

# 热带雨林地区桥梁钢板桩围堰受力研究

王延涛

(中交一航局第一工程有限公司)

**摘要:**为解决热带雨林地区钢板桩围堰的稳定性和抗浮能力问题,采用综合分析法,依托安戈巴格桥墩的钢板桩围堰施工工程,通过加权平均值计算土层参数,选取出合适的材料和围堰布置形式;计算钢板桩入土深度,考虑土压力、被动土压力修正系数等因素,得出钢板桩的最大应力和入土深度;通过危险情况受力分析,设计出合理的内撑结构,并进行围堰整体抗浮、基坑底抗隆起以及基坑底管涌的验算。结果表明钢板桩围堰在各种危险情况下均能保持稳定,具备良好的抗浮稳定性和抗隆起能力,且不会发生基坑底管涌现象。可为热带雨林地区特殊地质条件下钢板桩围堰设计与施工提供参考,具有一定的创新性和实用价值。

**关键词:**热带雨林气候;入土深度;临界情况受力;内撑稳定性;整体抗浮;坑底抗隆起

## 0 引言

在桥梁工程中,钢板桩围堰作为一种常见的支护结构,在不同地理环境下扮演着重要角色。然而,针对位于热带雨林地区的钢板桩围堰,需要考虑多种因素的复杂影响。首先,热带雨林地区的水文地质条件复杂,水流湍急、降雨量大,常常伴随着突发性的洪水,对围堰的稳定性提出了更高的要求。其次,热带雨林地区土壤多为黏性土或疏松土,地质条件不稳定,要求钢板桩围堰具备更好的承载能力和抗冲刷能力。

在国内,钢板桩围堰施工有着非常成熟的施工工艺,但在巴布亚新几内亚这种处于热带雨林地区的国家,钢板桩围堰的研究尚处于初级阶段,相关文献和研究相对较少。

## 1 工程概况

安戈巴格桥(Angabanga Bridge)位于巴布亚新几内亚中央省哈里塔诺高速公路沿线贝莱纳小镇处,桥梁长160 m,大桥连续跨越安戈巴格河(Angabanga River),主跨为27.5 m+3×35 m+27.5 m。该河流地处热带雨林气候带,水流湍急,河岸冲刷严重,上游水资源充沛,每年12月至翌年4月为雨季,多突发涨水现象。桥梁上部结构均为桁架式结构,由4道1.3 m高的钢纵梁和横隔梁组合而成,上部为承重桥面板;下部结构全部采用整体现浇承台,埋于河床内,最大承台尺寸为8 m×6 m×2 m,最大墩高10.5 m,墩身宽7 m。其中P1—P3为水中墩基础,均位于安戈巴格河道内。

## 2 钢板桩选取

安戈巴格桥P1—P3桥墩采用打入式钢板桩围堰法,考虑雨季突发涨水情况频发,遂选择在旱季进行承台及墩身施工。本文探讨P1桥墩钢板桩围堰施工的受力问题。

由于地质资料并不完整,采用加权平均值计算方法确定土层参数。选用材料为单根运输长度6~12 m的SY295拉森V型钢板桩。围堰平面尺寸为12 m×10.5 m×8.5 m,内部设置2~3道内撑。

钢板桩围堰的入土深度较大,土体对入土部分的围堰起到嵌固作用,围堰上端由内撑支护,计算钢板桩入土深度采用等值梁法。根据规范要求,常用土压力等于0的位置来代替正负弯矩转折点的位置。计算土压力强度时,应考虑板桩墙与土的摩擦作用,将钢板桩墙前、墙后的被动土压力分别乘以修正系数<sup>[1]</sup>。

本文计算作出假设:1)钢板桩应在计算时取1 m为单位宽度;2)因承台以上土体处于饱和和水状态,出于简化计算和偏安全方面的考虑,将土的黏聚力 $c$ 设置为0;3)弯矩为0的位置设置为铰接,故该模型相当于简支梁。

## 3 受力计算

### 3.1 钢板桩入土深度计算

根据P1桥墩位置可知,基坑设计底部距离河床约为7 m,标高为+18.5 m,计划于旱季开展围堰施工,钢围堰顶标高设置为+19.5 m。为方便承台施工,围堰平面尺寸布置为10.394 m×8.215 m,内部设置3道支撑,受到已有钢桩影响,钢板桩

布置形式如图 1 所示。

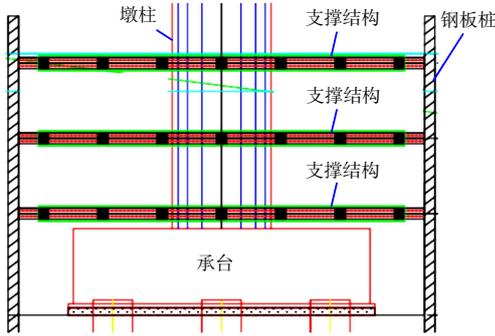


图 1 钢板桩布置形式

该桥处土层主要为黏性土，因此计算时假设围堰坑底为饱和黏土，按浮重度考虑坑底以上围堰外侧土层，计算过程如下：

$$P_p = P_a + P_w$$

$$P_a = (r_1' \times 7 + r_2 \times y) \times K_a$$

被动土压力  $P_p = K \times K_p \times r_2 \times y$  (假设 P1 桥墩钢板桩进入第 2 土层，根据该土层内摩擦角选择被动土压力修正系数  $K=1.5$ )

$$P_w = r_w \times 7$$

式中： $K$  为被动土压力修正系数； $r_1'$  为围堰外侧单位体积土重量； $r_2$  为坑底单位体积土重量； $r_w$  为单位体积水重量； $K_a$  为主动土压力系数； $K_p$  为被动土压力系数。

经过计算得出，钢板桩墙上土压力强度等于 0 时，与挖土面的距离  $y=2.3$  m。

为了简化计算，正负弯矩转折点的位置由土压力等于 0 的位置代替，钢板桩最大受力位于围堰坑底， $P_b=104.1$  kN，使用 Midas Civil 进行计算，将土压力等于 0 的位置设置为铰接，其他位置支座只设置垂直于钢板桩方向的约束，加入梯形荷载后计算得出，钢板桩支座反力分别为： $F_1=19.63$  kN、 $F_2=-46.38$  kN、 $F_3=382.46$  kN、 $F_4=112.67$  kN；最大弯矩  $M_{max}=180.10$  kN·m。

根据上述验算结果，桩的入土深度  $X$  长度为：

$$X = \sqrt{\frac{6F_4}{r_2(K \times K_p - K_a)}} = 4.12 \text{ m}$$

P1 桥墩钢板桩入土深度  $t=(4.12+2.3) \times 1.2=7.71$  m；

P1 桥墩钢板桩总长度  $L=7.71+7=14.71$  m。

验算此时钢板桩最大应力为：

$$\delta = M_{max} / I_{XX} = 66.70 \text{ MPa}$$

式中： $I_{XX}$  为钢板桩的惯性距。

### 3.2 危险工况

1) 工况 1：挖泥抽水至 +16.0 m 后安装第 1 道内撑，此时该内撑受力处于最不利状态，见图 2。

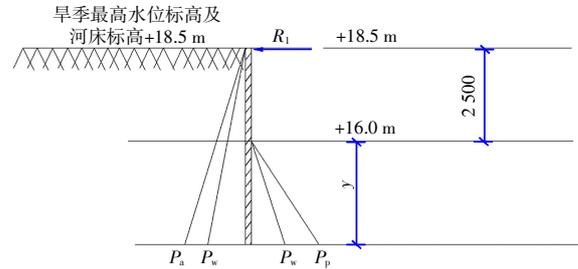


图 2 工况 1 受力示意图

2) 工况 2：挖泥抽水至 +14.0 m 后安装第 2 道内撑，此时该内撑受力处于最不利状态，见图 3。

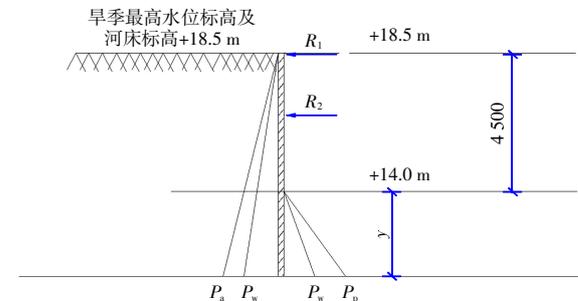


图 3 工况 2 受力示意图

3) 工况 3：挖泥抽水至 +11.5 m 后安装第 3 道内撑，此时该内撑受力处于最不利状态，见图 4。

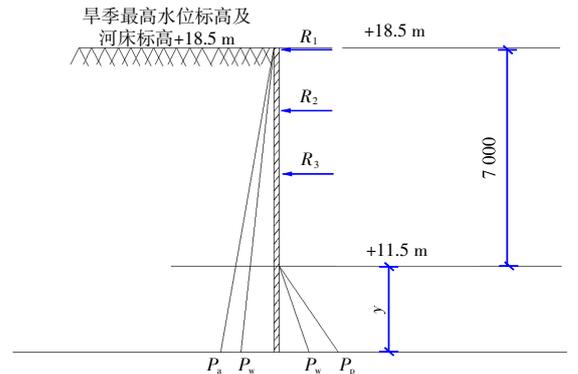


图 4 工况 3 受力示意图

### 3.3 危险工况下围堰稳定性计算

由图 2 开展工况 1 的受力计算。计算反弯点位置，即将钢板桩上土压力为 0 的位置作为反弯点位置，计算其与基坑底面的距离  $y$ ，在  $y$  处钢板桩被动土压力强度等于主动土压力强度与静水压力之和，即：

$$P_p = P_a + P_w$$

$$P_a = (2.5 + y) \times K_{a1} \times r_1'$$

式中： $K_{a1}$ 为主动土压力系数；

被动土压力  $P_p=K \times K_{p1} \times r_1' \times y$

式中： $K_{p1}$ 为被动土压力系数，假设 P1 桥墩钢板桩进入第 1 土层，被动土压力修正系数假定为  $K=1.2$ 。

静水压力  $P_w=r_w \times 2.5$

经过计算得出  $y=4.43$  m。

同理，土压力等于 0 的位置来代替正负弯矩

转折点的位置，钢板桩最大受力为 37.2 kN，位于围堰坑底，使用软件 Midas Civil 计算，将土压力等于 0 的位置设置为铰接，其他位置支座仅设置垂直于钢板桩方向的约束，则该梁受力验算可知，工况 1 钢板桩最大弯矩为 142.77 kN·m，作用于第 1 道内支撑围檩的反力为 70.36 kN。同理可得其他工况下钢板桩内力及内撑围檩反力计算结果，如表 1 所示。

表 1 钢板桩内力及内撑围檩反力计算表

计算工况		钢板桩应力/MPa	钢板桩最大弯矩/(kN·m)	第 1 道内支撑反力/kN	第 2 道内支撑反力/kN	第 3 道内支撑反力/kN
工况 1		52.88	142.77	70.36	—	—
工况 2	第 1 道内撑垂直向完全铰接	68.20	184.13	-82.17	289.63	—
	第 1 道内撑垂直向自由	88.04	237.71	—	182.19	—
工况 3		66.70	180.10	19.63	-46.38	382.46

通常情况下，SY295 型钢板桩的屈服强度为 315~355 MPa，由表 1 可知，在不同情况下，钢板桩围堰都有足够的安全性。

### 3.4 围堰内撑设计及验算

考虑正式桩基的分布情况，3 道内撑均需要按图 1 所示形式进行布置。利用 Midas Civil 6.7.1 建立有限元模型，将牛腿设置竖向和横向约束，包括支承与圈梁交接处，分别焊接在上下左右 4 个方向。由于工况 2 中第 1 道内撑与围檩间设置为垂直方向的铰接，此铰接将不能承受向外的拉力作用，此时仅需验算内撑受压稳定性，由于第 1 道内撑最大压力为 70.36 kN，采用 I40a 作为第 1 道围檩，采用  $\phi 400$  mm，壁厚 6 mm 钢管作为第 1 道内撑。

由表 1 可知，第 1 道内侧支撑的最大支撑反力为 70.36 kN。根据以上情况计算结果，第 1 道内撑及圈梁受力为 70.36 kN，在 Midas Civil 6.7.1 中建立整体受力模型。单元材料均为 Q235 钢材，其中内撑与围檩间应释放梁端约束(设置为铰接)，仅限制各垂直方向位移。根据要求建立模型分析，围檩最大位移和拉应力均发生在横向围檩中间位置，剪应力发生在横向钢管与围檩相接处；最大位移变化约为 3.55 mm，最大剪应力为 41.2 MPa，最大拉应力为 80.68 MPa，均满足受力要求。

内撑钢管轴力最大为 270.4 kN，组合应力最大为 40.7 MPa。钢管稳定性验算如下：

由上述可知， $\phi 400$  mm $\times$ 6 mm 钢管最大轴力 270.4 kN。

内撑钢管的截面面积  $A=74$  cm<sup>2</sup>；截面的惯性矩  $I=1.44 \times 10^4$  cm<sup>4</sup>；回转半径  $i=(1.44 \times 10^4 / 74)^{1/2}=14$  cm；长细比  $\lambda=L/i=755/14=54$ ，由此查安全系数表可知  $\varphi=0.839$ 。内撑钢管的最大组合应力  $\sigma=N/(A \times \varphi) < [\sigma]=215$  MPa。轴向荷载  $[N]=[\sigma] \times A \times \varphi=1\ 335$  kN $>$ 270.4 kN。

使用欧拉公式计算围堰长边方向上支撑钢管的临界轴力：

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

式中： $E$ 为钢管的弹性模量，取值 210 GPa； $I$ 为截面惯性矩； $L$ 为钢管的有效长度； $K$ 为有效长度系数，取值 0.5。

计算可得临界轴力  $P_{cr}$  为 817.5 kN。

稳定系数  $\phi=817.5/207.4=3.94 > 1$

由上述计算可以看出，内撑钢管结构的稳定系数大于 1，具有良好的稳定性。

同方法对第 2 道、第 3 道内撑设计如表 2 所示，可满足稳定性要求。

表 2 内撑及围檩材料设计表

位置	围檩规格	内撑钢管直径/mm	内撑钢管壁厚/mm
第 2 道支撑	双拼 I45a	600	8
第 3 道支撑	三拼 I45a	600	8

### 3.5 钢板桩围堰整体抗浮验算

该项目不考虑封底混凝土施工，需对围堰整体抗浮进行验算。根据钢板桩围堰设计情况，钢板桩受到土体向下的摩阻力以及克服基坑整体受到的浮力。根据提供的地质资料，以及建筑桩基

规范<sup>[1]</sup>和日本关于标准贯入度试验  $N$  值与摩阻力系数的关系可知围堰受到的土层摩阻力。

根据 3.1 节对钢板桩入土深度的验算，板桩长度 14.71 m，顶标高为 +18.5 m，底标高为 +3.79 m，土层标高为 +17.65 m，围堰设计尺寸为 10.38 m×8.4 m(长×宽)。据此围堰受到最大向下的摩阻力为  $F_{阻}=15\ 437.16\ \text{kN}$ 。

围堰受到整体浮力： $F_{浮}=\rho\cdot g\cdot v=6\ 103.44\ \text{kN}$

围堰的抗浮系数： $K_f=\frac{F_{阻}}{F_{浮}}=2.53$

验算可得，钢板桩围堰整体抗浮稳定性可靠。

### 3.6 围堰基坑底抗隆起验算

当围堰内部清淤开挖至 +11.5 m 标高处，为最危险工况，为防止坑底土隆起，必须对基坑底部进行承载力验算。

本工程基底抗隆起计算参考 PRANDTL 和 TERZAGHI 的地基承载力公式，同时把桩墙底面的平面当做极限承载力的基准面，在《建筑地基基础设计规范》<sup>[2]</sup>中，验算抗隆起安全系数的公式对土质有硬性要求，必须为纯砂性土和纯黏性土，而一般黏性土的抗剪强度应同时包括  $c$  和  $\varphi$  两个因素。后有学者参照地基极限承载力的分析计算方法，提出了能同时考虑土体  $c$ 、 $\varphi$  值的墙底地基极限承载力抗隆起验算模式，其验算公式如下：

$$K_s=\frac{N_c\times c+N_q\times\gamma\times t}{\gamma(h+t)+q}\geq 1.1$$

式中： $K_s$ 为土的水平地压系数； $N_q$ 内摩擦角修正系数； $N_c$ 为黏聚力修正系数； $c$ 为土的黏聚力，kPa； $\varphi$ 为土的内摩擦角，(°)； $\gamma$ 为土的重度，kN/m<sup>3</sup>； $t$ 为支护结构入土深度，m； $h$ 为基坑开挖深度，m； $q$ 为地面荷载，kPa。

$\gamma$ 、 $\varphi$ 、 $c$ 按钢板桩入土深度范围内的加权平均值计算： $\gamma=17.72\ \text{kN/m}^3$ ； $\varphi=15.83^\circ$ ； $c=8\ \text{kPa}$ 。

由此可得：

$$N_q=\tan^2(45^\circ+\varphi/2)\times e^{\tan\varphi}=4.26$$

$$N_c=(N_q-1)/\tan\varphi=11.52$$

$$K_s=\frac{N_c\times c+N_q\times\gamma\times t}{\gamma(h+t)+q}=2.58\geq 1.1$$

经验证，围堰基坑底部稳固，不会发生隆起现象。

### 3.7 围堰基坑底管涌验算

根据《建筑施工计算手册》，管涌主要由水头

差引起，不产生管涌的安全条件为：

$$K_g=r'/j\geq 1.5$$

$$j=i\times r_w=\frac{h'}{h'+2t}\times r_w$$

式中： $K_g$ 为基坑底抗管涌安全系数； $r_w$ 为水容重，约为 10 kN/m<sup>3</sup>； $r'$ 为土的浮容重，约为 7.72 kN/m<sup>3</sup>； $h'$ 为水位至坑底的距离，约为 7 m； $t$ 为钢板桩的入土深度，约为 7.71 m。

由此可推算出  $K_g=2.24$ ，因此基坑底管涌现象不会发生。

通过对热带雨林地区安戈巴格桥 P1 桥墩钢板桩围堰的受力计算验证，可以得出以下结论：

1) 钢板桩选取合理：选择了适应热带雨林气候条件的 SY295 型钢板桩，能够满足项目的承载需求。

2) 入土深度计算准确：采用等值梁法对钢板桩围堰的入土深度进行了合理的计算，确保了围堰的稳定性。

3) 危险工况受力分析充分：对施工过程中可能遇到的危险工况进行了详细的受力分析，为施工提供了重要的参考和指导。

4) 围堰稳定性满足要求：通过有限元模型的建立和验证，确保了围堰在各种工况下的稳定性，保障了工程的安全性。

5) 整体抗浮、基坑底抗隆起以及抗管涌满足设计要求：对围堰的整体抗浮、基坑底抗隆起以及抗管涌进行了详细的验算和分析，确保了工程的可靠性和稳定性。

## 4 结语

本文对位于热带雨林地区特殊地质条件下的桥梁钢板桩围堰进行了全面的受力和稳定性评估。通过详细的计算和分析可得，钢板桩围堰在危险工况下能够保持稳定，并具备良好的抗浮稳定性和抗隆起能力。通过本文的研究，不仅扩展了钢板桩围堰在特殊地理环境下的应用范围，也为类似项目的设计和施工提供了重要的理论支持和技术指导。

### 参考文献：

- [1] 江正荣, 建筑施工计算手册[M]. 4版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.
- [2] JGJ 94—2008, 建筑桩技术规范[S].
- [3] GB 50007—2011, 建筑地基基础设计规范[S].