

工程设计乙级证书 A144018755

汕头市 澄海区

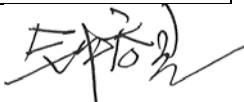
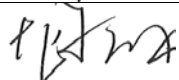
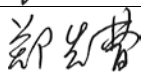
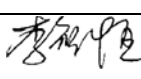
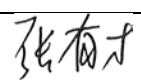
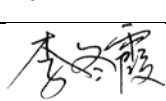
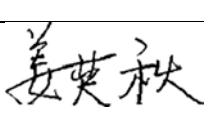
隆都围前埔涵提水站初步设计报告

东莞市水利勘测设计院有限公司

2018 年 5 月

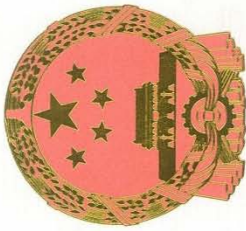
汕头市澄海区

隆都围前埔涵提水站初步设计报告

	姓名	职称	签名
批准	钟容光	高级工程师	
核定	龙少林	高级工程师	
审查	郑先曹	高级工程师	
	李智恒	高级工程师	
校核	张有才	高级工程师	
	李冬霞	高级工程师	
编写	姜英秋	工程师	

东莞市水利勘测设计院有限公司

2018 年 5 月



工程资质证书

证书编号: A144018755

有效期: 至2020年09月18日

中华人民共和国住房和城乡建设部制

企业名称: 东莞市水利勘测设计院有限公司

经济性质: 有限责任公司(自然人投资或控股)

资质等级: 水利行业乙级。
可从事资质证书许可范围内相应的建设工程总承包业务以及项目管理和相关的技术与管理服务。*****



目 录

1 综合说明	1
1.1 工程概况.....	1
1.2 水文.....	2
1.3 工程地质	3
1.4 工程任务和规模	4
1.5 工程布置及主要建筑物	4
1.6 机电及金属结构.....	4
1.7 工程管理.....	5
1.8 施工组织.....	5
1.9 工程征地、环保及节能设计	5
1.10 设计概算.....	6
1.11 经济评价及结论.....	6
1.12 工程特性表	7
2 水 文	9
2.1 流域概况、水文及气象.....	9
2.2 水文.....	10
3 工程地质	11
3.1 区域地质概述.....	11
3.2 提水站工程地质条件与评价.....	12
4 工程任务和规模	14
4.1 地区社会经济概况.....	14
4.2 工程建设的必要性	15
4.3 工程任务.....	16
4.4 设计流量及特征扬程计算.....	16
5 工程布置及主要建筑物	20
5.1 提水泵站选址.....	20

5.2 工程总体布置.....	20
5.3 泵房电机层楼面高程.....	21
5.4 泵房抗滑稳定分析.....	21
5.5 水闸抗滑稳定分析.....	25
5.6 地基计算及处理.....	28
5.7 引水渠挡墙稳定计算.....	36
5.8 泵站出水池稳定计算.....	43
6 机电及金属结构	51
6.1 水泵机组的选型及布置.....	51
6.2 电气设计.....	54
6.3 金属结构.....	59
6.4 消防.....	60
7 工程管理	61
7.1 管理机构.....	61
7.2 管理方法.....	61
8 施工组织	64
8.1 工程条件.....	64
8.2 施工围堰.....	64
8.3 主体工程施工.....	65
8.4 施工进度控制.....	68
9 工程征地、工程环保及节能设计	69
9.1 工程征地.....	69
9.2 环保设计.....	69
9.3 水保设计.....	70
9.4 节能设计.....	71
10 投资概算和经济评价	72
10.1 编制原则和依据.....	72

10.2 初步设计概算	73
10.3 经济评价.....	73
11、工程量表	78

1 综合说明

1.1 工程概况

1.1.1 工程地理位置

汕头市澄海区位于广东省东部的潮汕平原，濒临南海，东北连接饶平县，东南与南澳岛隔海相望，西北与潮州市接壤，西南以外砂河与汕头市龙湖区相隔。总面积 345.23 平方公里。介于东经 $116^{\circ}41'$ 至 $116^{\circ}54'$ ，北纬 $23^{\circ}21'$ 至 $23^{\circ}38'$ 之间，北回归线横贯其中。

澄海地处韩江下游三角洲，境内河流均属韩江下游水系，韩江自潮州市湘子桥下分成西、东、北溪后经五条河流出海，其中三条河流在澄海境内出海。境内河流长度 78.5 公里，流域面积 345.23 平方公里。全区被韩江下游各支流分隔成四大联围，即一八围、苏溪围、苏北围、隆都围。

隆都围位于澄海市西北部，北与潮州市官塘、磷溪二镇接壤，其它三面临江，西南侧为东溪堤，东南侧为南溪堤，东侧为北溪堤。是捍卫澄海区隆都镇及潮安县部分地区的重要堤围工程。

拟建前埔涵提水站位于隆都围西南侧东溪段，桩号为东溪 2+885，因韩江水位降低，涵前已淤积及形成宽度约 100 米的一大片河滩地，无法进行正常引水，目前涵闸已封堵停止引水，前埔涵权属为隆都镇水利管理所。

隆都镇位于澄海区西北部，总面积 33.84 平方公里，人口 7.65 万人。汕汾高速公路店市出入口位于隆都镇中心，连接安澄公路、隆樟公路；现有城镇道路基本形成了“一纵一横”的交通主干网系统，即安澄公路、隆樟公路在辖区内交叉横贯全镇，南通汕头，西连潮州。

1.1.2 工程建设必要性

由于近十多年来韩江下游河床下切，枯水期东溪、西溪相同流量相比水位下降 0.5 米，现有一些灌溉引水涵闸在枯水期外江低水位时，引水量减

少，造成部分片区农田灌溉用水紧张。同时从潮州供水枢纽管理处了解到当前正在规划建设三江连通工程和引韩济饶工程，将从韩江下游调出流量近 $40 \text{ m}^3/\text{s}$ ，潮州供水枢纽下泄流量将进一步减小，东溪、西溪水量进一步减少，加剧枯水期用水紧张矛盾。为解决隆都围洪渡灌渠片区农田灌溉，改善洪渡灌渠等隆都镇南部水环境，利用农田灌溉富余水量对南排渠进行生态补水，解决隆都鹄巷片区黑臭水体，需要通过新建泵站提水同时恢复前埔涵的引水功能。

因此澄海区水利局按照澄海区委专题会议的精神委托我院进行前埔涵提水站新建工程的设计工作。根据澄海区水利局的委托，按《广东省小型机电排灌重（扩）建工程初步设计编制大纲》的要求，我院组织工程技术人员于 2018 年 3~4 月几次到现场进行踏探，收集有关资料，并安排专业队伍进场进行地形测量及地质勘探，编制完成本初步设计报告书。

1.2 水文

澄海区地处广东省东部潮汕平原韩江出海口，全区总面积 345.22 平方公里，其中平原 264.73 平方公里，丘陵坡地 42 平方公里，水域面积约占 10%。

澄海地处亚热带，属南亚热带季风气候，气候特征：高温多雨，雨热同季，酷热期短，雨量多集中于春夏两季，无霜期长，四季不甚分明。年平均日照 2217.7 小时，年平均气温 21.2°C ，年平均降雨量 1443.7 毫米，集中于 4 至 9 月，5 个月平均雨量为全年 82%，极易导致春夏之交的洪涝灾害。夏季为海洋季风活动期，其中 7、8、9 月是台风的主要影响月份，常出现台风暴雨天气，外江水上涨，潮水顶托，导致围内积水成灾。该地区常风向和强风向均为东北东方向。风向频率 18%，夏季多为偏南风，年平均风速 2.7 米/秒，实测最大风速 52.9 米/秒（1991 年 7 月 19 日）和 52.1 米/秒（1969 年 7 月 28 日），10 分钟平均最大风速 34 米/秒。

澄海地区所在水系是韩江水系，韩江水系干流总长 470 公里，主流梅

江和汀江在大埔县的三河坝汇合后称韩江，在潮州市潮安水文站下游湘子桥下方，分为东、北、西三溪。进入澄海地区经支流义丰河、莲阳河、外砂河出海。

根据《汕头市澄海区隆都围治韩江堤加固达标工程可行性研究报告》（2010.11）隆都围东溪段现状 50 年一遇水面线见下表：

表 1-1 东溪段现状 50 年一遇水面线

里程	南溪口0	1069	2201	2664	3754	4894
水位(m)	6.49	6.62	6.66	6.83	6.94	7.16
里程	5744	6824	8804	9364	10014	11584
水位(m)	7.25	7.41	7.8	7.8	7.99	8.37

本次拟建前埔涵提水站位于堤防桩号东溪 2+885，计算里程桩号 5+343，故本次泵站设计外江水位（P=2%）采用 7.20m。

1.3 工程地质

本区内位于闽粤沿海地震多发区范围内的泉州—汕头地震带，闽粤沿海地震往往发生在规模巨大的北东向断裂与活动性较强的北西向断裂交汇处及附近。自 1067 年以来，泉州—汕头地震带共发生过 >4.75 级地震 39 次，其中 8 级 1 次，7 级 2 次，6~6.75 级 7 次，5~5.75 级 13 次，陆上主要发生在漳州盆地和潮汕盆地，对潮汕影响最大为 1067 年发生在南澳 7 级和 1918 年南澳 7.25 级地震，地震活动由陆地往海域有明显增强之势。

本区根据《中国地震动峰值加速度区划图》(GB18306-2001)，场区的抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为 0.20g，地震分组为第二组，场地类别 III 类，特征周期为 0.55s。

1.4 工程任务和规模

1.4.1 工程任务

一、通过新建泵站提水、同时维修加固前埔涵恢复其引水功能，解决枯水期低水位前埔涵无法自流引水满足片区 6000 亩农田的灌溉要求，设计灌溉保证率为 90%。

二、通过清淤整治灌溉渠道满足引入清水改善水环境的目标。

1.4.2 工程规模

新建提水泵站一座，装机 2 台， $N=55\text{kw} \times 2$ ， $H=1.86\text{m}$ ， $Q=1.6 \times 2\text{m}^3/\text{s}$ ，水泵型号为 800ZLB—125，电动机型号为 Y355L-12；新建引水渠 90m；维修加固涵洞 1 座；整治灌溉渠道 890m。

1.5 工程布置及主要建筑物

前埔涵提水站站址位于隆都围东溪 2+885 前埔涵处，布置在涵闸的外江侧，采用泵闸结合的形式，中间设自流闸，净宽 2.6m，设有钢闸门，闸底高程 2.0m，与引水渠采用 1: 3 的斜坡衔接，相邻两侧为泵站的进水口，净宽均为 2.6m，进水池池底高程为 0.0m，进水池中设有拦污栅及检修木闸门；进水池与引水渠采用 1: 11 的斜坡衔接，引水渠底高程为 0.3m；左侧边跨为空箱结构，净宽为 2.7m，底高程为 0.0m。泵站厂房面积为 $6.0 \times 13.2\text{m}$ ，厂房电机层高程 8.2m，厂房为单层地面厂房，高 4.60m，采用钢筋砼框架结构。江外低水位时由提水泵站提高水位通过前埔涵把水引至原灌渠，再通过灌渠给全灌区供水。

1.6 机电及金属结构

水泵型号：800ZLB—125， $H=1.86\text{m}$ ， $Q=1.60\text{m}^3/\text{s}$ 。

电动机型号：Y355L-12， $N=55\text{KW} \times 2$ 。

本工程金属结构主要是进、出水钢管及拦污栅，引桥和工作桥的防护

栏杆，以及钢闸门。

1.7 工程管理

前埔涵提水站的运行管理由澄海区隆都镇水利所负责。管理人员 2 人，运行人员 3 人。运行管理费 10 万/年，电费实报，由区财政负责。

1.8 施工组织

本工程由业主澄海区隆都镇水利所负责实施，由澄海区水利局实行质量监督和行业管理。确保工程按时保质、保量完成工程建设任务。

工程区域内东南向有 G324 国道、西面有深汕高速接汕汾高速公路、梅汕高速公路等，省道 S231 从隆都镇穿过，可达澄海和汕头市区，澄海市区距广州 475km，距汕头市区仅 15km。工程区距广梅汕铁路汕头货运站约 11km，水运和陆运都很方便。主要设备和建筑材料的运输可采用以公路为主，水运、铁路为辅的方式。

前埔涵提水站位于隆都围堤外江侧，拟建泵站位置未下堤路，故本次设计需设临时道路 25m，采用泥结石路面厚 200mm；施工时需拆除原有浆砌石防浪墙 3m，施工完成后修复。

本工程项目施工方便，施工总工期按 4 个月安排。

1.9 工程征地、环保及节能设计

(1) 工程征地

本工程主体工程永久占地 1.62 亩，临时占地 2.55 亩；施工营造区临时占地 120m³。

(2) 环保设计

本工程对周边环境影响主要是施工期间土方开挖回填、泵房及埋设涵管施工以及建材临时堆放，在短时间内对周围环境造成一定影响，还有施工设备产生的噪音、材料运输和装卸产生的粉末，会对附近环境敏感点造成一定的影响。但由于工程周期短，工程量小，且泵房主体位于一八水利管理所院内，施工期拟对砼、砂浆加工系统排放的污水，利用沉淀池进行

处理，使排入沟渠污水的悬浮物浓度 $\leq 100\text{mg/L}$ ；完工后对周边环境进行恢复处理，达到保护环境的目的。本工程环保投资暂列 10 万元。

（3）水保设计

根据《开发建设项目水土流失防治标准》（GB50434—2008）规定，本项目水土流失防治标准执行建设生产类项目三级标准。针对本工程建设可能带来的水土流失，本工程水土保持设计的任务主要是施工期水土保持临时措施设计以及弃土弃渣的处置方式等内容，并对水土保持效果进行分析。经估算，本工程水保投资暂列 10 万元。

（4）节能设计

建筑物节能参照《夏热冬暖地区居住建筑节能设计标准》、《公共建筑节能设计标准》等标准的有关规定，节能指标符合要求；水泵采用国家定型生产产品，其技术经济指标符合国家要求；变电设备采用国家推广使用的节能型设备，输电线路导线截面按电排站额定电流和国家规定的经济电流密度选择，符合国家节能政策要求。

1.10 设计概算

工程设计概算总投资 518.11 万元，其中建筑安装工程费 263.99 万元，设备及安装工程费用为 64.74 万元

1.11 经济评价及结论

根据《水利建设项目经济评价规范》（SL72-2013）的规定对本项目进行国民经济评价，工程经济评价计算期取20年。基准点定在建设期的第一年初，社会折现率取8%。从计算结果看，各项指标均满足“规范”要求，表明该项目社会效益显著，宜尽快上马。

1.12 工程特性表

表 1-2

前埔涵提水站新建工程特性表

序号	名称	单位	数量	备注
一	水文特性			
1	外江水位(P=2%)	m	7.20	
2	外江水位(P=20%)	m	5.7	
3	灌溉保证率		90%	
4	设计内水位	m	3.30	
5	设计外水位	m	2.40	
6	外江最低水位	m	1.5	
二	主要建筑物及设备特性			
1	泵房形式			地面厂房
2	泵房面积	m×m	6.0×13.2	
3	水泵型号 800ZLB—125	台	2	
4	装机容量	kW	110	
5	实际扬程	m	1.86	
6	净扬程	m	0.9	
7	单机抽水流量	m ³ /s	1.6	
8	自流闸（钢闸门）	m×m	2.9×2	宽×高
9	5t 手电两用螺杆启闭机	台	1	
10	新建引水渠	m	90	C20 埋石混凝土
11	前埔涵维修加固	项	1	
12	灌溉渠整治	m	890	
三	工程效益及施工特性			
1	灌溉面积	亩	6000	
2	土方开挖	万 m ³	1.5	
3	土方回填	万 m ³	0.66	
4	混凝土	m ³	1991	
5	模板	m ²	3713	
6	钢筋	t	47.18	
四	主要材料			
1	水泥	t	202.7	
2	块石	m ³	483.59	

3	碎石	m ³	61.49	
4	砂	m ³	112.46	
5	电	kw.h	28494.9	
6	柴油	t	25.77	
7	汽油	t	1.63	
五	劳动工日			
	计划总劳动工日	万	0.6766	
六	施工期限	月	4	
七	经济指标			
1	总概算工程费	万元	518.11	

2 水 文

2.1 流域概况、水文及气象

澄海地处粤东沿海，北回归线恰好横贯其中，属季风亚热带海洋气候。四季特征为：高温多雨，雨热同季，酷热期短，无霜期长。但雨量充沛而分布不均，有明显季节性。年平均降雨量 1458 毫米（20 年平均值），集中于 4 至 9 月，5 个月平均总雨量为全年的 82%，因而极易导致春旱和夏秋季的洪涝风潮灾害。

根据汕头市气象局资料：从 1954 年至 1995 年，42 年来对潮汕地区有影响的台风总数为 283 个，平均每年有 6.74 个。其中 7、8、9 三个月是台风的主要影响月份，平均每月 1.5 个，三个月台风影响概率占全年的 68%，次影响月份 10、6 月，二个月台风影响概率占全年 24%。初台最早出现于 4 月 12 日（1967 年），终台最后结束于 11 月 29 日（1987 年）。一年台风影响总次数最多年份为 1974 年，全年有 13 次对潮汕地区有影响的台风。近百年来，潮汕地区受特强台风袭击就有 3 次：1922 年 8 月 2 日（八二风灾），强台风在澄海市登陆；1969 年 7 月 28 日（6903 号），强台风在惠来县登陆，最大风速 52.1 m/s；1991 年 7 月 19 日（07 号）强台风在汕头市区登陆，最大风速 52.9m/s。

澄海的相对湿度年平均 82%，日照时数 2055.7 小时/年，多年平均气温 21.3℃，最热七月的平均气温 28.2℃，最冷一月平均气温 13.2℃，最高温度 38.6℃(1982 年 7 月 28 日)，最低温度 0.4℃(1955 年 1 月 11 日)。多年平均降雨量为 1560.1 毫米，年最大为 2420.4 毫米（1983 年），年最小为 923.9 毫米（1956 年），最大 24 小时降雨量 384 毫米（1960 年 9 月 8 日）。陆地蒸发量 900 毫米，水面蒸发 1199 毫米。常风向和强风向均为东北东方向，风向频率 18%，夏季多为偏南风，年平均风速 2.7 米/秒。

2.2 水文

澄海地区所在水系是韩江水系，韩江水系干流总长 470 公里，主流梅江和汀江在大埔县的三河坝汇合后称韩江，在潮州市潮安水文站下游湘子桥下方，分为东、北、西三溪。进入澄海地区经支流义丰河、莲阳河、外砂河出海。

韩江东溪由水头村流经急水至洪渡头附近，由蓬洞河和西溪沟通，在洪渡头下游约 3km 处左岸分流出南溪，南溪河进口处设有分洪闸“南溪桥闸”，分流水至东里桥上游汇入北溪。东溪干流在南溪口以下称莲阳河，水流经莲阳桥闸出海。

前埔涵位于隆都围西南侧东溪段，桩号为东溪 2+885，解决隆都围部分片区的灌溉，片区灌溉用水取自东溪。现因淤积及水位降低，前埔涵前已形成河滩，无法进行正常引水，目前现状已废弃，无法满足片区的灌溉需求。故需新建一个提水泵站，以解决片区灌溉问题。

根据《汕头市澄海区隆都围治韩江堤加固达标工程可行性研究报告》（2010.11）隆都围东溪段现状 50 年一遇水面线见表 2-1：

表 2-1 东溪段现状 50 年一遇水面线

里程	南溪口0	1069	2201	2664	3754	4894
水位(m)	6.49	6.62	6.66	6.83	6.94	7.16
里程	5744	6824	8804	9364	10014	11584
水位(m)	7.25	7.41	7.8	7.8	7.99	8.37

本次拟建前埔涵提水站位于堤防桩号东溪 2+885，计算里程桩号 5+343，故本次泵站设计外江水位（P=2%）采用 7.20m。

根据省水科院对韩江水质的调查与测试结果，韩江水质属于Ⅱ类，满足农田灌溉和作为城市供水水源的要求。

3 工程地质

3.1 区域地质概述

3.1.1 地形地貌

澄海区地处韩江三角洲，海拔在 10 米以下的平原占总面积 81.9%；海拔 10 米以上的丘陵台地占 8.5%；水域占 9.6%，素有“一山一水八分地”之称。地势西北高而东南低。北部为莲花山区，占地 25 平方公里，主峰高 562 米，为全区最高峰。除莲花山外，还有龙船岭、象山、三髻山、仙门山、观音山、凤山冈、管陇山、南峙山、大山、神山、许石山、西山、黄子佃山等 13 座丘陵，自东向南依次分布。境内平原被丘陵地带和东里河、莲阳河、外砂河分隔成苏北、苏溪、上华、隆都 4 大片，东部有六合滩、利丰沙和红肉埕沙。澄海濒临海洋，海岸线长 54.3 公里，属沙坝泻湖海岸，海堤长 46.25 公里。南部有大莱芜和小莱芜两座半岛及展桃屿；东面海中有五屿（西屿、破屿、尖担屿、大屿及东屿）和四礁（马礁、东锚礁、礁仔及南锚礁）。

澄海区林业用地绿化率达 87.1%，农田林网化和沿海防护林绿化率分别为 93.3%和 98.3%，公路绿化率达 91%以上，村庄绿化覆盖率达 32.3%，森林覆盖率达 14.8%。经省验收，澄海达到绿化的标准。

澄海的土壤分布于赤红壤地带，耕地土壤肥力属中等，但地势平坦连片方格化，水稻土占八成，成熟化程度高，而且排灌十分方便，可以水旱轮作，生产潜力大。

本工程位于粤东韩江中下游，区域地貌为韩江三角洲冲积平原，地面平坦开阔，地势呈北高南低，东高西低，总体上自北东向南西轻微斜呈扇形状展布，地面高程一般为 20m~2m，西部和东部分布有残丘，山顶高程一般 50m~300m，西南部炮台桑浦山最高 484m，东部急水横山最高

150.4m。区内河流发育，河道宽一般为 10m~20m，最宽为韩江，由北西向南东贯穿全区，河道宽 0.5km~1.5km。

3.1.2 地质岩性

前埔涵提水站新建工程位于隆都围外堤江心滩，东溪 2+885 前埔涵处，属冲洪积地貌，地形平坦。

地质岩性：

- 1、人工填土层：由细粒石英砂为主构成。
- 2、浅海、海湾相沉积层：由粘土、细砂、淤泥、粘土、淤泥质土构成。
- 3、基底为花岗岩。

3.1.3 地震

本区内位于闽粤沿海地震多发区范围内的泉州—汕头地震带，闽粤沿海地震往往发生在规模巨大的北东向断裂与活动性较强的北西向断裂交切处及附近。自 1067 年以来，泉州—汕头地震带共发生过 >4.75 级地震 39 次，其中 8 级 1 次，7 级 2 次，6~6.75 级 7 次，5~5.75 级 13 次，陆上主要发生在漳州盆地和潮汕盆地，对潮汕影响最大为 1067 年发生在南澳 7 级和 1918 年南澳 7.25 级地震，地震活动由陆地往海域有明显增强之势。

本区根据《中国地震动峰值加速度区划图》(GB18306-2001)，场区的抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为 0.20g，地震分组为第二组，场地类别 III 类，特征周期为 0.55s。

3.2 提水站工程地质条件与评价

提水站地基土层可分为 6 个层次，分述如下：

1、素填土：灰黄色，厚度 0.60~3.20m。物质成份主要为粉土，土质不均匀，松散状。注水试验渗透系数 $kv=1.86\sim2.31\times10^{-3}\text{cm/s}$ ，透水性等级为中等透水。

2、粘土：浅灰~灰黄色，可塑，厚度 0.70~2.60m。粘粒为主，约含 10%粉细砂，干强度中等。标准贯入试验 2 次，实测击数 $N=4\sim5$ 击，平均值 4.5 击。取粘土试样 2 件。室内试验渗透系数 $kv=2.32\sim3.06\times10^{-5}\text{cm/s}$ ，透水性等级为微透水。

3、细砂：浅灰~灰黄色，厚度 6.80~8.90m，松散~稍密状。石英质砂，棱角状颗粒，含少量粘粉粒，级配不良。注水试验渗透系数 $kv=8.50\sim9.02\times10^{-3}\text{cm/s}$ ，透水性等级为中等透水。标准贯入试验 10 次，实测击数 $N=8\sim15$ 击，平均值 11.5 击。取细砂试样 4 件。

4、淤泥：灰色，流塑，厚度 14.20~15.60m。含腐植质，粉砂团或夹薄层细砂。室内试验渗透系数 $kv=1.83\sim3.62\times10^{-7}\text{cm/s}$ ，透水性等级为极微透水。取淤泥试样 4 件。

5、粘土：浅灰~灰黄色，可塑，厚度 3.40~3.70m。粘粒为主，含 5~10%粉细砂，干强度中等。标准贯入试验 7 次，实测击数 $N=9\sim12$ 击，平均值 9.9 击。取粘土试样 4 件。

6、淤泥质土：灰色，流塑，本层未揭穿，揭露厚度 3.50~8.70m。粘粒为主，含有机质，10%粉细砂。取淤泥质土试样 4 件。

详见工程地质勘察报告。

4 工程任务和规模

4.1 地区社会经济概况

澄海区是汕头市的一个区，下辖 8 个镇，3 个街道。2015 年末全区人口 780225 人。全区工业产值 5979508 万元，农业产值 582901 万元，居民家庭人均收入 8246 元，有效灌溉面积 11.8178 万亩。

区内交通十分便利，324 国道从中纵穿全区，汕汾高速公路从西纵贯，金鸿公路从东纵贯，此外，还修建了通往各镇村委的镇、村级公路。莱芜港口吞吐量不断增加。

澄海农业素以精耕细作著称，有“种田如绣花”美誉，是著名的农业高产地区。早在 1957 年，澄海就成为全国第一个双季水稻亩产千斤县，荣获“粮食亩产量甲全国”的称号。1989 年稻谷年平均亩产 1075 kg，成为全国第一个双季水稻高产超吨谷的县份，1991 年获国务院授予的粮食生产先进单位的称号。近年来，澄海在稳定发展粮食生产的同时，大力推进农业结构性调整，加快发展效益农业、特色农业，初步建立起“三大农业区”和“五大农产品生产基地”的新格局，农业农村经济取得长足发展。粮食生产从单纯创高产向优质高产并重方向推进。农产品质量档次进一步提高。区域特色经济日益明显，初步形成现代农技推广示范园区，生态型、观光型农业园区，农产品加工园区等“三大农业区”和水稻、蔬菜、水果、畜牧、特种产品等“五大农产品生产基地”的特色农业生产新格局。

玩具礼品业是澄海最具有特色的行业，也是澄海工业经济的第一支柱产业，它的形成和发展离不开政府的正确引导。澄海实施名牌带动战略，拓展外经贸发展空间，对规模较大企业实行用电、用水优惠，着力为企业经济发展营造一个良好的发展环境。使玩具礼品做强做大，涌现出奥迪、骅威等产值超亿元企业和 10 多家年产值 5000 万元以上的龙头企业，从而带动了产业链上一批中小企业的专业生产。政府还转变职能，帮助企业组

建了玩具协会、工艺美术协会，行业间规范管理，促进产业集群的健康发展。目前，全区从事玩具礼品生产的企业达 2800 多家，从业人员超 10 万人，产值占全区工业总产值的四成，连同带动的产业增加值，已是全区国内总产值的“半壁江山”。

澄海是“中国抽纱”两大发源地之一，纺织服装工业源远流长。改革开放以来，澄海充分利用侨乡优势，兴起“三资”企业，发展民营经济，使纺织服装工业步入发展快车道。在毛织服装业招商引资方面，注重“项目带动”，采用内外联手的方式，实行遵循市场法则的产业链招商，通过合作经营，使毛织服装业能够更加敏捷地捕捉国际市场的变化和商机，从而进一步提升澄海毛织服装业的产业档次，增强产业竞争力。涌现出“金奇洋服”、“鸿泰毛衫”、“天辉毛衫”、“雄业毛衫”、“群发毛衫”等一批产品上规模、上档次的龙头企业。成为仅次于玩具礼品行业的第二支柱产业。

4.2 工程建设的必要性

4.2.1 是满足农田灌溉的需要

根据调查由于近十多年来韩江下游河床下切，枯水期东溪、西溪相同流量相比水位下降 0.5m，现有一些灌溉引水涵闸在枯水期外江低水位时，引水量减少，造成部分片区农田灌溉用水紧张。同时从潮州供水枢纽管理处了解到当前正在规划建设三江连通工程和引韩济饶工程，将从韩江下游调出流量近 $40\text{m}^3/\text{s}$ ，潮州供水枢纽下泄流量将进一步减小，东溪、西溪水量进一步减少，加剧枯水期用水紧张矛盾。

前埔涵是解决隆都围部分片区的灌溉，片区灌溉用水取自东溪。现因淤积及水位降低，涵前已形成河滩，无法进行正常引水，现状为废弃，无法满足片区的灌溉需求。故需新建一个提水泵站提升水位，维修加固前埔涵恢复其引水功能，以解决片区灌溉问题。

4.2.2 是改善水环境的需要

规划建设提水泵站，确保在外江低水位时仍有足够的引水量，一方面可解决韩江枯水期农业用水，另一方面有更多富余水量用于引清入城引清入镇生态补水，改善水环境。

前埔涵提水站的建设，能增加前埔涵下灌溉渠水量，引水进入洪渡灌渠满足片区农田灌溉，改善洪渡灌渠等隆都镇南部水环境，利用农田灌溉富余水量对南排渠进行生态排水，解决隆都鹊巷片区黑臭水体的居民生活问题。

为改变片区农田减产的被动局面，推进引清入城引清入镇措施的实施，改善水环境，前埔涵提水站工程已经迫在眉睫，需抓紧建设并投入运行。

4.3 工程任务

一、通过新建泵站提水、同时维修加固前埔涵恢复其引水功能；解决枯水期低水位前埔涵无法自流引水满足片区 6000 亩农田的灌溉要求，设计灌溉保证率为 90%。

二、通过清淤整治灌溉渠道满足引入清水改善水环境的目标。

4.4 设计流量及特征扬程计算

前埔涵提水站的水源来自韩江东溪，水量丰富，水质良好，可以满足隆都围部分片区农田灌溉保证率 90%的要求。

4.4.1 设计流量计算

1、灌溉流量计算

A、技术数据

(1) 本工程灌溉面积 6000 亩。

(2) 设计外水位取韩江枯水期常水位 2.4m（珠基，下同）。

(3) 根据业主要求结合工程实际情况，泵站净扬程 $H_{\text{净}}$ 取 0.9m，故

设计内水位为 3.3m。

(4) 电机每天连续开启 22 个小时，渠系水利用系数为 0.75。

B、灌溉定额

现在是经济社会，作物的种植也有其可变性，灌水支渠引水量的设计应可满足于任何一种作物的需水要求，现按用水量最大的水稻进行计算灌溉用水量。本项目区田间灌溉用水量推求典型支渠进行流量设计，支渠断面设计为矩形，采用块石砌筑，水泥砂浆勾缝。

依据《泵站设计规定》（GB/T50265-2010）、《灌溉与排水工程设计规范》（GB50288-99）和《广东省一年三熟灌溉定额》，水稻本田的灌溉制度，以泡田期进行设计。

泡田期的灌溉用水量（泡田定额）可用下式确定：

$$M=0.677(h_w+S+et-P)$$

M——泡田期灌溉用水量， $m^3/\text{亩}$ ；

h_w ——插秧时田面所需的水层深度，mm，取 40mm；

S——泡田期的渗漏量，即开始泡田到插秧期的总渗漏量，mm，取 8mm；

t——泡田期的日数，取 7 天；

e——t 时期内水田面平均蒸发强度，mm/d，可用水面蒸发强度代替，取值 12mm；

P——t 时期内的降雨量，mm，取 15mm。

$$M=0.677 \times (40+8+12 \times 7-15) = 79.21 m^3/\text{亩}$$

C、灌溉流量

$$Q = \frac{MA_{\text{田}}}{T \times 3600 \times t \times \eta_{\text{渠}}}$$

M——灌水定额， $79.21 m^3/\text{亩}$ ；

$A_{\text{田}}$ ——所需灌溉面积， $A_{\text{田}}=6000 \text{ 亩}$ ；

T——灌水天数，取 10 天；

t——每天灌水时间，取 22 小时；

$\eta_{\text{渠}}$ ——渠系水利系数，取 0.75。

$$Q = \frac{79.21 \times 6000}{10 \times 22 \times 3600 \times 0.75} = 0.8 \text{ m}^3/\text{s}$$

2、生态流量

根据业主要求结合工程实际情况，本工程需引进生态流量为 $2.2 \text{ m}^3/\text{s}$ 才能满足生态补水，改善隆都镇南部水环境。

综上所述，本工程设计流量为 $3.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 。

4.4.2 特征扬程计算

根据《泵站设计规范》（GB50265-2010）的有关规定，特征扬程按规定的外水位与内水位差，并计入水力损失计算。

水力损失包括管路系统的局部水头损失和沿程水头损失，水头损失与管路特性系数（S）和通过流量（Q）的平方成正比。本工程水头损失主要为局部水头损失，包括进水管进口、弯管、出口拍门等处的水头损失。

扬程计算公式：

$$h_{\text{局}} = \sum \xi_i \frac{v_i^2}{2g} = (1 + 0.25 + 1.5) \times \frac{2.61^2}{2 \times 9.8} = 0.96 \text{ m}$$

式中：

$H_{\text{局}}$ ——局部水头损失（m）；

V_i ——计算断面平均流速（m/s），取 2.61 m/s ；

ζ_i ——局部水头损失系数。

管路局部水头损失系数计算表

项目	ζ
管道进水口	1.00
管道 90° 转弯	0.25
拍门	1.50

本工程泵站设计净扬程为 0.9m，则泵站设计扬程

$$H_{\text{设}} = H_{\text{净}} + h_{\text{损}} = 0.9 + 0.96 = 1.86\text{m}$$

5 工程布置及主要建筑物

5.1 提水泵站选址

前埔涵提水站灌溉耕地面积 6000 亩，装立式混流水泵两台，水泵型号为 800ZLB—125， $H=1.86\text{m}$ ， $Q=1.6\times 2\text{m}^3/\text{s}$ ， $N=55\text{kw}\times 2$ ， $n=480\text{r}/\text{min}$ ，水泵进口 $D=700\text{mm}$ ，配电动机两台，型号 Y355L-12，泵站厂房占地面积 $6.0\times 13.2\text{m}^2$ 。

根据前埔涵现状地形，提水泵站选址比较如下：

A、站址选取在涵内侧：前埔涵后灌溉渠旁为上堤路，两侧为农田，建设泵站需征用农田；另前埔涵尺寸不明，涵的过水面积是否满足泵站引水要求无法判断；难点是重新开挖引水渠应处理好泥沙淤积问题。

B、站址选取在涵外侧：选址涵前河滩地拆迁容易可行，施工难度小；难点是重新开挖引水渠应处理好泥沙淤积问题。

综上所述，前埔涵提水站初步选址位于涵前河滩地，在河滩地开挖 90 米长引水渠连接河中和提水泵站前池，由泵站提水通过前埔涵进入前埔涵后灌溉渠。

5.2 工程总体布置

5.2.1 工程等别

根据《泵站设计规范》（GB50265-2010），前埔涵提水站工程规模及建筑物级别按设计流量确定，本工程设计流量为 $3.2\text{m}^3/\text{s}$ ，工程等别为 IV 等，属小（1）型泵站工程，其主要建筑物为 4 级，次要建筑物为 5 级。

5.2.2 工程总体布置及主要建筑物

前埔涵提水站站址位于隆都围东溪 2+885 前埔涵处，布置在涵闸的外江侧，采用泵闸结合的形式，中间设自流闸，净宽 2.6m，设有钢闸门，闸底高程 2.0m，与引水渠采用 1:2.5 的斜坡衔接，相邻两侧为泵站的进水口，

净宽均为 2.6m，进水池池底高程为 0.0m，进水池中设有拦污栅及检修木闸门，进水池与引水渠采用 1: 11 的斜坡衔接，引水渠底高程为 0.3m；左侧边跨为空箱结构，净宽为 2.7m，底高程为 0.0m。泵站厂房面积为 $6.0 \times 13.2\text{m}$ ，厂房电机层高程 8.2m，厂房为单层地面厂房，高 4.60m，采用钢筋砼框架结构。江外低水位时由提水泵站提高水位通过前埔涵把水引至原灌渠，再通过灌渠给全灌区供水。

5.3 泵房电机层楼面高程

本泵站为堤前泵房，直接参与挡水，根据《泵站设计规范》，电机层楼面应根据外江最高水位确定。参照《汕头市澄海区隆都围治韩江堤加固达标工程可行性研究报告》中隆都围东溪段现状 50 年一遇水面线，详见下表。

东溪段现状 50 年一遇水面线

里程	南溪口0	1069	2201	2664	3754	4894
水位(m)	6.49	6.62	6.66	6.83	6.94	7.16
里程	5744	6824	8804	9364	10014	11584
水位(m)	7.25	7.41	7.8	7.8	7.99	8.37

本次拟建前埔涵提水站位于堤防桩号东溪 2+885，计算里程桩号 5+343，本阶段外江最高水位取隆都围堤防 50 年一遇水位为 7.20m，波浪爬高及安全超高取 1.0m，故本次设计电机层楼面高程取 8.2m。

5.4 泵房抗滑稳定分析

本工程泵房左右两侧土压力基本平衡，本次抗滑稳定计算仅考虑上下游侧受到的水平推力（包括水压力和土压力）。

抗滑稳定计算综合考虑设计工况、完建工况、检修工况及地震工况四种不同工况。

设计运行工况：内江设计水位 3.30m，外江设计水位 2.40m；

完建工况：考虑完建无水状态；

检修运用工况：出水池取内江设计水位 3.30m，外江取最低水位 1.50 米。

本工程泵房抗滑稳定采用《泵站设计规范》公式（6.3.4-2）计算，泵房基础采用复合地基，基底摩擦系数取 0.25。

计算公式如下：

$$K_c = \frac{\tan \phi_0 \sum G + C_0 A}{\sum H}$$

抗滑稳定计算：

$$K_f = \frac{\sum V}{\sum U}$$

抗浮稳定计算：

$$P_{\max/\min} = \frac{\sum G}{A} \pm \frac{\sum M}{W}$$

基础底面应力计算：

式中：

K_c ——抗滑稳定安全系数；

K_f ——抗浮稳定安全系数；

$P_{\max/\min}$ ——泵房基础底面应力的最大值或最小值（kN）；

$\sum G$ ——作用于泵房基础底面以上的全部竖向荷载（kN）；

$\sum H$ ——作用于泵房基础底面以上的全部水平向荷载（kN）；

$\sum V$ ——作用于泵房基础底面以上的全部重力（kN）；

$\sum U$ ——作用于泵房基础底面以上的扬压力（kN）；

A ——泵房基础底面面积（ m^2 ）；

W ——泵房基础底面对于该底面垂直水流方向的形心轴的截面积（ m^2 ）。

泵房计算简图如下：

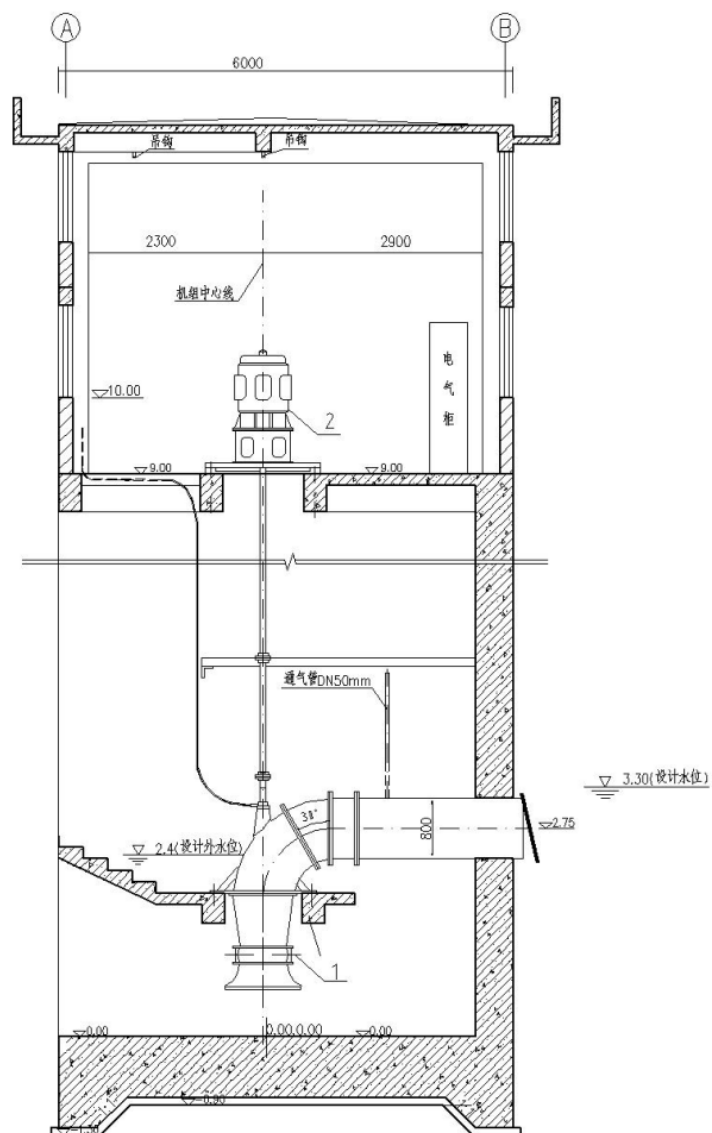


表 5-1 泵房荷载计算成果表（完建情况）

编 号	计算荷载	荷载组合	
		力 (kN)	力矩 (kN·m)
1	自 重	4303.85	-1092.53
2	内江水压力	0.00	0.00
3	外江水压力	0.00	0.00
4	上游水重	0.00	0.00
5	下游水重	0.00	0.00
6	基底扬压力	0.00	0.00

表 5-2 泵房荷载计算成果表（运行情况）

编 号	计算荷载	荷载组合	
		力 (kN)	力矩 (kN•m)
1	自 重	4303.85	-1092.53
2	内江水压力	368.57	405.42
3	外江水压力	194.94	-155.96
4	上游水重	672.67	0.00
5	下游水重	0.00	0.00
6	基底扬压力	1562.6	-222.36

表 5-3 泵房荷载计算成果表（检修情况）

编 号	计算荷载	荷载组合	
		力 (kN)	力矩 (kN•m)
1	自 重	4303.85	-1092.53
2	内江水压力	368.57	221.14
3	外江水压力	76.15	-22.85
4	上游水重	0.00	0.00
5	下游水重	0.00	0.00
6	基底扬压力	1053.92	-444.72

表 5-4 泵房荷载计算成果表（地震情况）

编 号	计算荷载	荷载组合	
		力 (kN)	力矩 (kN•m)
1	自 重	4303.85	-1092.53
2	内江水压力	368.57	405.42
3	外江水压力	194.94	-155.96
4	地震引起水平力	684.70	-250.6
5	上游水重	672.67	0.00
6	下游水重	0.00	0.00
7	基底扬压力	1562.6	-222.36

经对各工况荷载情况进行分析计算，得出泵房基底应力及抗滑稳定计

算汇总表如下：

表 5-5 泵房基底应力及抗滑稳定计算汇总表

工况	基底应力 (KPa)				抗滑安全系数		抗浮安全系数	
	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	η	$[\eta]$	K_C	$[K_C]$	K_f	$[K_f]$
设计 工况	86.19	78.73	1.09	2	5.41	1.20	4.14	1.1
完建 工况	107.78	100.13	1.1		-		-	
检修 工况	82.6	73.22	1.13	2.5	2.76	1.05	4.06	1.05
地震 工况	95.31	86.09	1.11	2.5	1.84	1.00	4.14	1.05

由上表可知，泵房基底应力及抗滑稳定验算均能满足规范要求。

5.5 水闸抗滑稳定分析

本工程水闸左右两侧土压力基本平衡，本次抗滑稳定计算仅考虑上下游侧受到的水平推力（包括水压力和土压力）。

抗滑稳定计算综合考虑设计工况、完建工况、检修工况及地震工况四种不同工况。

设计运行工况：内江设计水位 3.30m，外江设计水位 2.40m；

完建工况：考虑完建无水状态；

检修运用工况：出水池取内江设计水位 3.30m，外江无水状态。

水闸稳定计算方法同泵站。

水闸房计算简图如下：

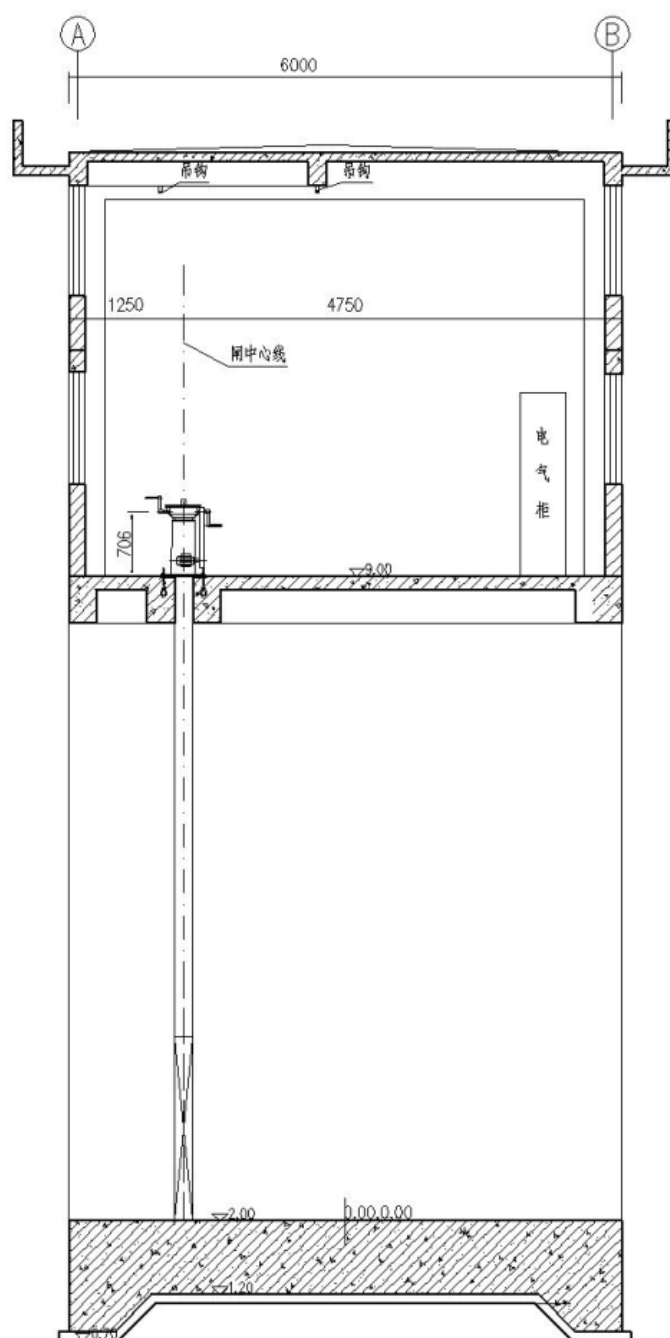


表 5-6 水闸荷载计算成果表（完建情况）

编 号	计算荷载	荷载组合	
		力 (kN)	力矩 (kN•m)
1	自 重	2904.67	-218.24
2	内江水压力	0.00	0.00
3	外江水压力	0.00	0.00
4	上游水重	0.00	0.00
5	下游水重	0.00	0.00
6	基底扬压力	0.00	0.00

表 5-7 水闸荷载计算成果表（运行情况）

编 号	计算荷载	荷载组合	
		力 (kN)	力矩 (kN•m)
1	自 重	2904.67	-218.24
2	内江水压力	331.18	364.29
3	外江水压力	175.17	-140.13
4	上游水重	0.00	0.00
5	下游水重	0.00	0.00
6	基底扬压力	1075.64	-199.80

表 5-8 水闸荷载计算成果表（检修情况）

编 号	计算荷载	荷载组合	
		力 (kN)	力矩 (kN•m)
1	自 重	2904.67	-218.24
2	内江水压力	331.18	364. 29
3	外江水压力	68.42	-54.74
4	上游水重	0.00	0.00
5	下游水重	0.00	0.00
6	基底扬压力	747.20	-199.80

表 5-9 水闸荷载计算成果表（地震情况）

编 号	计算荷载	荷载组合	
		力 (kN)	力矩 (kN·m)
1	自 重	2904.67	-218.24
2	内江水压力	331.18	364.29
3	外江水压力	175.17	-140.13
4	地震引起水平力	464.75	-92.68
5	上游水重	0.00	0.00
6	下游水重	0.00	0.00
7	基底扬压力	1075.64	-199.80

经对各工况荷载情况进行分析计算，得出水闸基底应力及抗滑稳定计算汇总表如下：

表 5-10 水闸基底应力及抗滑稳定计算汇总表

工况	基底应力 (KPa)				抗滑安全系数		抗浮安全系数	
	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	η	$[\eta]$	K_C	$[K_C]$	K_f	$[K_f]$
设计 工况	50.0	46.78	1.07	2	2.93	1.20	2.7	1.1
完建 工况	77.76	75.93	1.03		-		-	
检修 工况	58.33	55.83	1.04	2.5	2.05	1.05	3.89	1.05
地震 工况	50.39	46.39	1.09	2.5	1.48	1.00	2.7	1.05

由上表可知，水闸基底应力及抗滑稳定验算均能满足规范要求。

5.6 地基计算及处理

1、地基承载力计算

地基承载力计算采用《建筑地基基础设计规范》（GB50007-2011）中复合地基承载力计算公式进行计算。计算公式如下：

$$f_{spk} = mRa / A_p + \beta (1-m) f_{sk}$$

式中： f_{spk} ——复合地基承载力特征值，kpa；

m ——面积置换率；

R_a ——单桩竖向承载力特征值，kN；

A_p ——桩截面积（ m^2 ）；

β ——桩间土承载力折减系数；

f_{sk} ——桩间天然地基土承载力特征值，kpa；

泵房基础基底平均应力 103kpa，自流闸基础基底平均应力 77kpa，由于泵站天然地基承载力不满足设计要求，故地基处理拟采用水泥搅拌桩方案，水平及纵向桩距为 $0.8 \times 0.8m$ ，桩长 10m。地基承载力计算方法采用北京理正岩土工程计算分析程序（6.0 版）计算，经计算泵房及自流闸复合地基承载力特征值均为 $f_{spk}=139.9kpa$ ，满足规范要求。

2、沉降计算

泵站地基主要由三层土组成，从上到下分别为细沙层、淤泥层和粘土层，各层相关地质参数见表 5-11：

表 5-11 地基参数取值表

层 号	岩土名称	平均厚度（m）	重 度（kN/m ³ ）	压缩模量（MPa）
1	细砂	3.4	16.6	15
2	淤泥	14.2	15.5	1.69
3	粘土	2.8	18.2	6.91

沉降允许值按照《水闸设计规范》（SL265-2016）规定，天然土质地基上水闸地基最大沉降量不宜超过 150mm，相邻部位的最大沉降差不宜超过 50mm。

沉降计算按照《建筑地基基础设计规范》推荐的分层求和法进行计算，即：

$$s = \psi_s s' = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (\text{式 4-11})$$

式中：

s ——地基最终变形量（mm）；

s' ——按分层总和法计算出的地基变形量 (mm) ;

ψ_s ——沉降计算经验系数;

n ——地基变形计算深度范围内所划分的土层数;

p_0 ——相应于作用的准永久组合时基础底面处的附加压力 (kPa) ;

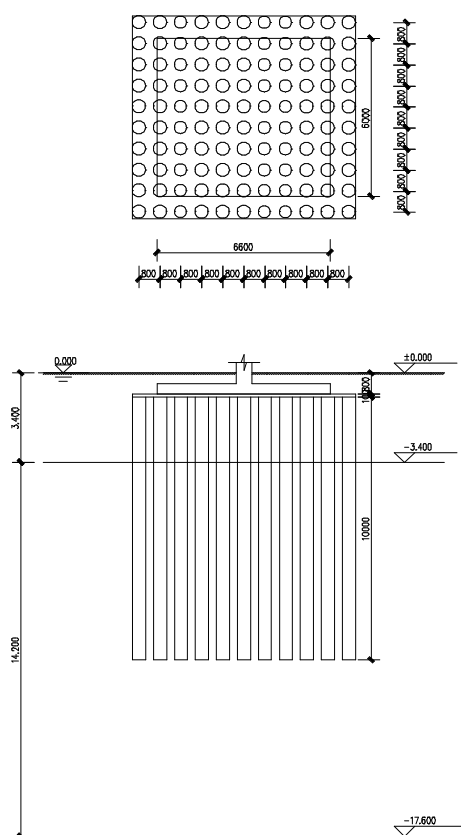
E_{si} ——基础底面下第 i 层土的压缩模量 (MPa) , 应取土的自重压力至土的自重压力与附加压力之和的压力段计算;

z_i 、 z_{i-1} ——基础底面至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面的距离 (m) ;

$\bar{\alpha}_i$ 、 $\bar{\alpha}_{i-1}$ ——基础底面计算点至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面范围内平均附加应力系数, 按本《建筑地基基础设计规范》附录 K 采用。

本阶段设计选择完建无水期进行地基沉降量计算, 经计算得泵房基础最大沉降量为 90.9mm, 自流闸基础最大沉降量为 85.91mm, 满足规范要求。

泵站计算过程如下:



[计算条件]

[基本参数]

地基处理方法：水泥土搅拌桩法

[基础参数]

基础类型：矩形基础
 基础埋深：0.800(m)
 基础宽度：6.600(m)
 基础长度：6.000(m)
 基础覆土容重：20.000(kN/m³)
 基底压力平均值：103.0(kPa)
 基底压力最大值：107.0(kPa)

[土层参数]

土层层数：3
 地下水埋深：0.000(m)
 压缩层深度：15.200(m)
 沉降经验系数：1.000
 地基承载力修正公式： $f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - b_0) + \eta_d \gamma_m (d - d_0)$
 承载力修正基准深度 d0：0.500(m)

序号	土类型	土层厚 (m)	容重 (kN/m ³)	饱和容重 (kN/m ³)	压缩模量 (MPa)	承载力 (kPa)	锤	锤
1	细砂	3.400	16.6	16.6	15.000	120.0	0.000	3.000
2	淤泥	14.200	15.5	15.5	1.690	40.0	0.000	1.000
3	粘性土	5.800	18.2	18.2	6.910	170.0	0.000	1.600

***锤 -- 基础宽度地基承载力修正系数

***锤 -- 基础深度地基承载力修正系数

[水泥土搅拌桩参数]

桩布置形式：矩形
 桩竖向间距：0.800(m)
 桩水平间距：0.800(m)
 桩直径：500(mm)
 桩长：10.000(m)
 承载力计算公式： $f_{sp,k} = m R_a / A_p + \beta (1 - m) f_{s,k}$
 单桩承载力特征值：73.631(kN)
 桩间土承载力折减系数：0.250
 垫层厚度：100(mm)
 垫层超出桩外侧的距离：0(mm)
 基础边缘外桩的排数(横向)：1
 基础边缘外桩的排数(竖向)：1

[处理土层参数]

土层	天然土层 f	f 提高系数 k	桩间土 fsk	天然土层 Es	复合地基 Es	天然土层 ³¹	复合地基 e
1	120.0	1.100	132.0	15.000	6.303	24.2	23.0
2	40.0	1.100	44.0	1.690	16.212	23.0	23.0

***f -- 表示原始土层承载力特征值(kPa)

***fsk -- 表示桩间土承载力特征值(kPa)

***Es -- 表示压缩模量(MPa)

***31 -- 表示压力扩散角(度)

*** 承载力提高系数和复合地基压力扩散角为交互参数;
*** 天然土层的承载力、压缩模量为土层参数,列在这里便于对比;
*** 天然土层的压力扩散角、桩间土 fsk 和复合地基压缩模量为计算中间结果。

计算结果:

1. 基础底面处承载力计算

基底平均压力 pk: 103.0(kPa)
基底最大压力 pkmax: 107.0(kPa)
基底自重压力 pc: 5.3(kPa)
置换率 m: 0.307
桩间土承载力 fsk: 132.0(kPa)
复合地基承载力特征值 fspk: 137.9(kPa)
修正后复合地基承载力特征值 fz: 139.9(kPa)

pk <= fz, 满足!
pkmax <= 1.2*fz, 满足!
因此复合地基承载力满足要求!

2. 地基处理深度范围内土层的承载力验算

土层号	深度 (m)	32 (度)	pz (kPa)	pcz (kPa)	pz + pcz (kPa)	fz (kPa)	是否满足
2	3.40	23.0	53.5	22.4	76.0	141.8	满足!

3. 下卧土层承载力验算

土层号	深度 (m)	32 (度)	pz (kPa)	pcz (kPa)	pz + pcz (kPa)	fz (kPa)	是否满足
2	10.90	23.0	17.5	63.7	81.2	100.8	满足!
3	17.60	23.0	9.2	100.5	109.7	326.3	满足!

***32 -- 土层的应力扩散角
***pz -- 下卧层顶面处的附加应力值
***pcz -- 下卧层顶面处土的自重压力值
***fz -- 下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力特征值

4. 沉降计算

复合土层沉降计算

层号	厚度 (m)	压缩模量 (MPa)	Z1 (m)	Z2 (m)	p1 (kPa)	p2 (kPa)	压缩量 (mm)
2	2.600	6.303	0.800	3.400	97.7	53.5	31.20
3	7.500	16.212	3.400	10.900	53.5	17.5	16.43

复合土层沉降量: 47.63(mm)

***p1 -- 本土层顶面的平均附加压力值
***p2 -- 本土层底面的平均附加压力值

复合土层以下土层的沉降计算

沉降计算点坐标(X0,Y0) = (0.000,0.000)	层号	厚度	压缩模量	Z1	Z2	压 缩量
应力系数积分值		(m)	(MPa)	(m)	(mm)	(z2a2-z1a1)
1	4.30	1.690	0.00	4.30	43.27	4.1790

压缩模量的当量值: 1.690(MPa)
沉降计算经验系数: 1.000

复合土层以下沉降量: $1.000 * 43.27 = 43.27 \text{ (mm)}$

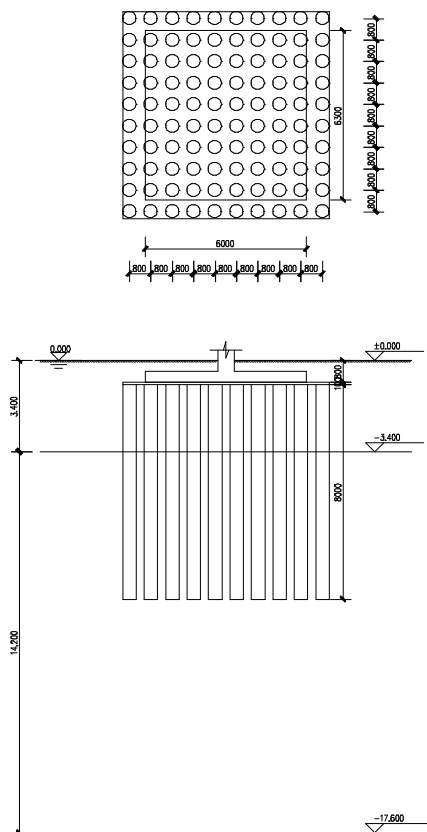
总沉降量: $47.63 + 43.27 = 90.90 \text{ (mm)}$

***Z1 -- 基础底面至本计算分层顶面的距离

***Z2 -- 基础底面至本计算分层底面的距离

自流闸计算过程如下:

[计算简图]



[计算条件]

[基本参数]

地基处理方法: 水泥土搅拌桩法

[基础参数]

基础类型: 矩形基础
 基础埋深: 0.800 (m)
 基础宽度: 6.000 (m)
 基础长度: 6.300 (m)
 基础覆土容重: 20.000 (kN/m³)
 基底压力平均值: 76.8 (kPa)
 基底压力最大值: 77.8 (kPa)

[土层参数]

土层层数: 3

地下水埋深: 0.000 (m)

压缩层深度: 15.200 (m)

沉降经验系数: 1.000

地基承载力修正公式: $f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - b_0) + \eta_d \gamma_m (d - d_0)$ 承载力修正基准深度 d_0 : 0.500 (m)

序号	土类型	土层厚 (m)	容重 (kN/m ³)	饱和容重 (kN/m ³)	压缩模量 (MPa)	承载力 (kPa)	樟	鎧
1	细砂	3.400	16.6	16.6	15.000	120.0	0.000	3.000
2	淤泥	14.200	15.5	15.5	1.690	40.0	0.000	1.000
3	粘性土	5.800	18.2	18.2	6.910	170.0	0.000	1.600

***樟 -- 基础宽度地基承载力修正系数

***鎧 -- 基础深度地基承载力修正系数

[水泥土搅拌桩参数]

桩布置形式: 矩形

桩竖向间距: 0.800 (m)

桩水平间距: 0.800 (m)

桩直径: 500 (mm)

桩长: 8.000 (m)

承载力计算公式: $f_{sp,k} = m R_a / A_p + \beta (1 - m) f_{s,k}$

单桩承载力特征值: 73.631 (kN)

桩间土承载力折减系数: 0.250

垫层厚度: 100 (mm)

垫层超出桩外侧的距离: 0 (mm)

基础边缘外桩的排数(横向): 1

基础边缘外桩的排数(竖向): 1

[处理土层参数]

土层	天然土层f	提高系数k	桩间土f _{sk}	天然土层E _s	复合地基E _s	天然土层 β	复合地基 β
1	120.0	1.100	132.0	15.000	6.303	25.9	23.0
2	40.0	1.100	44.0	1.690	16.212	23.0	23.0

***f -- 表示原始土层承载力特征值(kPa)

f_{sk} -- 表示桩间土承载力特征值(kPa)E_s -- 表示压缩模量(MPa)*** β -- 表示压力扩散角(度)

*** 承载力提高系数和复合地基压力扩散角为交互参数;

*** 天然土层的承载力、压缩模量为土层参数,列在这里便于对比;

*** 天然土层的压力扩散角、桩间土f_{sk}和复合地基压缩模量为计算中间结果。

计算结果:

1. 基础底面处承载力计算

基底平均压力p_k: 76.8 (kPa)基底最大压力p_{kmax}: 77.8 (kPa)基底自重压力p_c: 5.3 (kPa)

置换率m: 0.307

桩间土承载力f_{sk}: 132.0 (kPa)复合地基承载力特征值f_{spk}: 137.9 (kPa)修正后复合地基承载力特征值f_z: 139.9 (kPa)p_k ≤ f_z, 满足!p_{kmax} ≤ 1.2*f_z, 满足!

因此复合地基承载力满足要求!

2. 地基处理深度范围内土层的承载力验算

土层号	深度 (m)	35 (度)	pz (kPa)	pcz (kPa)	pz + pcz (kPa)	fz (kPa)	是否满足
2	3.40	23.0	38.7	22.4	61.2	141.8	满足！

3. 下卧土层承载力验算

土层号	深度 (m)	35 (度)	pz (kPa)	pcz (kPa)	pz + pcz (kPa)	fz (kPa)	是否满足
2	8.90	23.0	15.9	52.7	68.6	89.7	满足！
3	17.60	23.0	6.5	100.5	107.0	326.3	满足！

***35 -- 土层的应力扩散角

***pz -- 下卧层顶面处的附加应力值

***pcz -- 下卧层顶面处土的自重压力值

***fz -- 下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力特征值

4. 沉降计算

复合土层沉降计算

层号	厚度 (m)	压缩模量 (MPa)	Z1 (m)	Z2 (m)	p1 (kPa)	p2 (kPa)	压缩量 (mm)
2	2.600	6.303	0.800	3.400	71.5	38.7	22.74
3	5.500	16.212	3.400	8.900	38.7	15.9	9.27

复合土层沉降量： 32.01 (mm)

***p1 -- 本土层顶面的平均附加压力值

***p2 -- 本土层底面的平均附加压力值

复合土层以下土层的沉降计算

沉降计算点坐标(X0, Y0) = (0.000, 0.000)	层号	厚度	压缩模量	Z1	Z2	压
缩量 应力系数积分值						
	(m)	(MPa)	(m)	(m)	(mm)	(z2a2-z1a1)
1	6.30	1.690	0.00	6.30	53.90	5.7165

压缩模量的当量值： 1.690 (MPa)

沉降计算经验系数： 1.000

复合土层以下沉降量： 1.000 * 53.90 = 53.90 (mm)

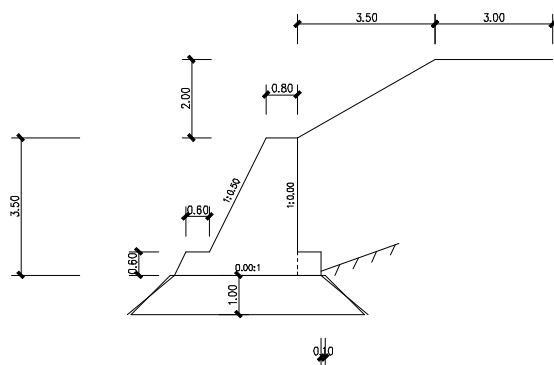
总沉降量： 32.01 + 53.90 = 85.91 (mm)

***Z1 -- 基础底面至本计算分层顶面的距离

***Z2 -- 基础底面至本计算分层底面的距离

5.7 引水渠挡墙稳定计算

原始条件:



墙身尺寸:

墙身高: 3.500(m)

墙顶宽: 0.800(m)

面坡倾斜坡度: 1:0.500

背坡倾斜坡度: 1:0.000

采用1个扩展墙址台阶:

墙趾台阶b1: 0.600 (m)

墙趾台阶h1: 0.600 (m)

墙趾台阶与墙面坡坡度相同

墙踵台阶b3: 0.600 (m)

墙踵台阶h3: 0.600 (m)

墙底倾斜坡率: 0.000:1

物理参数:

圬工砌体容重: 23.000 (kN/m³)

垢工之间摩擦系数: 0.400

地基土摩擦系数: 0.500

墙身砌体容许压应力: 2100.000 (kPa)

墙身砌体容许剪应力: 110.000 (kPa)

墙身砌体容许拉应力: 150.000 (kPa)

墙身砌体容许弯曲拉应力: 280.000 (kPa)

挡土墙类型: 抗震区挡土墙

墙后填土内摩擦角: 35.000(度)

墙后填土粘聚力: 0.000 (kPa)

墙后填土容重: 19.000 (kN/m³)

墙背与墙后填土摩擦角: 17.500(度)

地基土容重: 18.000 (kN/m³)

修正后地基承载力特征值: 100.000 (kPa)

地基承载力特征值提高系数:

墙趾值提高系数: 1.200

墙踵值提高系数: 1.300

平均值提高系数: 1.000

地震作用墙趾值提高系数: 1.500

地震作用墙踵值提高系数: 1.625
 地震作用平均值提高系数: 1.250
 墙底摩擦系数: 0.400
 地基土类型: 土质地基
 地基土内摩擦角: 30.000(度)
 地震烈度: 设计烈度8度
 水上地震角: 3.00
 水下地震角: 5.00
 水平地震系数: 0.20
 重要性修正系数: 1.00
 综合影响系数: 0.25
 水平地震作用沿竖向分布形式: 梯形
 抗震基底容许偏心距: $B/5$
 地震力调整系数: 1.000
 土压力计算方法: 库仑

坡线土柱:

坡面线段数: 2

折线序号	水平投影长(m)	竖向投影长(m)	换算土柱数
1	3.500	2.000	0
2	3.000	0.000	0

坡面起始距离: 0.000(m)
 地面横坡角度: 20.000(度)
 填土对横坡面的摩擦角: 35.000(度)
 墙顶标高: 0.000(m)

土压力起算点: 从结构底面起算

基础类型: 换填土式基础

换填部分尺寸: $C = 0.100(m)$, $H = 1.000(m)$
 换填土内摩擦角: 45.000(度)
 换填土平均容重: 18.000(kN/m³)
 应力扩散角: 50.000(度)
 换填土修正后承载力: 120.000(kPa)
 换填土摩擦系数: 0.400

第 1 种情况: 一般情况

[土压力计算] 计算高度为 3.500(m) 处的库仑主动土压力

按实际墙背计算得到:

第1破裂角: 36.652(度)

$E_a=46.382(kN)$ $E_x=44.236(kN)$ $E_y=13.947(kN)$ 作用点高度 $Z_y=1.187(m)$

墙身截面积 = 6.582(m²) 重量 = 151.398 (kN)

(一) 滑动稳定性验算

基底摩擦系数 = 0.400

滑移力= 44.236(kN) 抗滑力= 66.138(kN)

滑移验算满足: $K_c = 1.495 > 1.300$

(二) 倾覆稳定性验算

相对于墙趾点, 墙身重力的力臂 $Z_w = 2.205(m)$

相对于墙趾点, E_y 的力臂 $Z_x = 3.150(m)$

相对于墙趾点, E_x 的力臂 $Z_y = 1.187(m)$

验算挡土墙绕墙趾的倾覆稳定性

倾覆力矩= 52.505 (kN-m) 抗倾覆力矩= 377.766 (kN-m)

倾覆验算满足: $K_0 = 7.195 > 1.500$

(三) 地基应力及偏心距验算

基础类型为换填土式, 验算墙底偏心距及压应力

作用于基础底的总竖向力 = 165.345 (kN) 作用于墙趾下点的总弯矩=325.261 (kN-m)

基础底面宽度 $B = 3.750$ (m) 偏心距 $e = -0.092$ (m)

基础底面合力作用点距离基础趾点的距离 $Z_n = 1.967$ (m)

基底压应力: 趾部=37.590 踵部=50.594 (kPa)

最大应力与最小应力之比 = $50.594 / 37.590 = 1.346$

作用于基底的合力偏心距验算满足: $e = -0.092 \leq 0.250 \times 3.750 = 0.938$ (m)

墙趾处地基承载力验算满足: 压应力=37.590 ≤ 144.000 (kPa)

墙踵处地基承载力验算满足: 压应力=50.594 ≤ 156.000 (kPa)

地基平均承载力验算满足: 压应力=44.092 ≤ 120.000 (kPa)

换填土基础下地基承载力验算满足: 扩散后压应力=44.958 ≤ 100.000 (kPa)

(四) 基础强度验算

基础为换填土基础, 不作强度验算

(五) 墙底截面强度验算

验算截面以上, 墙身截面积 = 6.582 (m²) 重量 = 151.398 (kN)

相对于验算截面外边缘, 墙身重力的力臂 $Z_w = 2.205$ (m)

相对于验算截面外边缘, E_y 的力臂 $Z_x = 3.150$ (m)

相对于验算截面外边缘, E_x 的力臂 $Z_y = 1.187$ (m)

[容许应力法]:

法向应力检算:

作用于验算截面的总竖向力 = 165.345 (kN) 作用于墙趾下点的总弯矩=325.261 (kN-m)

相对于验算截面外边缘, 合力作用力臂 $Z_n = 1.967$ (m)

截面宽度 $B = 3.750$ (m) 偏心距 $e_1 = -0.092$ (m)

截面上偏心距验算满足: $e_1 = -0.092 \leq 0.300 \times 3.750 = 1.125$ (m)

截面上压应力: 面坡=37.590 背坡=50.594 (kPa)

压应力验算满足: 计算值= 50.594 ≤ 2100.000 (kPa)

切向应力检算:

剪应力验算满足: 计算值= -5.841 ≤ 110.000 (kPa)

(六) 台顶截面强度验算

[土压力计算] 计算高度为 2.900 (m) 处的库仑主动土压力

按实际墙背计算得到:

第1破裂角: 38.094(度)

$E_a=32.662(\text{kN})$ $E_x=31.150(\text{kN})$ $E_y=9.822(\text{kN})$ 作用点高度 $Z_y=0.975(\text{m})$

[强度验算]

验算截面以上, 墙身截面积 = 4.423(m²) 重量 = 101.718 (kN)

相对于验算截面外边缘, 墙身重力的力臂 $Z_w = 1.430(\text{m})$

相对于验算截面外边缘, E_y 的力臂 $Z_x = 2.250(\text{m})$

相对于验算截面外边缘, E_x 的力臂 $Z_y = 0.975(\text{m})$

[容许应力法]:

法向应力检算:

作用于验算截面的总竖向力 = 111.539(kN) 作用于墙趾下点的总弯矩=137.187(kN-m)

相对于验算截面外边缘, 合力作用力臂 $Z_n = 1.230(\text{m})$

截面宽度 $B = 2.250(\text{m})$ 偏心距 $e_1 = -0.105(\text{m})$

截面上偏心距验算满足: $e_1 = -0.105 < 0.300 \times 2.250 = 0.675(\text{m})$

截面上压应力: 面坡=35.699 背坡=63.447(kPa)

压应力验算满足: 计算值= 63.447 $\leq$ 2100.000(kPa)

切向应力检算:

剪应力验算满足: 计算值= -5.985 $\leq$ 110.000(kPa)

=====

第 2 种情况: 地震情况

[土压力计算] 计算高度为 3.500(m)处的库仑主动土压力

按实际墙背计算得到:

第1破裂角: 38.920(度)

$E_a=54.207(\text{kN})$ $E_x=51.698(\text{kN})$ $E_y=16.300(\text{kN})$ 作用点高度 $Z_y=1.209(\text{m})$

墙身截面积 = 6.582(m²) 重量 = 151.398 (kN)

全墙地震力=7.570(kN) 作用点距墙顶高度=2.180(m)

(一) 滑动稳定性验算

基底摩擦系数 = 0.400

滑移力= 59.268(kN) 抗滑力= 67.079(kN)

滑移验算满足: $K_c = 1.132 > 1.100$

(二) 倾覆稳定性验算

相对于墙趾点, 墙身重力的力臂 $Z_w = 2.205(\text{m})$

相对于墙趾点, E_y 的力臂 $Z_x = 3.150(\text{m})$

相对于墙趾点, E_x 的力臂 $Z_y = 1.209(\text{m})$

验算挡土墙绕墙趾的倾覆稳定性

倾覆力矩= 72.476(kN-m) 抗倾覆力矩= 385.177(kN-m)

倾覆验算满足: $K_0 = 5.315 > 1.200$

(三) 地基应力及偏心距验算

基础类型为换填土式, 验算墙底偏心距及压应力

作用于基础底的总竖向力 = 167.698(kN) 作用于墙趾下点的总弯矩=312.702(kN-m)

基础底面宽度 $B = 3.750(\text{m})$ 偏心距 $e = 0.010(\text{m})$

基础底面合力作用点距离基础趾点的距离 $Z_n = 1.865(\text{m})$

基底压应力: 趾部=45.458 踵部=43.981(kPa)

最大应力与最小应力之比 = 45.458 / 43.981 = 1.034

作用于基底的合力偏心距验算满足: $e=0.010 \leq 0.200 \times 3.750 = 0.750 \text{ (m)}$

墙趾处地基承载力验算满足: 压应力 $=45.458 \leq 180.000 \text{ (kPa)}$

墙踵处地基承载力验算满足: 压应力 $=43.981 \leq 195.000 \text{ (kPa)}$

地基平均承载力验算满足: 压应力 $=44.719 \leq 150.000 \text{ (kPa)}$

换填土基础下地基承载力验算满足: 扩散后压应力 $=45.341 \leq 125.000 \text{ (kPa)}$

(四) 基础强度验算

基础为换填土基础, 不作强度验算

(五) 墙底截面强度验算

验算截面以上地震力 $=7.570 \text{ (kN)}$ 作用点距墙顶高度 $=2.180 \text{ (m)}$

验算截面以上, 墙身截面积 $= 6.582 \text{ (m}^2\text{)}$ 重量 $= 151.398 \text{ (kN)}$

相对于验算截面外边缘, 墙身重力的力臂 $Z_w = 2.205 \text{ (m)}$

相对于验算截面外边缘, E_y 的力臂 $Z_x = 3.150 \text{ (m)}$

相对于验算截面外边缘, E_x 的力臂 $Z_y = 1.209 \text{ (m)}$

[容许应力法]:

法向应力检算:

作用于验算截面的总竖向力 $= 167.698 \text{ (kN)}$ 作用于墙趾下点的总弯矩 $=312.702 \text{ (kN-m)}$

相对于验算截面外边缘, 合力作用力臂 $Z_n = 1.865 \text{ (m)}$

截面宽度 $B = 3.750 \text{ (m)}$ 偏心距 $e_1 = 0.010 \text{ (m)}$

截面上偏心距验算满足: $e_1= 0.010 \leq 0.400 \times 3.750 = 1.500 \text{ (m)}$

截面上压应力: 面坡 $=45.458$ 背坡 $=43.981 \text{ (kPa)}$

压应力验算满足: 计算值 $= 45.458 \leq 3150.000 \text{ (kPa)}$

切向应力检算:

剪应力验算满足: 计算值 $= -2.083 \leq 110.000 \text{ (kPa)}$

(六) 台顶截面强度验算

[土压力计算] 计算高度为 2.900 (m) 处的库仑主动土压力

按实际墙背计算得到:

第1破裂角: 40.320 (度)

$E_a=38.693 \text{ (kN)}$ $E_x=36.902 \text{ (kN)}$ $E_y=11.635 \text{ (kN)}$ 作用点高度 $Z_y=0.992 \text{ (m)}$

[强度验算]

验算截面以上地震力 $=5.086 \text{ (kN)}$ 作用点距墙顶高度 $=1.680 \text{ (m)}$

验算截面以上, 墙身截面积 $= 4.423 \text{ (m}^2\text{)}$ 重量 $= 101.718 \text{ (kN)}$

相对于验算截面外边缘, 墙身重力的力臂 $Z_w = 1.430 \text{ (m)}$

相对于验算截面外边缘, E_y 的力臂 $Z_x = 2.250 \text{ (m)}$

相对于验算截面外边缘, E_x 的力臂 $Z_y = 0.992 \text{ (m)}$

[容许应力法]:

法向应力检算:

作用于验算截面的总竖向力 = 113.353 (kN) 作用于墙趾下点的总弯矩=128.823 (kN-m)

相对于验算截面外边缘, 合力作用力臂 $Z_n = 1.136$ (m)

截面宽度 $B = 2.250$ (m) 偏心距 $e_1 = -0.011$ (m)

截面上偏心距验算满足: $e_1 = -0.011 < 0.400 \times 2.250 = 0.900$ (m)

截面上压应力: 面坡=48.836 背坡=51.922 (kPa)

压应力验算满足: 计算值= 51.922 < 3150.000 (kPa)

切向应力检算:

剪应力验算满足: 计算值= -1.490 < 110.000 (kPa)

=====

各组合最不利结果

=====

(一) 滑移验算

安全系数最不利为: 组合2(地震情况)

抗滑力 = 67.079 (kN), 滑移力 = 59.268 (kN)。

滑移验算满足: $K_c = 1.132 > 1.100$

(二) 倾覆验算

安全系数最不利为: 组合2(地震情况)

抗倾覆力矩 = 385.177 (kN-M), 倾覆力矩 = 72.476 (kN-m)。

倾覆验算满足: $K_0 = 5.315 > 1.200$

(三) 地基验算

作用于基底的合力偏心距验算最不利为: 组合2(地震情况)

作用于基底的合力偏心距验算满足: $e=0.010 < 0.200 \times 3.750 = 0.750$ (m)

墙趾处地基承载力验算最不利为: 组合1(一般情况)

墙趾处地基承载力验算满足: 压应力=37.590 < 144.000 (kPa)

墙踵处地基承载力验算最不利为: 组合1(一般情况)

墙踵处地基承载力验算满足: 压应力=50.594 < 156.000 (kPa)

地基平均承载力验算最不利为: 组合1(一般情况)

地基平均承载力验算满足: 压应力=44.092 < 120.000 (kPa)

换填土基础下地基承载力验算最不利为：组合1(一般情况)

换填土基础下地基承载力验算满足：扩散后压应力=44.958 $\leq$ 120.000 (kPa)

(四) 基础验算

不做强度计算。

(五) 墙底截面强度验算

[容许应力法]：

截面上偏心距验算最不利为：组合1(一般情况)

截面上偏心距验算满足： $e_1 = -0.092 \leq 0.300 \times 3.750 = 1.125$ (m)

压应力验算最不利为：组合1(一般情况)

压应力验算满足：计算值= 50.594 $\leq$ 2100.000 (kPa)

拉应力验算最不利为：组合1(一般情况)

拉应力验算满足：计算值= 0.000 $\leq$ 280.000 (kPa)

剪应力验算最不利为：组合2(地震情况)

剪应力验算满足：计算值= -2.083 $\leq$ 110.000 (kPa)

(六) 台顶截面强度验算

[容许应力法]：

截面上偏心距验算最不利为：组合1(一般情况)

截面上偏心距验算满足： $e_1 = -0.105 \leq 0.300 \times 2.250 = 0.675$ (m)

压应力验算最不利为：组合1(一般情况)

压应力验算满足：计算值= 63.447 $\leq$ 2100.000 (kPa)

拉应力验算最不利为：组合1(一般情况)

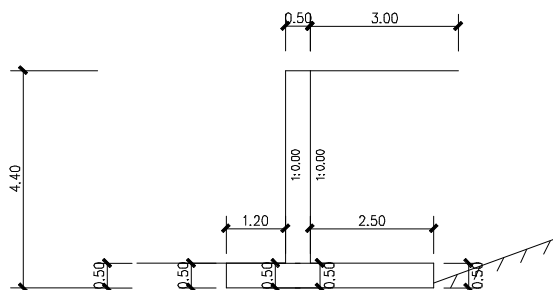
拉应力验算满足：计算值= 0.000 $\leq$ 280.000 (kPa)

剪应力验算最不利为：组合2(地震情况)

剪应力验算满足：计算值= -1.490 $\leq$ 110.000 (kPa)

5.8 泵站出水池稳定计算

原始条件:



墙身尺寸:

墙身高: 4.400(m)
墙顶宽: 0.500(m)
面坡倾斜坡度: 1: 0.000
背坡倾斜坡度: 1: 0.000
墙趾悬挑长DL: 1.200(m)
墙趾跟部高DH: 0.500(m)
墙趾端部高DH0: 0.500(m)
墙踵悬挑长DL1: 2.500(m)
墙踵跟部高DH1: 0.500(m)
墙踵端部高DH2: 0.500(m)
加腋类型: 不加腋
钢筋合力点到外皮距离: 50(mm)
墙趾埋深: 0.500(m)

物理参数:

混凝土墙体容重: 25.000(kN/m³)
混凝土强度等级: C30
纵筋级别: HRB400
抗剪腹筋级别: HRB335
裂缝计算钢筋直径: 20(mm)

挡土墙类型: 抗震区挡土墙
墙后填土内摩擦角: 35.000(度)
墙后填土粘聚力: 0.000(kPa)
墙后填土容重: 19.000(kN/m³)
墙背与墙后填土摩擦角: 17.500(度)
地基土容重: 18.000(kN/m³)
修正后地基承载力特征值: 120.000(kPa)
地基承载力特征值提高系数:
墙趾值提高系数: 1.200
墙踵值提高系数: 1.300
平均值提高系数: 1.000
地震作用墙趾值提高系数: 1.500
地震作用墙踵值提高系数: 1.625
地震作用平均值提高系数: 1.250
墙底摩擦系数: 0.300

地基土类型：土质地基
 地基土内摩擦角：30.000(度)
 地震烈度：设计烈度8度
 水上地震角：3.00
 水下地震角：5.00
 水平地震系数：0.20
 重要性修正系数：1.00
 综合影响系数：0.25
 水平地震作用沿竖向分布形式：梯形
 抗震基底容许偏心距： $B/5$
 地震力调整系数：1.000
 土压力计算方法：库仑

坡线土柱：

坡面线段数：1

折线序号	水平投影长(m)	竖向投影长(m)	换算土柱数
1	3.000	0.000	0

地面横坡角度：20.000(度)
 填土对横坡面的摩擦角：35.000(度)
 墙顶标高：0.000(m)

钢筋混凝土配筋计算依据：《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2010)

注意：墙身内力配筋计算时,各种作用力采用的分项(安全)系数为：

重力不利时 = 1.200
 重力有利时 = 1.000
 主动土压力 = 1.200
 静水压力 = 1.200
 扬压力 = 1.200
 地震力 = 1.000

第 1 种情况：一般情况

[土压力计算] 计算高度为 4.400(m) 处的库仑主动土压力

按假想墙背计算得到：

第1破裂角：27.566(度)

$E_a=115.934(kN)$ $E_x=49.720(kN)$ $E_y=104.731(kN)$ 作用点高度 $Z_y=1.467(m)$

因为俯斜墙背，需判断第二破裂面是否存在，计算后发现第二破裂面存在：

第2破裂角=27.497(度) 第1破裂角=27.496(度)

$E_a=107.926(kN)$ $E_x=49.840(kN)$ $E_y=95.729(kN)$ 作用点高度 $Z_y=1.467(m)$

墙身截面积 = 4.050(m²) 重量 = 101.250 (kN)

整个墙踵上的土重(不包括超载) = 90.757(kN) 重心坐标(1.253, -2.489)(相对于墙面坡上角点)

(一) 滑动稳定性验算

基底摩擦系数 = 0.300

滑移力= 49.840(kN) 抗滑力= 86.321(kN)

滑移验算满足： $K_c = 1.732 > 1.300$

(二) 倾覆稳定性验算

相对于墙趾点，墙身重力的力臂 $Z_w = 1.787 (m)$

相对于墙趾点，墙踵上土重的力臂 $Z_{w1} = 2.453 (m)$

相对于墙趾点， E_y 的力臂 $Z_x = 3.437 (m)$

相对于墙趾点， E_x 的力臂 $Z_y = 1.467 (m)$

验算挡土墙绕墙趾的倾覆稳定性

倾覆力矩= 73.099 (kN-m) 抗倾覆力矩= 732.510 (kN-m)

倾覆验算满足: $K_0 = 10.021 > 1.500$

(三) 地基应力及偏心距验算

基础为天然地基, 验算墙底偏心距及压应力

作用于基础底的总竖向力 = 287.736 (kN) 作用于墙趾下点的总弯矩=659.410 (kN-m)

基础底面宽度 $B = 4.200$ (m) 偏心距 $e = -0.192$ (m)

基础底面合力作用点距离基础趾点的距离 $Z_n = 2.292$ (m)

基底压应力: 趾部=49.745 踵部=87.272 (kPa)

最大应力与最小应力之比 = $87.272 / 49.745 = 1.754$

作用于基底的合力偏心距验算满足: $e = -0.192 \leq 0.250 \times 4.200 = 1.050$ (m)

墙趾处地基承载力验算满足: 压应力=49.745 ≤ 144.000 (kPa)

墙踵处地基承载力验算满足: 压应力=87.272 ≤ 156.000 (kPa)

地基平均承载力验算满足: 压应力=68.509 ≤ 120.000 (kPa)

(四) 墙趾板强度计算

标准值:

作用于基础底的总竖向力 = 287.736 (kN) 作用于墙趾下点的总弯矩=659.410 (kN-m)

基础底面宽度 $B = 4.200$ (m) 偏心距 $e = -0.192$ (m)

基础底面合力作用点距离趾点的距离 $Z_n = 2.292$ (m)

基础底压应力: 趾点=49.745 踵点=87.272 (kPa)

设计值:

作用于基础底的总竖向力 = 345.283 (kN) 作用于墙趾下点的总弯矩=791.292 (kN-m)

基础底面宽度 $B = 4.200$ (m) 偏心距 $e = -0.192$ (m)

基础底面合力作用点距离趾点的距离 $Z_n = 2.292$ (m)

基础底压应力: 趾点=59.694 踵点=104.726 (kPa)

[趾板根部]

截面高度: $H' = 0.500$ (m)

截面弯矩: $M = 37.068$ (kN-m)

抗弯拉钢筋构造配筋: 配筋率 $U_s = 0.05\% < U_{s_min} = 0.20\%$

抗弯受拉筋: $A_s = 1000$ (mm²)

截面剪力: $Q = 64.353$ (kN)

截面抗剪验算满足, 不需要配抗剪腹筋

截面弯矩: M (标准值) = 29.390 (kN-m)

最大裂缝宽度: $\sigma_{max} = 0.034$ (mm)。

(五) 墙踵板强度计算

标准值:

作用于基础底的总竖向力 = 287.736 (kN) 作用于墙趾下点的总弯矩=659.410 (kN-m)

基础底面宽度 $B = 4.200$ (m) 偏心距 $e = -0.192$ (m)

基础底面合力作用点距离趾点的距离 $Z_n = 2.292$ (m)

基础底压应力: 趾点=49.745 踵点=87.272 (kPa)

设计值:

作用于基础底的总竖向力 = 345.283 (kN) 作用于墙趾下点的总弯矩=791.292 (kN-m)

基础底面宽度 $B = 4.200$ (m) 偏心距 $e = -0.192$ (m)

基础底面合力作用点距离趾点的距离 $Z_n = 2.292$ (m)

基础底压应力：趾点=59.694 踵点=104.726(kPa)

[踵板根部]

截面高度： $H' = 0.500$ (m)

截面弯矩： $M = 20.947$ (kN-m)

抗弯拉筋构造配筋：配筋率 $U_s=0.03\%$ < $U_{s_min}=0.20\%$

抗弯受拉筋： $A_s = 1000$ (mm²)

截面剪力： $Q = 32.973$ (kN)

截面抗剪验算满足，不需要配抗剪腹筋

截面弯矩： $M(\text{标准值}) = 17.455$ (kN-m)

最大裂缝宽度： $\alpha_{\max} = 0.020$ (mm)。

(六) 立墙截面强度验算

[距离墙顶 0.975(m)处]

截面高度 $H' = 0.500$ (m)

截面剪力 $Q = 2.937$ (kN)

截面弯矩 $M = 0.954$ (kN-m)

截面弯矩 $M(\text{标准值}) = 0.795$ (kN-m)

抗弯拉筋构造配筋：配筋率 $U_s=0.00\%$ < $U_{s_min}=0.20\%$

抗弯受拉筋： $A_s = 1000$ (mm²)

截面抗剪验算满足，不需要配抗剪腹筋

最大裂缝宽度： $\alpha_{\max} = 0.001$ (mm)。

[距离墙顶 1.950(m)处]

截面高度 $H' = 0.500$ (m)

截面剪力 $Q = 11.747$ (kN)

截面弯矩 $M = 7.636$ (kN-m)

截面弯矩 $M(\text{标准值}) = 6.363$ (kN-m)

抗弯拉筋构造配筋：配筋率 $U_s=0.01\%$ < $U_{s_min}=0.20\%$

抗弯受拉筋： $A_s = 1000$ (mm²)

截面抗剪验算满足，不需要配抗剪腹筋

最大裂缝宽度： $\alpha_{\max} = 0.007$ (mm)。

[距离墙顶 2.925(m)处]

截面高度 $H' = 0.500$ (m)

截面剪力 $Q = 26.431$ (kN)

截面弯矩 $M = 25.770$ (kN-m)

截面弯矩 $M(\text{标准值}) = 21.475$ (kN-m)

抗弯拉筋构造配筋：配筋率 $U_s=0.03\%$ < $U_{s_min}=0.20\%$

抗弯受拉筋： $A_s = 1000$ (mm²)

截面抗剪验算满足，不需要配抗剪腹筋

最大裂缝宽度： $\alpha_{\max} = 0.025$ (mm)。

[距离墙顶 3.900(m)处]

截面高度 $H' = 0.500$ (m)

截面剪力 $Q = 46.988$ (kN)

截面弯矩 $M = 61.084$ (kN-m)

截面弯矩 $M(\text{标准值}) = 50.904$ (kN-m)

抗弯拉筋构造配筋：配筋率 $U_s=0.08\%$ < $U_{s_min}=0.20\%$

抗弯受拉筋： $A_s = 1000$ (mm²)

截面抗剪验算满足，不需要配抗剪腹筋

最大裂缝宽度： $\alpha_{\max} = 0.058$ (mm)。

=====

第 2 种情况：地震情况

[土压力计算] 计算高度为 4.400(m)处的库仑主动土压力

按假想墙背计算得到：

第1破裂角： 32.060 (度)

$E_a=128.817$ (kN) $E_x=55.245$ (kN) $E_y=116.369$ (kN) 作用点高度 $Z_y=1.467$ (m)

因为俯斜墙背，需判断第二破裂面是否存在，计算后发现第二破裂面存在：

第2破裂角=27.710(度) 第1破裂角=31.822(度)

$E_a=120.703$ (kN) $E_x=55.342$ (kN) $E_y=107.268$ (kN) 作用点高度 $Z_y=1.467$ (m)

墙身截面积 = 4.050 (m²) 重量 = 101.250 (kN)

整个墙踵上的土重(不包括超载) = 89.897 (kN) 重心坐标(1.251, -2.499) (相对于墙面坡上角点)

全墙地震力=9.557 (kN) 作用点距墙顶高度=2.812 (m)

(一) 滑动稳定性验算

基底摩擦系数 = 0.300

滑移力= 64.900 (kN) 抗滑力= 89.525 (kN)

滑移验算满足: $K_c = 1.379 > 1.100$

(二) 倾覆稳定性验算

相对于墙趾点，墙身重力的力臂 $Z_w = 1.787$ (m)

相对于墙趾点，墙踵上土重的力臂 $Z_{w1} = 2.451$ (m)

相对于墙趾点， E_y 的力臂 $Z_x = 3.430$ (m)

相对于墙趾点， E_x 的力臂 $Z_y = 1.467$ (m)

验算挡土墙绕墙趾的倾覆稳定性

倾覆力矩= 96.343 (kN-m) 抗倾覆力矩= 769.143 (kN-m)

倾覆验算满足: $K_0 = 7.983 > 1.200$

(三) 地基应力及偏心距验算

基础为天然地基，验算墙底偏心距及压应力

作用于基础底的总竖向力 = 298.416 (kN) 作用于墙趾下点的总弯矩=672.801 (kN-m)

基础底面宽度 $B = 4.200$ (m) 偏心距 $e = -0.155$ (m)

基础底面合力作用点距离基础趾点的距离 $Z_n = 2.255$ (m)

基底压应力: 趾部=55.362 踵部=86.741 (kPa)

最大应力与最小应力之比 = $86.741 / 55.362 = 1.567$

作用于基底的合力偏心距验算满足: $e=-0.155 \leq 0.200 \times 4.200 = 0.840$ (m)

墙趾处地基承载力验算满足: 压应力=55.362 ≤ 180.000 (kPa)

墙踵处地基承载力验算满足: 压应力=86.741 ≤ 195.000 (kPa)

地基平均承载力验算满足: 压应力=71.051 ≤ 150.000 (kPa)

(四) 墙趾板强度计算

标准值:

作用于基础底的总竖向力 = 298.416 (kN) 作用于墙趾下点的总弯矩=672.801 (kN-m)

基础底面宽度 $B = 4.200$ (m) 偏心距 $e = -0.155$ (m)

基础底面合力作用点距离趾点的距离 $Z_n = 2.255$ (m)

基础底压应力: 趾点=55.362 踵点=86.741 (kPa)

设计值:

作用于基础底的总竖向力 = 358.099 (kN) 作用于墙趾下点的总弯矩=810.396 (kN-m)

基础底面宽度 $B = 4.200$ (m) 偏心距 $e = -0.163$ (m)

基础底面合力作用点距离趾点的距离 $Z_n = 2.263$ (m)

基础底压应力: 趾点=65.402 踵点=105.122 (kPa)

[趾板根部]

截面高度: $H' = 0.500$ (m)

截面弯矩: $M = 40.813$ (kN-m)

抗弯拉筋构造配筋: 配筋率 $U_s=0.05\%$ < $U_{s_min}=0.20\%$

抗弯受拉筋: $A_s = 1000\text{ (mm}^2\text{)}$

截面剪力: $Q = 70.291\text{ (kN)}$

截面抗剪验算满足, 不需要配抗剪腹筋

截面弯矩: $M(\text{标准值}) = 33.012\text{ (kN-m)}$

最大裂缝宽度: 铰 $\max = 0.038\text{ (mm)}$ 。

(五) 墙踵板强度计算

标准值:

作用于基础底的总竖向力 = 298.416 (kN) 作用于墙趾下点的总弯矩=672.801 (kN-m)

基础底面宽度 $B = 4.200\text{ (m)}$ 偏心距 $e = -0.155\text{ (m)}$

基础底面合力作用点距离趾点的距离 $Z_n = 2.255\text{ (m)}$

基础底压应力: 趾点=55.362 踵点=86.741 (kPa)

设计值:

作用于基础底的总竖向力 = 358.099 (kN) 作用于墙趾下点的总弯矩=810.396 (kN-m)

基础底面宽度 $B = 4.200\text{ (m)}$ 偏心距 $e = -0.163\text{ (m)}$

基础底面合力作用点距离趾点的距离 $Z_n = 2.263\text{ (m)}$

基础底压应力: 趾点=65.402 踵点=105.122 (kPa)

[踵板根部]

截面高度: $H' = 0.500\text{ (m)}$

截面弯矩: $M = 38.518\text{ (kN-m)}$

抗弯拉筋构造配筋: 配筋率 $U_s=0.05\%$ < $U_{s_min}=0.20\%$

抗弯受拉筋: $A_s = 1000\text{ (mm}^2\text{)}$

截面剪力: $Q = 40.848\text{ (kN)}$

截面抗剪验算满足, 不需要配抗剪腹筋

截面弯矩: $M(\text{标准值}) = 33.720\text{ (kN-m)}$

最大裂缝宽度: 铰 $\max = 0.039\text{ (mm)}$ 。

(六) 立墙截面强度验算

[距离墙顶 0.975 (m) 处]

验算截面以上地震力=0.609 (kN) 作用点距墙顶高度=0.488 (m)

截面高度 $H' = 0.500\text{ (m)}$

截面剪力 $Q = 3.870\text{ (kN)}$

截面弯矩 $M = 1.357\text{ (kN-m)}$

截面弯矩 $M(\text{标准值}) = 1.180\text{ (kN-m)}$

抗弯拉筋构造配筋: 配筋率 $U_s=0.00\%$ < $U_{s_min}=0.20\%$

抗弯受拉筋: $A_s = 1000\text{ (mm}^2\text{)}$

截面抗剪验算满足, 不需要配抗剪腹筋

最大裂缝宽度: 铰 $\max = 0.001\text{ (mm)}$ 。

[距离墙顶 1.950 (m) 处]

验算截面以上地震力=1.219 (kN) 作用点距墙顶高度=0.975 (m)

截面高度 $H' = 0.500\text{ (m)}$

截面剪力 $Q = 14.262\text{ (kN)}$

截面弯矩 $M = 9.667\text{ (kN-m)}$

截面弯矩 $M(\text{标准值}) = 8.254\text{ (kN-m)}$

抗弯拉筋构造配筋: 配筋率 $U_s=0.01\%$ < $U_{s_min}=0.20\%$

抗弯受拉筋: $A_s = 1000\text{ (mm}^2\text{)}$

截面抗剪验算满足, 不需要配抗剪腹筋

最大裂缝宽度: 铰 $\max = 0.009\text{ (mm)}$ 。

[距离墙顶 2.925 (m) 处]

验算截面以上地震力=1.828 (kN) 作用点距墙顶高度=1.463 (m)

截面高度 $H' = 0.500\text{ (m)}$

截面剪力 $Q = 31.176\text{ (kN)}$

截面弯矩 $M = 31.288\text{ (kN-m)}$

截面弯矩 $M(\text{标准值}) = 26.519\text{ (kN-m)}$

抗弯拉筋构造配筋: 配筋率 $U_s=0.04\%$ < $U_{s_min}=0.20\%$

抗弯受拉筋: $A_s = 1000(\text{mm}^2)$

截面抗剪验算满足, 不需要配抗剪腹筋

最大裂缝宽度: $\omega_{\max} = 0.030(\text{mm})$ 。

[距离墙顶 3.900(m)处]

验算截面以上地震力 $=2.438(\text{kN})$ 作用点距墙顶高度 $=1.950(\text{m})$

截面高度 $H' = 0.500(\text{m})$

截面剪力 $Q = 54.612(\text{kN})$

截面弯矩 $M = 72.580(\text{kN}\cdot\text{m})$

截面弯矩 $M(\text{标准值}) = 61.276(\text{kN}\cdot\text{m})$

抗弯拉筋构造配筋: 配筋率 $U_s=0.09\%$ < $U_{s_min}=0.20\%$

抗弯受拉筋: $A_s = 1000(\text{mm}^2)$

截面抗剪验算满足, 不需要配抗剪腹筋

最大裂缝宽度: $\omega_{\max} = 0.093(\text{mm})$ 。

=====

各组合最不利结果

=====

(一) 滑移验算

安全系数最不利为: 组合2(地震情况)

抗滑力 $= 89.525(\text{kN})$, 滑移力 $= 64.900(\text{kN})$ 。

滑移验算满足: $K_c = 1.379 > 1.100$

(二) 倾覆验算

安全系数最不利为: 组合2(地震情况)

抗倾覆力矩 $= 769.143(\text{kN}\cdot\text{M})$, 倾覆力矩 $= 96.343(\text{kN}\cdot\text{m})$ 。

倾覆验算满足: $K_0 = 7.983 > 1.200$

(三) 地基验算

作用于基底的合力偏心距验算最不利为: 组合2(地震情况)

作用于基底的合力偏心距验算满足: $e=0.155 \leq 0.200 \times 4.200 = 0.840(\text{m})$

墙趾处地基承载力验算最不利为: 组合1(一般情况)

墙趾处地基承载力验算满足: 压应力 $=49.745 \leq 144.000(\text{kPa})$

墙踵处地基承载力验算最不利为: 组合1(一般情况)

墙踵处地基承载力验算满足: 压应力 $=87.272 \leq 156.000(\text{kPa})$

地基平均承载力验算最不利为: 组合1(一般情况)

地基平均承载力验算满足: 压应力 $=68.509 \leq 120.000(\text{kPa})$

(四) 墙趾板强度计算

[趾板根部]

截面高度: $H' = 0.500(\text{m})$

抗弯配筋面积最大值结果: 组合1(一般情况)

截面弯矩: $M = 37.068(\text{kN}\cdot\text{m})$

配筋面积: $A_s = 1000(\text{mm}^2)$

抗剪配筋面积最大值结果: 组合1(一般情况)

截面剪力: $Q = 64.353(\text{kN})$

配筋面积: $A_v = 1144.000(\text{mm}^2/\text{m})$

裂缝计算最不利结果: 组合2(地震情况)

裂缝宽度: $w = 0.038(\text{mm})$

(五) 墙踵板强度计算

[踵板根部]

截面高度: $H' = 0.500(\text{m})$
抗弯配筋面积最大值结果: 组合1(一般情况)
截面弯矩: $M = 20.947(\text{kN}\cdot\text{m})$
配筋面积: $A_s = 1000(\text{mm}^2)$
抗剪配筋面积最大值结果: 组合1(一般情况)
截面剪力: $Q = 32.973(\text{kN})$
配筋面积: $A_v = 1144.000(\text{mm}^2/\text{m})$
裂缝计算最不利结果: 组合2(地震情况)
裂缝宽度: $w = 0.039(\text{mm})$

(六) 立墙截面强度验算

[距离墙顶 $0.975(\text{m})$ 处]

截面高度 $H' = 0.500(\text{m})$
抗弯配筋面积最大值结果: 组合1(一般情况)
截面弯矩: $M = 0.954(\text{kN}\cdot\text{m})$
配筋面积: $A_s = 1000(\text{mm}^2)$
抗剪配筋面积最大值结果: 组合1(一般情况)
截面剪力: $Q = 2.937(\text{kN})$
配筋面积: $A_v = 1144.000(\text{mm}^2/\text{m})$
裂缝计算最不利结果: 组合2(地震情况)
裂缝宽度: $w = 0.001(\text{mm})$

[距离墙顶 $1.950(\text{m})$ 处]

截面高度 $H' = 0.500(\text{m})$
抗弯配筋面积最大值结果: 组合1(一般情况)
截面弯矩: $M = 7.636(\text{kN}\cdot\text{m})$
配筋面积: $A_s = 1000(\text{mm}^2)$
抗剪配筋面积最大值结果: 组合1(一般情况)
截面剪力: $Q = 11.747(\text{kN})$
配筋面积: $A_v = 1144.000(\text{mm}^2/\text{m})$
裂缝计算最不利结果: 组合2(地震情况)
裂缝宽度: $w = 0.009(\text{mm})$

[距离墙顶 $2.925(\text{m})$ 处]

截面高度 $H' = 0.500(\text{m})$
抗弯配筋面积最大值结果: 组合1(一般情况)
截面弯矩: $M = 25.770(\text{kN}\cdot\text{m})$
配筋面积: $A_s = 1000(\text{mm}^2)$
抗剪配筋面积最大值结果: 组合1(一般情况)
截面剪力: $Q = 26.431(\text{kN})$
配筋面积: $A_v = 1144.000(\text{mm}^2/\text{m})$
裂缝计算最不利结果: 组合2(地震情况)
裂缝宽度: $w = 0.030(\text{mm})$

[距离墙顶 $3.900(\text{m})$ 处]

截面高度 $H' = 0.500(\text{m})$
抗弯配筋面积最大值结果: 组合1(一般情况)
截面弯矩: $M = 61.084(\text{kN}\cdot\text{m})$
配筋面积: $A_s = 1000(\text{mm}^2)$
抗剪配筋面积最大值结果: 组合1(一般情况)
截面剪力: $Q = 46.988(\text{kN})$
配筋面积: $A_v = 1144.000(\text{mm}^2/\text{m})$
裂缝计算最不利结果: 组合2(地震情况)
裂缝宽度: $w = 0.093(\text{mm})$

6 机电及金属结构

6.1 水泵机组的选型及布置

6.1.1 水泵型号的选择

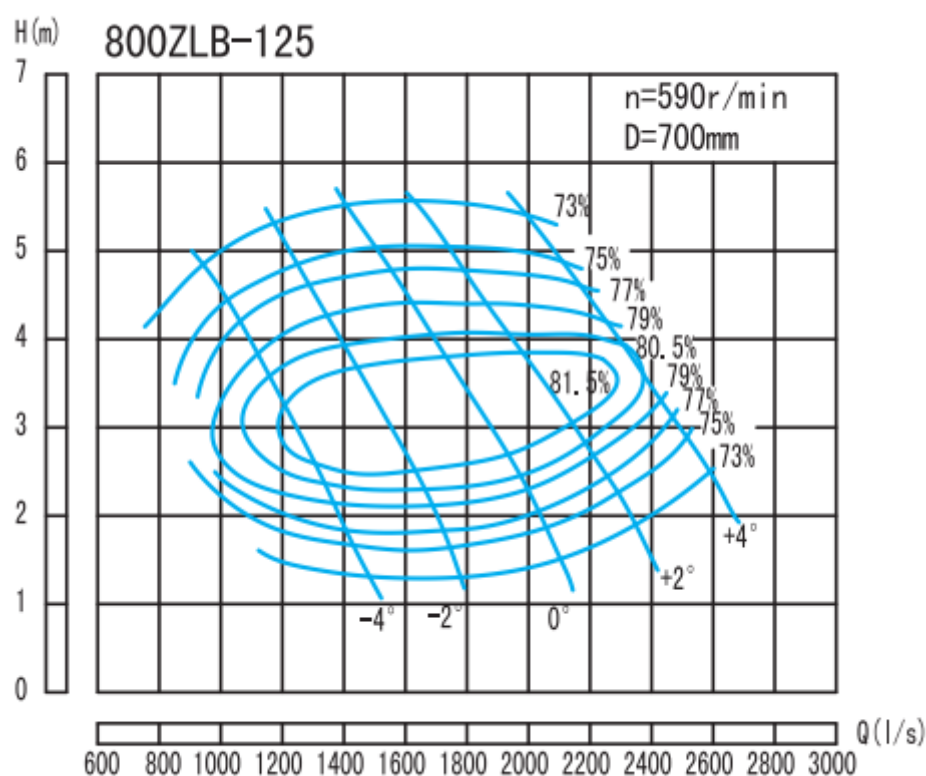
根据提水泵站的扬程和流量的要求（ $H_{\text{设}}=1.86\text{m}$ 、 $Q_{\text{设}}=1.6\text{m}^3/\text{s}$ ），有如下二种水泵可供选择，见表 6-1：

表 6-1 水泵型号及技术参数表

水泵型号	800ZLB-125 型立式轴流泵	800ZQ-125 潜水轴流泵
技 术 参 数 表	$Q=1.19\text{ m}^3/\text{s}\sim 1.77\text{ m}^3/\text{s}$	$Q=1.26\text{ m}^3/\text{s}\sim 1.73\text{ m}^3/\text{s}$
	$H=5.05\text{m}\sim 1.44\text{m}$	$H=5.1\text{m}\sim 2.11\text{m}$
	$N_{\text{轴}}=55\text{kW}$	$N_{\text{轴}}=55\text{kW}$
	$N_{\text{配}}=55\text{kW}$	$N_{\text{配}}=55\text{kW}$
	$n=590\text{r}/\text{min}$	$n=590\text{r}/\text{min}$
	$\eta=79\%$	$\eta=77\%$
	$D_{\text{进}}=700\text{mm}$	$D_{\text{进}}=750\text{mm}$
	配套电动机 Y355L-12	

由上表可知，二种型号，扬程（H）、流量（Q）都能满足灌溉要求，但 800ZLB-125 型立式轴流泵在轴功率和效率上比 800QZ-160 潜水轴流泵优，所以本次设计选择 800ZLB-125 型立式轴流泵。

800 ZLB -125 型水泵的工作性能曲线如下图：



800ZLB-125 性能参数表 PERFORMANCE DATA

叶 片 安放角 Angle	流 量 Q Capacity		扬程 H Head (m)	转速 n Speed (r/min)	功 率 Power (kW)		效率 η Efficiency (%)	叶 轮 直 径 Impeller diameter (mm)
	(m^3/h)	(l/s)			轴功率 Shaft Power	配用功率 Motor Power		
-4°	5117	1422	1.49	590	27.7	65	74.7	700
	4615	1282	2.73		41.2		83.2	
	3387	941	4.51		55.6		74.7	
-2°	6364	1768	1.44		33.4	90	74.7	
	5713	1587	2.83		52.7		83.6	
	4280	1189	5.05		78.7		74.7	
0°	7443	2068	1.71		46.5	115	74.7	
	6736	1871	3.08		67.3		84.0	
	5117	1422	5.23		97.5		74.7	
$+2^\circ$	8281	2300	1.94		58.5	132	74.7	
	7481	2078	3.23		78.6		83.6	
	5955	1654	5.23		113.5		74.7	
$+4^\circ$	9025	2507	2.52		83.0	155	74.7	
	8486	2357	3.79		106.1		82.4	
	7220	2006	5.09		134.0		74.7	

6.1.2 主要技术参数

1、水泵最大轴功率计算

水泵采用半调节水泵，最大轴功率计算采用水泵运行范围内的最大功率工况点参数进行计算。取水泵叶片角度 -2° ，设计扬程为 1.86m 的工况进行计算，查 800 ZLB -125 型水泵的工作性能曲线，可计算出轴功率：

$$N = 9.81HQ/\eta$$

式中：

N——水泵轴功率（kW）；

H、 Q——水泵最大轴功率时的总扬程（m）、流量（ m^3/s ）；

η ——水泵的效率，取 0.79。

按设计(扬程 1.86m, 流量 $1.6 \text{ m}^3/\text{s}$)工况进行计算水泵轴功率为 36.9kW。

2、配套电动机

电机功率按水泵运行可能出现的最大功率选配，并留有一定的功率储备，根据《泵站设计规范》（GB 50265-2010）规定，功率储备系数宜为 1.10～1.05，本工程储备系数取 1.1，计算的主泵电机功率为：

$$P = NK\eta_c = 36.9 \times 1.1 \times 1 = 40.6\text{KW}$$

式中：K——储备系数；

η_c ——传动效率，与电动机直接连接时， $\eta_c=1.0$ 。

根据电动机功率划分配套电动机型号 Y355L—12，额定功率:55KW，额定电压:0.38kV。

3、装置性能分析

根据《泵站设计规范》规定，轴流泵站净扬程低于 3m 的泵站，其装置效率不宜小于 60%，电动机效率取 0.90，本阶段设计所选的 800ZLB-125 型立式轴流泵组设计工况下的装置效率为 71.1%，符合规范要求。

6.2 电气设计

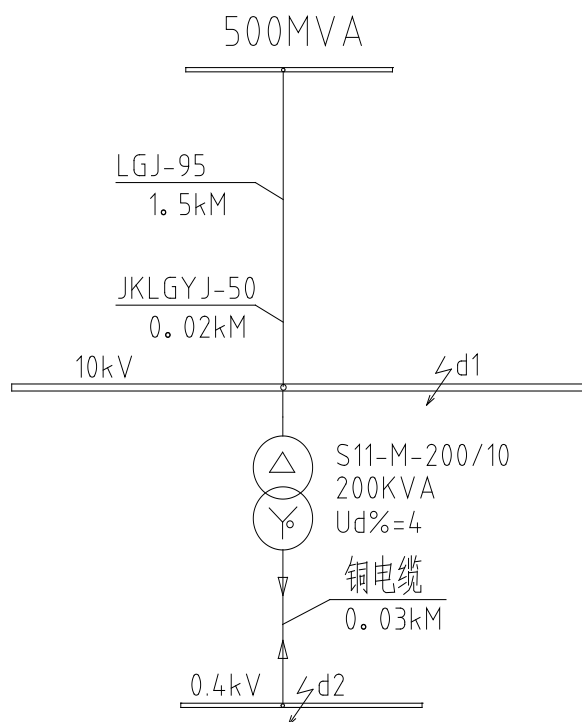
6.2.1.接入电力系统的方式

前埔涵提水电站的供电电源引自澄海隆都 110kV 变电站 10kV 侧。本站的 10kV 供电支线（架空线）从附近的 10kV 供电干线 T 接，供电支线(长 40m)采用一回 10kV 架空输电线路(导线 JKLGYYJ-50 型)送电至本工程的变压器(S11-M-200/10,200kVA,10/0.4kV)，由变压器 0.4kV 侧馈电给 2 台 55kW 水泵电动机用电及厂用电。

前埔涵提水电站由 1 台 S11-M-200/10(200kVA, 10/0.4kV)型变压器供电，变压器 10kV 侧通过一回 10kV 架空输电线路(导线 JKLGYYJ-50 型)接入澄海隆都 110kV 变电站 10kV 干线，0.4kV 侧接入低压进线屏中的隔离开关，通过 0.4kV 母线馈电给 2 台 55kW 水泵电动机组用电及厂用电。每台水泵电动机组配置 1 套自耦降压起动设备，一对一启动，以改善电动机的起动性能。同时采用一组静电电容器对无功功率进行补偿,补偿后功率因数达到 0.9 以上（但不超过 0.93）。电站的用电计量采用在变压器低压侧计量。具体见图“电气主接线图”。

6.2.2 短路电流计算

最大运行方式下,系统容量为 500MVA,10kV 架空线路长度为 500m,计算过程用标么值,基准容量用 100MVA,基准电压为平均额定电压。其电气接线图如下所示:



各元件计算参数如下：

系统阻抗

$$X_{X*} = 100/500 = 0.2$$

10kV 架空线路 LGJ-95

$$X_{L1*} = 0.34 \times 1.5 \times 100/10.5^2 = 0.4626$$

10kV 架空线路 KJLGYJ-50

$$X_{L1*} = 0.36 \times 0.02 \times 100/10.5^2 = 0.0065$$

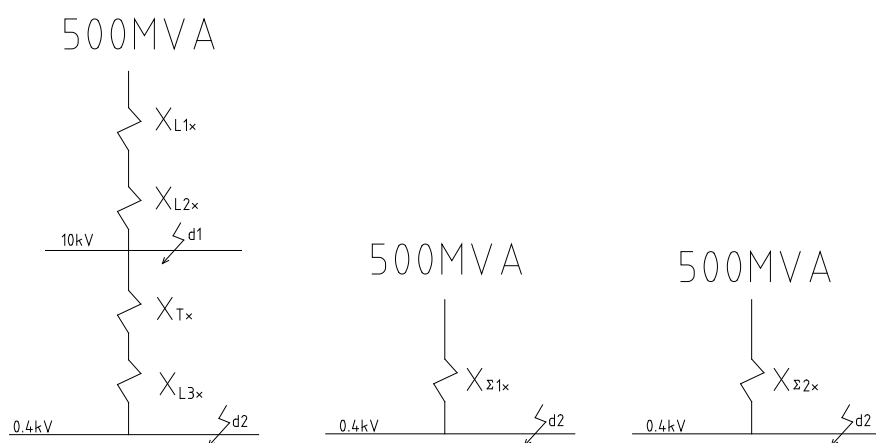
变压器 S11-M-200/10

$$X_{T*} = 4/200 \times 100/100 \times 10^{-3} = 20$$

0.4kV 铜电缆 YJV-0.6/1-3×150+1×70

$$X_{L3*} = 0.076 \times 0.03 \times 100/0.4^2 = 1.425$$

归算后的等值电抗电路如下所示：



计算过程及结果:

当 d1 点短路时:

等值电抗	$X_{\Sigma 1*}=0.2+0.4626+0.0065=0.6691$
短路电流有效值	$I_z^{(3)}=8.22 \text{ kA}$
短路容量	$S_{d1}=149.489\text{MVA}$
全电流	$I_{ch}^{(3)}=12.41\text{kA}$
冲击电流	$i_{ch}^{(3)}=20.961 \text{ KA}$

当 d2 点短路时

$$\text{等值电抗 } X_{\Sigma 2*}=0.6691 + 20 + 1.425 = 22.0941$$

三相短路时

短路电流有效值	$I_z^{(3)}=6.531 \text{ kA}$
短路容量	$S_{d2}= 4.525 \text{ MVA}$
全电流	$I_{ch}^{(3)}=9.862\text{kA}$
冲击电流	$i_{ch}^{(3)}=16.654\text{kA}$

电气设备选择的成果如下表:

表 6-2

断路器选择校验表

型 号	额 定 电 压 (kV)	额 定 电 流 (A)	断 流 容 量 (MVA)	额流 定容 断量 (kA)	极限通过电流 (kA)		热稳定电流 It (kA)			
					峰值 ich	有效值 Ich	1 秒	3 秒	4 秒	10 秒
RW4-10/200	10	20	200							
CM2-400LP/3300	0.38	400		50			50			
CM2-225LP/33202	0.38	225		35			35			

6.2.3 电气设备布置

提水泵站的油浸式供电变压器布置在户外，采用双杆柱上变压器台的布置方式。变压器台位于本站主厂房的侧面，电动机启动屏布置在主厂房内，详见图“电气设备布置平立面图”。

主要电气设备材料见下表：

表 6-3

主要电气设备及材料汇总表

号	名 称	规 格	单 位	数 量	备 注
1	电力变压器	S11-M-200/10, 200kVA , 10/0.4kV, Dyn11	台	1	
2	跌落式熔断器	RW4-10/20020A, 200MVA	组	1	
3	避雷器	HY5WS-17/50	组	1	
4	低压计量箱	WBX-1A3 (改)	个	1	
5	架空输电线路	JKLGYJ-50	米	50	估算长度
6	低压引出线	ZC-YJV22-0.6/1kV-3x150+1x70	米	40	估算长度
7	镀锌钢管	Dn100	米	25	估算长度
8	高压针式绝缘子	P-15T	个	9	
9	高压横担	角钢 L63x6 l=2200mm	支	4	
10	避雷器支架	角钢 L63x6 l=3000mm	支	4	高压针式绝缘子支架同
11	变压器台架	镀锌槽钢[120x53x5.5 L=3200mm	支	2	见 04D201-3P176
12	10kV 真空断路器	镀锌槽钢[100x48x5.3 L=3200mm	支	2	

	支架				
13	镀锌铁线	Φ 4	米	40	将变压器系于电杆
14	卡盘	KP10-2	个	2	见 04D201-3P119
15	底盘	DP8-2	个	2	见 04D201-3P118
16	电杆	Φ 190, 10 米	根	2	
17	接地线	BV-1*50	米	10	变压器接地
18	低压电力电缆	ZC-YJV-0.6/1kV-3*50+1*25	米	20	水泵机组
19	低压电力电缆	ZC-VV-0.6/1kV-3*10	米	8	照明配电箱
20	低压电力电缆	ZC-VV-0.6/1kV-5*4	米	10	电动葫芦
21	低压电力电缆	ZC-VV-0.6/1kV-5*2.5	米	25	自排闸
22	低压电线	ZC-BV-0.45/0.75kV-1*4	米	400	插座, 估算长度
23	低压电线	ZC-BV-0.45/0.75kV-1*2.5	米	400	照明, 估算长度
24	低压电线	ZC-BV-0.45/0.75kV-1*1.5	米	100	照明, 估算长度
25	镀锌钢管	Dn40	米	40	估算长度
26	镀锌钢管	Dn50	米	20	水泵机组等
27	低压进线屏	XLL2-0.4-18(改)	台	1	
28	电动机控制保护屏	XLL2-0.4-19(改)	台	2	
29	低压屏支架	槽钢[100x48x5.3	米	5	
30	电动葫芦控制箱	非标	台	1	厂家配套
31	照明配电箱	非标	台	1	
32	照明		项	1	含灯具、开关、插座等
33	其它钢材		吨	0.5	含防雷接地材料、支架等
34	其它余项		项	1	含高压电缆终端头、低压电缆四叉头、铜线耳、绝缘护套、U 型螺栓等

6.2.4 照明

泵房内安装节能荧光灯作为常用照明。

6.2.5 控制

在自耦降压启动屏的面板上均有控制水泵电动机组启停的按钮，实现提水泵的人工控制。

6.2.6 电缆敷设

电缆主要敷设方式为穿钢管埋地敷设。

6.2.7 防雷接地

根据《建筑物防雷设计规范》GB50057-2010，本工程建筑物按第三类防雷设计；接地根据《交流电气装置的接地》GB50065-2011 设计。

在变压器的高低压侧分别设置氧化锌避雷器，以防止雷电波沿电源线路入侵而产生对泵站各电气设备的损害。

建筑物防雷接地设计：利用建筑物基础底板钢筋混凝土作为自然接地体和立柱两条主筋作为自然引下线，屋面采用明敷避雷带。施工期，若实测接地电阻达不到要求（即要求接地电阻不大于 4 欧姆），可补充敷设一定数量的人工接地体（接地极和水平接地线）。

本工程所有设备金属外壳、电缆金属外皮、金属管线及设备金属支架等均要求接地。

6.3 金属结构

本工程主要金属结构为水泵进水钢管及出水钢管，另外进水涵前设一道拦污栅。

6.4 消防

泵房面积为 $6 \times 13.2\text{m}^2$ ，装水泵机组 2 台，消防防火设备配手提式干粉灭火器 1 个，消火栓一个。

7 工程管理

7.1 管理机构

建设是基础，管理是关键。工程完成后，泵站要建立健全各项运行管护制度，保证正常运转，长期发挥效益。工程要想巩固和扩大效益，就必须切实加强管理，建立健全管理体制，完善管理制度，实行目标管理。工程管理本着“防重于抢，养重于修”的原则，加强经常性的管理，确保工程正常投入运行，发挥工程最大工程效益。提水泵站完成后仍由隆都镇水利所负责管理。泵站运行管理费 10 万/年，电费实报，由区财政负责。

7.2 管理方法

7.2.1 工程管理范围

工程管理范围包括泵站建筑物、测报系统、观测设施、通讯及交通设施等建筑物周围，辅助生产、办公及周围绿化区等。

根据工程安全的需要，结合本工程的自然地理条件、历史情况和社会经济等具体情况，依据《广东省水利工程管理条例》设定工程管理范围如下：

(1) 泵站

泵站、消能防冲工程、两岸联接建筑物和挡墙建设的覆盖范围以及上、下游 50m，两侧宽度 30m。

(2) 生产、生活区

生产、生活区管理范围按不少于办公室、仓库、职工住宅等建筑物建筑面积的 3 倍计算。

在工程管理范围内，其土地所有权属国家，土地使用权归隆都镇，任

何单位及个人不得侵占。

7.2.2 保护范围

按照下列标准在水利工程管理范围边界外延划定保护范围：泵站工程区的主体建筑物不少于 200m，其他附属建筑物不少于 50m。

工程管理范围和保护范围的边界埋设永久界桩，任何单位和个人不得移动和破坏所设界桩。

7.2.3 管理机构任务和职责

管理站主要任务和职责如下：

- (1) 认真贯彻执行有关工程管理通则和上级部门的指示。
- (2) 建立严格的技术管理责任制度、安全操作规程、设备定期保养检修、验收和定级制度、运行交接班制度，建立健全岗位责任制，制定奖惩制度。
- (3) 根据本工程的实际情况，特别着重对机电设备、泵站的检查，保证工程建筑物及其附属建筑物完好，达到排水畅通，以充分发挥工程效益。工程管理以经常检查、定期检查和特别检查为主要内容。

① 经常检查：应对建筑物进行经常的检查观测，日常的维修养护，消除工程缺陷，维护工程完整，确保工程安全运行。

② 定期检查：每年汛前、后，应对各项设施进行定期检查。

③ 特别检查：当发生洪水、暴雨、台风等非常天气时，管理单位应及时组织力量进行检查，必要时报请上级主管部门及有关单位会同检查。

(4) 必须严格按照规定的测次和时间对水位、流量、雨量、压力等进行全面、系统和连续的观测，掌握特征测值和有代表性的测值，并及时对观测成果进行整理分析，绘制图表，研究工程运用情况是否正常，了解工程重要部位和薄弱环节的变化情况，及时发现问题，采取有效措施，确保工

程安全。

(5) 建立技术档案和运行日志管理制度，积累资料，进行分析整编工作。

(6) 做好工程安全保卫工作。

(7) 做好站内的绿化，搞好环境卫生。

8 施工组织

8.1 工程条件

本工程由业主澄海区隆都镇水利所负责实施，由澄海区水利局实行质量监督和行业管理。确保工程按时保质、保量完成工程建设任务。

工程区域内东南向有 G324 国道、西面有深汕高速接汕汾高速公路、梅汕高速公路等，省道 S231 从隆都镇穿过，可达澄海和汕头市区，澄海市区距广州 475km，距汕头市区仅 15km。工程区距广梅汕铁路汕头货运站约 11km，水运和陆运都很方便。主要设备和建筑材料的运输可采用以公路为主，水运、铁路为辅的方式。

前埔涵提水站位于隆都围堤外江侧，拟建泵站位置未下堤路，故本次设计需设临时道路 25m，采用泥结石路面厚 200mm；施工时需拆除原有浆砌石防浪墙 3m，施工完成后修复。

8.2 施工围堰

1、设计标准

本工程建筑物级别为 4 级，根据工程等级及《水利水电工程施工组织设计规范》（SL303-2004）规定，确定其围堰级别为 5 级，挡水标准为 5 年一遇。

由于本工程在汛期施工，故施工洪水标准采用 5 年一遇全年洪水位。参照《汕头市澄海区隆都围治韩江堤加固达标工程可行性研究报告》（2010.11）采用插值法可得，5 年一遇全年洪水位为 5.70m。围堰高度按河汛水位加 0.5m 超高确定。故本工程围堰顶高程为 6.2m。

2、围堰设计

本工程围堰分为两期围堰：一期围堰的形式采用土石围堰，围堰总长 90m，围堰高为 1.2~2.0m，宽为 1.0m，边坡为 1:1，临水侧设置

防渗塑料薄膜；二期围堰的形式采用拉森IV钢板桩，总长 50m，规格 $400 \times 170 \times 15.5\text{mm}$ （宽 $\times$ 高 $\times$ 厚），单桩长 10m。

8.3 主体工程施工

(1) 土方开挖

采用 $0.6 \sim 1\text{m}^3$ 挖掘机挖、装，5t~10t 自卸汽车，部分后期回填料运至临时堆放场、部分弃渣运至弃渣场，开挖施工辅以部分人工，59kw 推土机集料和散料。

不允许在开挖范围的上侧弃土，必须在边坡上部堆置弃土时应确保开挖边坡的稳定，并经监理人批准。在冲沟内或沿河岸岸边弃土时，应防止洪水造成河道堵塞。

使用机械开挖土方时，实际施工的边坡坡度应适当留有修坡余量，再用人工修整，应满足施工图纸要求的坡度和平整度。

在开挖边坡上遇有地下水渗流时，应在边坡修整和加固前，采取有效的疏导和保护措施。

(2) 石方开挖

采用手风钻钻爆，并配合人工撬挖， $0.6 \sim 1\text{m}^3$ 挖掘机挖装，5t~10t 自卸汽车运至弃渣场。

(3) 回填

利用开挖料，采用 $0.6 \sim 1\text{m}^3$ 挖掘机挖、装土料，8t~10t 自卸汽车从临时堆土场运至施工现场， 1m^3 反铲辅以人工集料散料压实。

(4) 砌砖

砖应提前 1~2 天浇水湿润。

砌砖体应上下错缝、内外搭接。砖砌体的灰缝横平竖直，厚度均匀，并填满砂浆。砖砌体的转角处和交接处应同时砌筑，对不能同时砌筑而又必须留置的临时间断处，应砌成斜槎。接槎时，必须将接槎

处的表面清洗干净，浇水湿润，填实砂浆，保持灰缝平直。

砖柱不得采用包心砌法。

(5)混凝土浇筑

在炎热的天气，应采取措施，并防止混凝土在浇筑过程中过早硬化和出现裂纹。

混凝土浇筑应在 $5^{\circ}\text{C} \sim 30^{\circ}\text{C}$ 的温度环境下进行；在暴雨和大雨期间不得进行混凝土浇筑。

混凝土的浇筑应连续进行；若因事故而中断时，允许的间歇时间应小于前层混凝土的初凝时间或能重塑时间；若超过允许的间歇时间，须采取保证质量措施或按施工缝处理。

所有混凝土，一经浇筑，应立即进行全面的振捣，使之形成密实的均匀体。

不允许在模板内利用振捣器使混凝土长距离流动或运送混凝土。

应选用洒水方法对混凝土进行养护。洒水养护应在混凝土浇筑完毕后 $12 \sim 18\text{h}$ 内进行，其养护期时间为 14 天。

预制混凝土构件的强度达到设计强度标准值的 75% 以上，才可对构件进行装运。

(6) 钢模板

各类模板、支架、脚手架的设计与制作，必须有足够的强度、刚度和稳定性，并装拆和运输方便。

用于永久性混凝土可见表面和预制构件外露面的模板，应是整体性钢质模板或胶合板模板，模内干净、无杂物、拼接严密，无漏浆现象，脱模剂涂刷均匀。现浇混凝土可见表面或预制构件外露面的模板应光洁、无变形；预制构件的混凝土底胎表面应平整、光滑；支撑稳定。

延伸入水中的模板应是完全不透水的，防止水在混凝土浇筑前、浇筑期间和浇筑后至少 2h 内进入模板。

模板应做到在松动和拆除时不对混凝土造成损坏。任何模板的固定装置或支撑物除内拉杆以外均不允许留在完成的混凝土内。所有内拉杆的外露部分均应切除并进行修饰，以免影响混凝土外观质量。

重复使用的模板应始终保持其形状、强度、刚度、不漏浆和表面平整光滑。任何翘曲或隆起的模板在重复使用之前必须校正好。

模板的所有接缝均应按一致的形式拉于水平或垂直平面上，接缝应严密、不漏浆。

模板与钢筋安装工作应配合进行，妨碍绑扎钢筋的模板应待钢筋安装完毕后安设。

浇筑混凝土之前，模板应涂刷脱模剂，露面混凝土模板的脱模剂应采用同一品种，不得使用易粘在混凝土上或使混凝土变色的油料。

（7）钢筋

钢筋不应存在有害的缺陷，如裂纹及叠层；钢筋使用前应除锈及去污；带有颗粒状或片状老锈的钢筋不得使用。

钢筋应平直，无局部弯折；调直后的钢筋表面损伤不能超过 5%，不得用火焰加热。

钢筋必须按图纸所示形成弯折，所有钢筋均应冷弯。

钢筋应避免在结构的最大应力处设置接头，并应尽可能使接头交错排列。

对直径不大于 10mm 的钢筋才能够采用绑扎接头，直径大于 10mm 的钢筋均采用采用双面焊缝焊接。

不允许将钢筋放入或推入浇筑后尚未凝固的混凝土中，也不允许在浇筑过程中放入钢筋。

8.4 施工进度控制

本工程项目施工方便,施工总工期按 4 个月安排,具体见表 8-1。

表 8-1 施工总进度表

时间 项目	7	8	9	10	11	12
准备工作						
一期围堰						
二期围堰						
引水渠						
泵房主体结构						
金属结构						
机电安装及机组调试						
竣工验收						

9 工程征地、工程环保及节能设计

9.1 工程征地

9.1.1 占地调查依据

- (1)《水利水电工程建设征地移民安置规划设计规范》(SL290-2009)；
- (2)《水利水电工程建设征地移民实物调查规范》(SL442-2009)；
- (3)勘测设计合同；
- (4)工程规划文件和资料；
- (5)实测地形图；
- (6)工程平面布置图；
- (7)工程建设征地区的自然、经济社会资料及土地利用现状调查资料；
- (8)其他有关资料。

9.1.2 征地补偿标准

本工程征地补偿标准参考《关于潮汕环线高速公路(含潮汕联络线)项目二期工程澄海段征地有关问题的通知》(汕澄府办[2017]54号)中补偿标准：项目征地补偿费按 11.73 万元/亩（含土地补偿费、安置补助费、青苗赔偿费）的标准执行。

9.1.3 占地统计

本工程主体工程永久占地 1.62 亩，临时占地 2.55 亩；施工营造区临时占地 120m³。

9.2 环保设计

本工程对周边环境影响主要是施工期间土方开挖回填、泵房及埋设涵管施工以及建材临时堆放，在短时间内对周围环境造成一定影响，

还有施工设备产生的噪音、材料运输和装卸产生的粉末，会对附近环境敏感点造成一定的影响。但由于工程周期短，工程量小，且泵房主体位于一八水利管理所院内，施工期拟对砼、砂浆加工系统排放的污水，利用沉淀池进行处理，使排入沟渠污水的悬浮物浓度 $\leq 100\text{mg/L}$ ；完工后对周边环境进行恢复处理，达到保护环境的目的。本工程环保投资暂列 10 万元。

9.3 水保设计

水土保持设计的主要目标是为了有效地保护和合理利用水土资源，防治项目建设和生产造成的人为水土流失，最大限度地减少和降低对环境的影响，保证主体工程的顺利建设和安全运行，促进水土资源的可持续利用和生态环境的可持续维护，推动社会经济的可持续发展，实现环境友好、资源节约、社会进步。

本工程属建设类项目。根据《水利部办公厅关于印发〈全国水土流失规划国家级水土流失重点预防区和重点治理区复核成果〉的通知》（办水保[2013]188 号）和《广东省水利厅关于划分省级水土流失重点预防区和重点治理区的公告》（2015 年 10 月），汕头市澄海区不属于国家级和省级水土流失重点预防区和重点治理区。

因此，根据《开发建设项目水土流失防治标准》（GB50434—2008）规定，本项目水土流失防治标准执行建设生产类项目三级标准。针对本工程建设可能带来的水土流失，本工程水土保持设计的任务主要是施工期水土保持临时措施设计以及弃土弃渣的处置方式等内容，并对水土保持效果进行分析。经估算，本工程水保投资暂列 10 万元。

9.4 节能设计

(1) 建筑物节能

建筑物节能参照《夏热冬暖地区居住建筑节能设计标准》、《公共建筑节能设计标准》等标准的有关规定，节能指标符合要求。

(2) 水泵效率

水泵采用国家定型生产产品，其技术经济指标符合国家要求。

(3) 输变电损耗

变电设备采用国家推广使用的节能型设备，输电线路导线截面按电排站额定电流和国家规定的经济电流密度选择，符合国家节能政策要求。

10 投资概算和经济评价

10.1 编制原则和依据

10.1.1 编制依据

1、编制原则

本预算书参照广东省水利厅粤水建管[2017]37 号《广东省水利厅关于发布我省水利水电工程设计概（估）算编制规定与系列定额的通知》进行编制。

2、定额依据

- (1) 建筑定额：《广东省水利水电建筑工程概算定额》；
- (2) 安装定额：《广东省水利水电设备安装工程概算定额》；
- (3) 施工机械台班费：《广东省水利水电工程施工机械台班费定额》。

3、基础单价：

工程人工预算单价按工程所在地汕头市澄海区，属三类工资区，普工 70.4 元/工日，技工 98.2 元/工日计算。

主要材料预算价格：参考澄海区 2018 年第一季度信息价计算：钢筋 3751.79 元/t、水泥 410.67 元/t、砂 153.98 元/m³、块石 122.33 元/m³、碎石 107.28 元/m³、柴油 6498.2 元/t、汽油 7380 元/t。

次要材料预算价格参考广东省水利厅造价站公布的《广东省地方水利水电工程次要材料预算价格表（2018）》。

10.1.2 其他直接费、现场经费、间接费、企业利润、税金，按《省编规》计算。

10.1.3 独立费用

独立费用，按《省编规》规定的标准、费率计算。

- 1、建设单位人员费和项目管理费：以一至四部建安工作量之和

为基数计算，按差额定率累进法计算, 为 70733.46 元；

2、工程建设监理费按国家发展改革委、建设部关于印发《建设工程监理与相关服务收费管理规定》的通知（发改价格【2007】670号）计算，为 124263.78 元；

3、预算编制费参照广东省物价局《关于调整我省建设工程造价咨询服务收费的复函》(粤价函〔2011〕742 号)规定的“工程预算的编制收费”收费标准计算，为 18051.77 元；

4、工程设计费参考《国家发展改革委关于进一步放开建设项目专业服务价格的通知发改价格〔2015〕299 号》计算，为 160247.57 元；

5、工程勘察费按国家计委、建设部制定的《工程勘察设计收费标准》（2002 年修订本）进行计算，为 130868.85 元。

10.1.4 预备费

基本预备费：按工程一至五部分投资合计的 8%计算。

10.2 初步设计概算

工程设计概算总投资 518.11 万元，其中建筑安装工程费 263.99 万元，设备及安装工程费用为 64.74 万元(工程量计算见概算书附表)。

10.3 经济评价

10.3.1 效益计算

本片区农作物以水稻、番石榴为主。工程建成后，可改善农田灌溉面积 6000 亩，据隆都镇统计，近年来因灌溉不足农田损失为 20 万元，以此作为工程实施后的灌溉效益。同时，工程建成实施后可改善澄海区的水环境，提升人民的生活质量，每年有显著的环境效益计 80 万元。工程计算期末，不考虑固定资产回收。

10.3.2 基本参数

1) 在不影响评价结论的前提下,对价值在费用和效益中所占比重较大的部分采用影子价格,其余的采用现行财务价格;

2) 属于国民经济内部转移的税金、计划利润及各种补贴等均不计入项目费用或效益;

3) 本工程属社会公益性质水利建设项目,社会折现率采用国家规定的 8%;

4) 计算期取 20 年。

10.3.3 费用计算

项目费用包括固定资产投资、流动资金和年运行费。

1) 国民经济评价总投资

根据工程初步设计报告概算书投资进行调整;

国民经济评价总投资 518.11 万元,其中静态总投资 518.11 万元,基本预备费 34.59 万元,税金 26.0 万元,利润 14.0 万元。

2) 固定资产:

国民经济评价总投资=工程静态总投资—税金—利润;

国民经济评价总投资=518.11-26-14=478.11 万元

3) 年运行费用

年运行费用包括运行管理费、电费。

工程运行管理费: 10 万元/年

年用电费用: 暂定一年运行 40 天, 每天 22 个小时,

$$110 \times 40 \times 22 \times 0.52 = 5.03 \text{ 万元}$$

即年运行费: $10 + 5.03 = 15.03$ 万元

4) 流动资金

流动资金按项目总投资的 10% 计;

流动资金=478.11×10%=47.81 元

5) 国民经济评价指标和评价准则

根据经济内部收益率、经济净现值及经济效益费用比等评价指标和评价准则进行。

a) 经济内部收益率 (EIRR)

$$\sum_{t=1}^n (B-C)_t (1+EIRR)^{-t} = 0$$

其中：EIRR——经济内部收益率；

B——年效益，万元

C——年费用，万元

t——计算期各年的序号，其准点序号为 0；

(B-C) ——第 t 年的净效益，万元。

经济内部收益率：15% > 8%。

b) 经济净现值 (ENPV)

$$ENPV = \sum_{t=1}^n (B-C)_t (1+i_s)^{-t}$$

式中：ENPV——经济净现值，万元

is——社会折现率。

经济净现值：284 万元 > 0。

c) 经济效益费用比 (EBCR)

$$EBCR = \frac{\sum_{t=1}^n B_t (1+is)^{-t}}{\sum_{t=1}^n C_t (1+is)^{-t}}$$

式中：EBCR——经济效益费用比；

Bt——第 t 年的效益，万元；

Ct——第 t 年的费用，万元。

经济效益费用比：1.4 > 1.0。

国民经济效益费用流量表见表 8：

结论：由表 8 计算的本工程经济内部收益率： $15\% > 8\%$ ；经济净现值：284 万元 > 0 ；经济效益费用比 $EBCR=1.4 > 1.0$ 。所以本工程有较好的社会经济效益，工程是切实可行的。

10.3.4 敏感性分析

影响本项目经济效果的主要因素有建设费用和效益，按单因素变化 15% 进行计算，结果见表 7。由表中指标可知，投资和效益在 15% 范围内变化，本项目经济内部收益率为 $9.2\% \sim 18.4\%$ ，经济内部收益率均大于 8%，经济效益费用比均大于 1，说明本项目具有较强的抗风险能力。

表 10-1 国民经济评价敏感性分析

方案	效益增减比例	费用增减比例	内部收益率	经济净现值	经济效益费用比
1	15%	0%	18.40%	422	1.66
2	10%	0%	17.30%	376	1.59
3	0%	0%	15.20%	284	1.45
4	-10%	0%	13.00%	192	1.3
5	-15%	0%	11.80%	146	1.23
6	0%	15%	12.30%	189	1.26
7	0%	10%	13.20%	221	1.32
8	0%	0%	15.20%	284	1.45
9	0%	-10%	17.60%	348	1.61
10	0%	-15%	19.00%	379	1.7
11	-10%	10%	11.10%	129	1.18
12	-15%	15%	9.20%	51	1.07

10.3.5 结论

工程建成后年经济效益费用比 1.4 大于 1；内部收益率 15%，大于 8% 社会折现率；经济净现值 284 万元大于 0。上述经济指标表明该提水泵站工程社会效益显著。建设该工程在经济上是合理可行的，应该尽快建设，使工程早日发挥应有的效益。

表 10-2 国民经济效益费用流量表

序号	项目	年份									
		建设期	运行期								合计
		1	2	3	4	5	6		20	21	
1	效益流量 B	0	100	100	100	100	100		100	147.81	100
1.1	项目各项功能的效益	0	100	100	100	100	100		100	100	100
1.1.1	灌溉效益		20	20	20	20	20		20	20	20
1.1.2	城市供水效益		80	80	80	80	80		80	80	80
1.2	回收固定资产余值										
1.3	回收流动资金									47.81	
1.4	项目间接收益										
2	费用流量 C	478.11	64.4	16.59	16.59	16.59	16.59		16.59	16.59	16.59
2.1	固定资产投资(含更新改造投资)	478.11									
2.2	流动资金		47.81								
2.3	年运行费		15.03	15.03	15.03	15.03	15.03		15.03	15.03	15.03
2.4	项目间接费用										
3	净效益流量	-478.11	35.6	83.41	83.41	83.41	83.41		83.41	131.22	83.41
4	累计净效益流量	-478.11	-442.51	-359.1	-275.69	-192.28	-108.87		1058.87	1190.09	1058.87
评价指标 经济内部收益率： 15% 经济净现值(is=8%) ￥284 万元 经济效益费用比(is=8%):1.4											

11、工程量表

序 号	工程部位	计算式	数 量	单 位
一、引水渠				
C25 砼 200 厚	渠底板	$0.96 \times 72.5 + 1.38 \times 10$	83.40	m ³
C20 埋石混凝土(埋石率 20%) 挡墙	挡墙	$6.75 \times 2 \times 96.5$	1302.75	m ³
碎石砂垫层厚 100	挡墙	$0.37 \times 96.5 \times 2$	71.41	m ³
伸缩缝(每 5m 一道)	挡墙	$105/50 + 88/5$	19.70	m ²
Φ50PVC 管	挡墙	$1.92 \times (105/2 + 88/2)$	185.28	m
碎石砂反滤	挡墙	$0.05 \times (105/2 + 88/2)$	4.83	m ³
土工布	挡墙	$0.5 \times (105/2 + 88/2)$	48.25	m ²
钢模板	挡墙	$0.1 \times 82.5 \times 2 + 1.56 \times 82.5/5 + (0.6 \times 2 + 3 + 3.35) \times 2 \times 96.5 + 6.75 \times 2$ $96.5/5$	1899.67	m ²
脚手架(5m 以内)	挡墙	$3.5 \times 105 + 3.5 \times 88$	675.50	m ²
二、进水池				
C30 砼 400 厚	泵站底板	3.48×7	24.36	m ³
C15 砼垫层厚 100	泵站底板	0.7×7	4.90	m ³
C30 砼 400 厚	水闸底板	2.9×3.5	10.15	m ³
C30 砼 450 厚	边墩	16.85×0.45	7.58	m ³
C30 砼 600 厚	中墩	$4.04 \times 4.1 \times 3$	49.69	m ³
C30 砼	工作桥	$0.21 \times 2.6 \times 2 + 0.21 \times 3$	1.72	m ³
镀锌钢管 DN65	栏杆	$1.2 \times 4 \times 3$	14.40	m
镀锌钢管 DN50	栏杆	$2.6 \times 3 \times 2$	15.60	m
钢板 10 厚	埋件	$0.2 \times 0.2 \times 10 \times 7.85 \times 10$	31.40	kg
Φ12	埋件	$1 \times 10 \times 0.888$	8.88	kg
钢筋		94.35×0.07	6.60	t
钢模板		$1.2 \times 2 + 1 \times 7 + 22.83 \times 4 + 0.6 \times 2 \times 3.8 + 0.6 \times 2 \times 4.1 + 2.3 \times 2.6 \times 3$	128.14	m ²

脚手架 (5m 以内)		0.6*7*3+0.5*7	16.10	m2
三、泵站主体工程部分				
a、下部结构				
C30 砼 600 厚	底板	6.4*6.9+6.4*6.3	84.48	m3
C15 砼垫层厚 100	底板	0.78*13.2	10.30	m3
C30 砼 500 厚	侧墙	3.5*12.4	43.40	m3
C30 砼 500 厚	边墩	(3.5+4.5)*6	48.00	m3
C30 砼 600 厚	中墩	5.4*6+5.96*6+3.5*6	89.16	m3
C30 砼 500 厚	后墙	4.5*2.6*2	23.40	m3
C30 砼[300*400]	水泵梁	2*0.3*0.4*2*2.6	1.25	m3
C30 砼 150 厚	检修板	4.1*0.15	0.62	m3
C30 砼 150 厚	检修楼梯	0.52*0.7*2	0.73	m3
C30 砼 200 厚	出水管二期	1.2*1.2-3.14*0.8*0.8*0.5	0.44	m3
合 计		SUMB(10)		
钢模板		(7.3+13.2)*2*0.8+(2.8+5.6+0.5)*2*8.5+(34.1*2+0.5*6.2*2)*2+(34.1*2+0.6*6.2*2)*2+(34.1*2+0.5*6.2*2)*2+(6.5+2.6)*2*1+6.5*2.6+2.6*1.4+(0.3+0.4)*2*2.65*2+(0.4+0.15)*2.65*2*2+0.5*0.6*2+0.6*2.6*3+(3.04*0.7+1.15*0.7*2)*2	697.73	m2
b、上部结构				
C25 砼[300*400]	柱	0.3*0.4*4.6*10	5.52	m3
C25 砼[300*500]	梁	0.3*0.5*2.6*2+0.3*0.5*2.6+0.5*0.5*2.6	1.82	m3
C25 砼[300*500]	电机梁 L1	0.3*0.5*2.6*3*2	2.34	m3
C25 砼[300*500]	启闭机梁	0.3*0.5*2.6*2	0.78	m3
C25 砼[180*250]	窗圈梁	0.18*0.25*(3.05*2+2.8*2+2.5+3.09+5.2)	1.01	m3
C25 砼[300*400]	圈梁	0.4*0.3*2.95*3	1.06	m3
C25 砼[180*250]	门过梁	0.18*0.25*(2.5+0.7)	0.14	m3
C25 砼[300*400]	屋面梁	0.3*0.40*5.2*6	3.74	m3
C25 砼[200*350]	屋面梁	0.2*0.35*(3.05*2+2.8*2+2.5*2)	1.17	m3

C25 砼 150 厚	楼板	$(4.35 \times 9.2 - 1.625 \times 1.2 \times 2 - 0.8 \times 2.1 \times 2) \times 0.15$	4.91	m ³
C25 砼 100 厚	屋面板	$4.35 \times 9.2 \times 0.15$	6.00	m ³
C25 砼 80 厚	屋檐	$0.85 \times (11.2 + 6.2) \times 2 \times 0.08$	2.37	m ³
C25 砼 80 厚	门挑檐	$0.85 \times 3 \times 0.08$	0.20	m ³
合 计		SUMB(13)		
钢模板		$(0.3 + 0.4) \times 2 \times 4.6 \times 10 + (0.3 + 0.5) \times 2 \times 2.6 \times 2 + (0.3 + 0.5) \times 2 \times 2.6 + (0.3 + 0.5) \times 2 \times 2.65 \times 6 + (0.3 + 0.5) \times 2 \times 2.6 \times 2 + (0.18 + 0.25) \times 2 \times (3.05 \times 2 + 2.8 \times 2 + 2.5 + 3.09 + 5.2) + (0.3 + 0.4) \times 2 \times 2.95 \times 3 + (0.18 + 0.25) \times 2 \times (2.5 + 0.7) + (0.3 + 0.4) \times 2 \times 5.2 \times 6 + (0.2 + 0.35) \times 2 \times (3.05 \times 2 + 2.8 \times 2 + 2.5 \times 2) + (0.85 + (11.2 + 6.2) \times 2) \times 2 \times 0.08 + (0.85 + 3) \times 2 \times 0.08$	226.37	m ²
上下部钢筋		323.64×0.07	22.65	t
脚手架 (15m 以内)		13.2×6	79.20	m ²
里脚手架		$13.2 \times 6 \times 0.5$	39.60	m ²
满堂脚手架 (5m 以内)		13.2×6	79.20	m ²
c、出水池				
C30 钢筋砼悬臂式挡墙厚 500	挡墙	$4 \times 4.8 + 3.84 \times 22.8$	106.75	m ³
C15 砼垫层厚 100	挡墙	$0.45 \times (4.8 + 22.8)$	12.42	m ³
C30 砼 400 厚	底板	56.77×0.4	22.71	m ³
C15 砼垫层厚 100	底板	56.77×0.15	8.52	m ²
C20 埋石混凝土(埋石率 20%) 挡墙	挡墙	$0.56 \times 7.1 \times 2$	7.95	m ³
钢筋		$(129.8 + 22.71) \times 0.07$	10.68	t
钢模板		$0.6 \times 2 \times 4.8 + 4.3 \times 0.6 \times 2 + 3.8 \times 4.8 \times 2 + 3.8 \times 0.6 \times 2 + 0.6 \times 2 \times 22.8 + 4.3 \times 0.6 \times 3 + 3.5 \times 22.8 \times 2 + 3.5 \times 0.6 \times 3 + (0.2 + 0.94 + 0.9 + 0.2) \times 7.1 \times 2$	284.77	m ²
脚手架 (5m 以内)		$4.3 \times (4.8 + 22.8)$	118.68	m ²
四、装饰工程部分				
金黄色琉璃瓦	屋檐及门挑檐	$0.9 \times 14.4 \times 2 + 0.9 \times 3$	28.62	m ²
顶脊	屋檐	14.4×2	16.40	m

斜脊	屋檐及门挑檐	6	6.00	m
琉璃满面瓦	屋檐及门挑檐	14.4*2+3	31.80	m
聚苯乙烯板隔热层 30 厚	屋面	5.6*12.1	67.76	m ²
1:2 水泥砂浆掺 3%防水粉 25 厚	屋面	5.6*12.1*0.025	1.69	m ³
C20 细石砼 40 厚	屋面	5.75*12.3*0.04	2.83	m ³
米黄色面砖 100*100	柱外墙	(0.4*6*2+0.25*6+(4.85-0.4*2-0.25)*0.3*2)*2+0.1*14.4*2+(0.4*13.2*2+0.25*13.2+(4.85-0.4*2-0.25)*0.3*5)*2+0.1*7.2*2	60.60	m ²
乳白色面砖 100*100	外墙及板檐	6*4.95*2+13.2*4.9*2-60.6+0.1*14.4*2+0.1*7.2*2-1.2*1.2*22	100.80	m ²
普通抹灰	天棚	5.6*(13.2-0.2*2)	71.68	m ²
普通抹灰	内墙	(5.35+12.4)*4.5*2-1.2*1.2*22	128.07	m ²
白色乳胶漆二度	天棚	5.6*(13.2-0.2*2)	71.68	m ²
白色乳胶漆二度	内墙	(5.35+12.4)*4.5*2-1.2*1.2*22	128.07	m ²
踢脚线 100 高贴釉面砖 100*100	内墙	(5.35+12.4)*0.1*2	3.55	m ²
露面水磨石	楼板	(13.2-0.18*2)*(6-0.18*2)-1.39*1.65*2	67.83	m ²
MU10 蒸压灰砂砖 180 厚	墙体	(6*4.95*2+13.2*4.9*2-60.6+0.1*14.4*2+0.1*7.2*2-1.2*1.2*22)*0.18	18.14	m ³
折叠钢门(C1212 防盗网 2900*2500)		1	1.00	扇
铝合金门(900*2100)		1	1.00	扇
铝合金窗(1200*1200)		22	22.00	扇
五、土方工程				
开挖土方	引水渠	(101.32+82.6)/2*96.5	8874.14	m ³
回填土方	引水渠	(21.98+19.07)/2*2*96.5	3961.33	m ³
开挖土方	泵站	11.7*84.9+10*123.7+(20.97+18.41)*(4.8+22.8)	3317.22	m ³
回填土方	泵站	26.07*13+7.64*13+3.56*6+(20.97+18.41)*(4.8+22.8)	1546.48	m ³
六、地基处理				
Φ500 水泥搅拌桩		(92+76+72)*9.5	2280.00	m
Φ500 水泥搅拌桩空钻		(92+76+72)*0.5	120	m

凿桩头 500mm		0.19625*120	23.55	m3
七、临时工程部分				
1、一期围堰				
粘土、砂砾混合料填筑(利用开挖料)		5.99*47+2.64*43	395.05	m3
防渗塑料薄膜		3.83*47+2.7*43	296.11	m2
土袋护坡		0.05*90	4.50	m3
2、二期围堰				
粘土、砂砾混合料填筑(利用开挖料)		5.63*50	281.50	m3
双层编织布		4.5*50	225.00	m2
钢板桩挡土板 400*170*15.5(L=10m)		50/0.4*10*76.1/1000	95.13	t
3、临时施工道路				
泥结石路面厚 200		0.4*25	10.00	m3
回填土方		21*2.5	52.50	m3
拆除原有浆砌石防洪墙(施工完修复)		0.24*3	0.72	m3
八、金属结构				
钢闸门[2.9*2]		1*1.142	1.14	t
钢拍门[直径 800mm]		1*2	2.00	个
钢管 DN800		(800-10)*10*0.02466*2.55*2/1000	0.99	t
伸缩节[直径 800mm]		2	2.00	个
埋件型钢		0.394-0.139	0.26	t
埋件不锈钢		0.139	0.14	t
闸门防腐蚀		3*2.4	7.20	m2
止水紫铜片[0.4m 宽 1.5mm 厚]		3.0*2+6.6+1.6*2+5.1+6	26.90	m
钢爬梯		(1.435*8+1.9*4)*2.47	47.13	kg
拦污栅		(128.44+379.92+119.15+82.82)*2	1420.66	kg
钢梯		417.26+3.7+38.7	459.66	kg

镀锌钢管 DN50		5.8	5.80	m
镀锌钢管 DN20		16*1	16.00	m
九、机电				
5t 手电两用螺杆启闭机		1	1.00	台
电动葫芦吊		1	1.00	台
水泵 800ZLB—125, -2°		2	2.00	台
电机 Y355L-12 55KW		2	2.00	台
十、其它				
1. 引桥				
碎石砂垫层厚 100	墩基础	0.37*1.7*3	1.89	m3
C30 砼厚 900	墩基础	3.15*1.2*3	11.34	m3
C30 砼	桥墩	13.95*1.2*3	50.22	m3
C30 砼厚 250	桥板	0.62*18.3	11.35	m3
C30 砼	牛腿	3.1*0.24	0.74	m3
C30 砼	与堤顶连接板	3*0.6*0.6	1.08	m3
Φ62 镀锌钢管	立柱	18.3/0.5*1.2	43.92	m
Φ50 镀锌钢管	横杆	18.3*2	36.60	m
端隔板	桥墩	0.25*2.5*3	1.88	m2
2. 灌溉渠道				
清淤	灌溉渠道	2050	2050.00	m3
1:2 水泥砂浆勾缝	灌溉渠道	2.3*2*890	4094.00	m2
3. 涵身加固	前埔涵	1 项	100000.00	项
钢筋		23.43*0.07	1.64	t
钢模板		(3.15+0.9)*2*3+(13.95+5.58)*2*3+(0.62+3.66)*2+(3.15+0.9)*2*3+(13.95+5.58)*2*3+(0.62+3.66)*2	300.08	m2
脚手架		18.3*3	54.90	m2