层应力水平;②坝体底部水平向拉应力;③坝体变形;④灌注桩边桩应力集中。为节省报告篇幅,现仅对各计算方案的这四个方面计算成果与原设计方案进行比较,借以说明其变化趋势,为最终方案确定提供参考。至于各方案各种工况的详细结果均作为数据文件存于计算机内,以备详查。

1、强夯层应力水平

经过对各方案的详细计算,并通过计算机自动检索,现将各方案计算成果汇总见下表:

各计算方案强夯层应力水平汇总表

方案		原设计方案		地基不处理		桩弹模降低 10倍		桩下2 ^m 砂层		桩下5 ^m 砂层		加两排桩 下2 ^m 砂层		提高强夯层 参数	
		位置													
		(个)	(%)	(个)	(%)	(个)	(%)	(个)	(%)	(个)	(%)	(个)	(%)	(个)	(%)
线性正常 蓄水	第一层	152	16.3	162	17.3	90	9.6	113	12.1	39	4.2	81	8.3	71	7.25
	第二层	206	22.0	166	17.75	90	9.6	154	16.5	77	8.2	131	13.4	105	10.6
	第三层	325	34.8	176	18.82	295	31.6	321	34.3	289	30.9	334	34.1	323	32.6
非线性正 常蓄水期	第一层	100	10.7	133	14.23	77	8.2	34	3.6	40	4.3	48	4.9	48	4.9
	第二层	181	19.36	132	14.12	84	9.0	68	7.3	65	7.0	114	11.6	92	9.3
	第三层	323	34.55	136	14.55	204	21.8	288	30.8	277	29.6	302	30.85	305	31.1
非线性完 建期	第一层	38	4.1	65	7.0	0	0	4	0.4	9	0.96	33	3.4	20	2.04
	第二层	77	8.24	22	2.35	0	0	0	0	0	0	58	5.9	54	5.5
	第三层	80	8.56	72	7.7	7	0.75	21	2.1	23	2.5	49	5.0	85	8.6

由计算结果可见,单从降低强夯层应力水平而言,降低桩体弹性模量,特别是灌注桩不直接做到岩面,其应力水平可得到改善。但第三层仍有部分单元应力水平大于1.0。

2、坝体底部水平向拉应力及边桩应力集中。

通过计算机自动的检索,现将坝体底部的最大拉应力和桩体的最大压应力列于下表,虽然所列的数值都是由于应力集中而引起的个别点,其绝对数值没有代表性,但各方案之间仍可进行比较,以说明方案变化的相对变化趋势。

坝底 σ_{ymin} 及桩内 σ_{zmax} 汇总表

方案 内容 工况		原设计 方案	地基不 处理	桩弹模 降低	桩下 2 ^m 砂层	桩下 5 ^m 砂层	2 ^m 砂层 加两排 桩	提高强 夯层参 数
线性正 常蓄水 期	σ_{ymin}	-1.91	-2.72	-2.12	-2.08	-2.15	-1.46	-1.47
	σ_{zmax}	32.95	/	11.2	26.74	25.5	14.78	14.60
非线性 正常蓄 水	σ_{ymin}	-2.01	-2.91	-2.21	-2.12	-2.15	-1.48	-1.44
	σ_{zmax}	33.37	/	11.3	26.18	24.78	14.85	14.69
非线性 完建期	σ_{ymin}	-1.35	-2.32	-1.47	-1.40	-1.48	-1.28	-1.24
	σ_{zmax}	19.62	/	9.93	23.0	22.73	11.47	11.42

由计算结果可见,地基不处理所得坝底拉应力最大;降低桩体模量可明显减少桩体应力集中,但坝底拉应力有所增加;上、下游各加一排桩后坝底及边桩应力集中问题均有较大的改善。

3、坝体及坝基位移分析。

经计算整理,现将各方案坝体及坝基三向位移分量的极值汇总于下表。其中 U_{xmax} 为沿坝轴线方向水平位移, U_{ymax} 为上、下游方向最大水平位移, U_{zmax} 则为最大沉降量。

各向位移分量汇总表

工况	方案 内容	原设计 方案	地基不 处理	桩弹模 降低	桩下 2 ^m 砂层	桩下 5 ^m 砂层	2 ^m 砂层 加两排 桩	提高强 夯层参 数
线性正 常蓄水 期	$U_{x\max}$	0.94	3.61	1.69	1.17	1.43	1.17	1.17
	$U_{y\max}$	9.13	14.63	13.78	12.87	14.68	12.22	11.47
	$U_{z\max}$	4.96	22.15	12.22	7.47	10.92	7.21	6.33
非线性 正常蓄 水	$U_{x\max}$	0.93	3.20	1.47	1.20	1.45	1.18	1.19
	$U_{y\max}$	11.49	21.86	17.35	15.8	18.39	15.04	13.43
	$U_{z\max}$	5.60	24.25	12.96	8.38	12.23	8.17	6.98
非线性 完建期	$U_{x\max}$	0.88	3.10	1.42	1.11	1.36	1.12	1.13
	$U_{y\max}$	1.36	4.79	2.89	1.95	2.59	2.39	1.96
	$U_{z\max}$	5.18	23.84	12.53	7.86	11.39	8.24	6.95

由计算结果可见原设计方案各向变形量最小,地基不处理时沉降可达 24cm 以上。总之,地基刚度大则各项变形小,反之则变形大。

由以上各分析可见,前述四点控制因素相互制约。提高软基刚度,可减少坝体变形和坝底水平向拉应力;而降低桩基刚度可使强夯层应力水平得到改善,使应力水平大于 1.0 的区域不击穿强夯层。另外上、下游各增设一排桩后坝底及边桩应力集中问题会有较大的改善。关于强夯层部分单元应力水平过高和坝底水平向拉应力较大问题需进一步采取措施或修改设计,以满足工程要求。

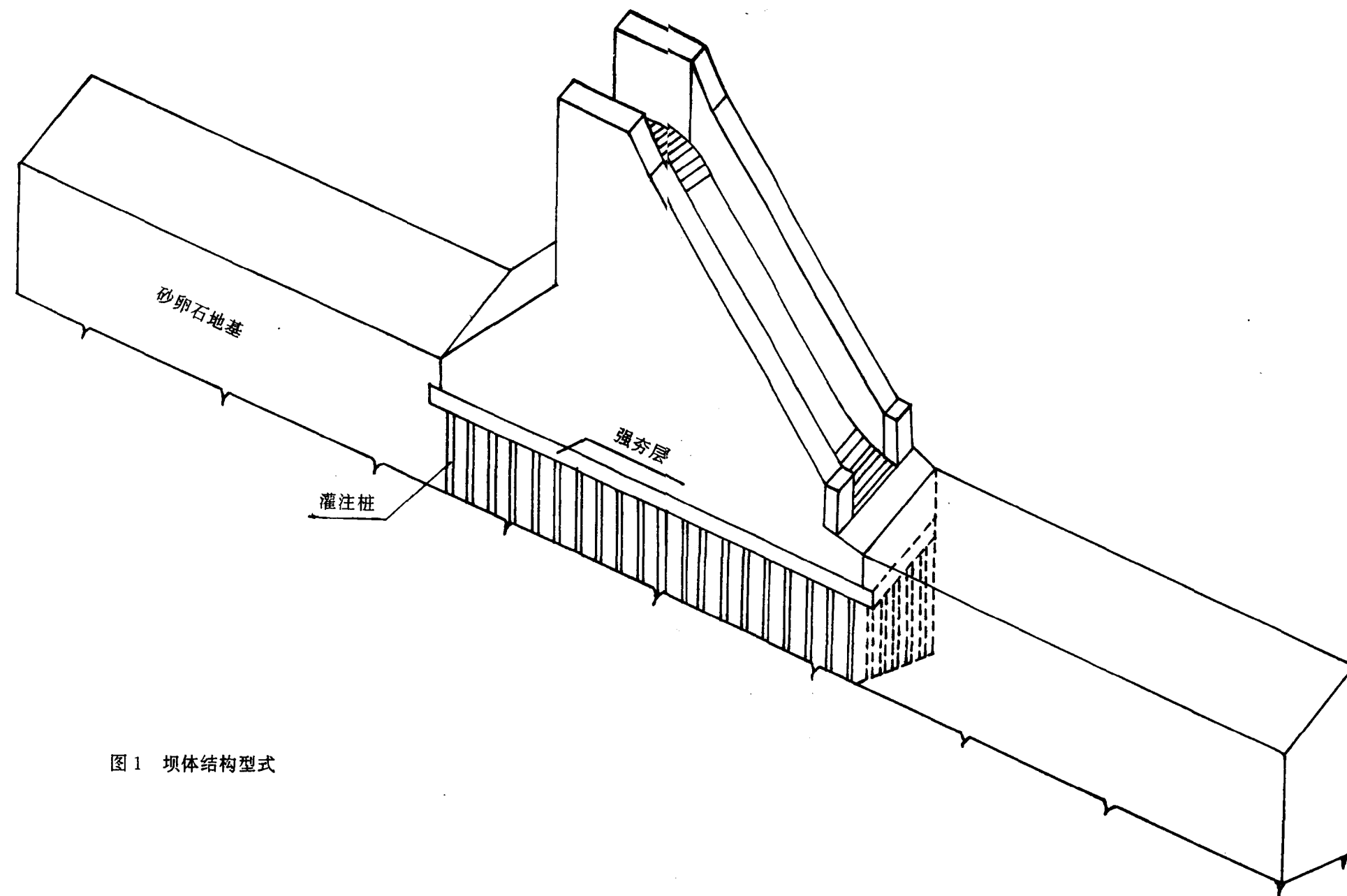


图1 坝体结构型式