

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2019.04.022

景洪 - 勐海高速公路澜沧江特大拱桥拱座 安全评价

柯 鉴¹, 鲁志强², 杨建成¹, 梁艳峰¹, 梁栋才^{3,4}

(1. 西双版纳景海高速公路建设投资有限公司, 云南 景洪 666100;

2. 云南省交通规划设计研究院有限公司, 云南 昆明 650041;

3. 中国科学院 武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071;

4. 中国科学院大学, 北京 100000)

摘 要: 拱桥拱座、桩基和地基的共同作用为桥梁上部结构提供了承载安全和变形稳定保障,其安全性是拱桥安全的重要环节。以云南景洪 - 勐海高速公路澜沧江特大拱桥为对象,利用有限元模型,模拟了拱桥各施工环节,桥梁荷载考虑了标准组合和基本组合,分析了施工过程对拱座应力和变形场的影响规律。研究表明,该拱桥拱座材料安全、地基承载安全、桩基承载安全、结构变形稳定。

关键词: 拱桥拱座;基底应力;承载力;承载安全;变形稳定

中图分类号: TU457

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2019)04-0122-08

Safety Evaluation of Lancang River Arch Bridge's Abutment of Jinghong Menghai Highway

KE Jian¹, LU Zhiqiang², YANG Jiancheng¹, LIANG Yanfeng¹, LIANG Dongcai^{3,4}

(1. Xishuangbanna Jinghai Highway Construction Investment Co., Ltd., Jinghong, Yunnan 666100, China;

2. Broadvision Engineering Consultants, Kunming, Yunnan 650041, China;

3. State Key Laboratory of Geo-mechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China; 4. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100000, China)

Abstract: Interaction of abutment, pile and foundation gives security to bearing safety and deformation stability for the superstructure of arch bridge, whose safety is an important part of arch ridge stability. Grand arch bridge's synthetic safety of Lancang river in Yunnan Jinghong menghai highway is studied in the paper. By using FEM model, every part of arch bridge in working progress was simulated, which contain standard and basic load combinations. Stress and strain fields of the abutment are analyzed. It is shown that the abutment material strength, ground bearing, pile bearing and abutment deformation stability are all safe.

Keywords: arch bridge's abutment; basal stress; bearing capacity; bearing safety; deformation stability

拱桥是一种通过拱形结构将桥梁荷载传递作用于两岸基础和地基的桥梁型式,拱座基础和地基的协同作用,为桥梁安全提供保障^[1-2]。

当前对于拱座系统的安全性评价的研究一般包括:(1) 材料强度安全,一般基于结构材料的拉、压

应力与材料抗压强度和抗拉强度的对比进行安全性评价,为结构配筋调整提供参考依据^[3-8];(2) 桩基和地基承载安全,桥梁荷载经由拱座传递到桩基或地基上的应力,桩基主要是承受的轴力和规范公式估值确定的桩基承载力对比,评估桩基承载安

全^[9-10];地基主要是基础基底应力与地基承载力对比,评估地基承载安全^[11]。(3)拱座基础的变形稳定,主要包括沉降和倾斜稳定^[1-2]。当前拱座安全评价存在的问题在于:对拱座基础的安全多集中在材料强度安全;规范仅提到了变形稳定,但没有具体的可操作性的规定,多数沿用上部结构的变形标准;基底受力一般不超过地基承载力。但实际工程中上述 3 部分的安全与稳定是密切相关的,拱座基础与地基是协同作用的^[12-14],而且受桥址区不良地质的影响较大^[15-17],即拱座系统的安全与稳定是地质与结构体系强度安全与变形稳定的统一。

本文以澜沧江特大拱桥拱座+桩基+地基系统安全性为研究对象,利用有限元数值方法,模拟施工过程,分析协同作用下基础、桩基和地基的材料强度安全、桩基承载安全和地基承载安全,分析拱座结构的变形稳定,探讨强度和变形控制标准下拱座系统的综合安全。目的是明确拱座安全评价各部分参考的标准和明确不同标准的依据,使得综合安全评价论据充分,评价指标可操作性强。

1 工程简介

1.1 澜沧江特大拱桥简介

澜沧江特大桥位于景洪至勐海高速公路 K7+795 处,桥位处江面宽约 280 m,两岸地势较陡峻,景洪岸接路基,勐海岸连接拱隧道。全桥纵断面位于双向 0.5% 的“人”字坡上,主桥横坡为双向 2%。全桥跨径布置为 3 m×40 m 组合梁+300 m 跨径上承式钢箱拱桥+2 m×40 m 组合梁,桥梁全长 523 m (含两岸桥台)。

1.2 工程地质条件

桥位区地势北高南低,地形切割较强烈,属高中山区及中山区,山脉、水系多呈北北西—南南东向延伸,与区域构造线方向基本一致。桥位区最低海拔为澜沧江河谷,约 536.0 m,最高点为蚌塘后山,海拔达 2 429.7 m,最大相对高差达 1 893.7 m。桥位地形起伏较大,横坡相对较缓,植被发育,主要为旱地与林地,地形较开阔,河谷呈“U”形,受水流侵蚀作用较强烈,地貌单元属中山峡谷地貌,地质作用以风化剥蚀、流水侵蚀作用为主。两岸山地斜坡自然坡度为 5°~40°、局部较陡。

两岸地层由上至下依次为分布厚度不一的覆盖层、强风化泥灰岩和中微风化泥灰岩,局部夹薄层泥岩和砂岩。

根据工程类比和勘察综合确定的各地层、拱座

基础和桩基的物理力学参数见表 1。

表 1 拱座、地基和桩基材料参数建议值

方位	地层	重度 /(kN· m ⁻³)	弹性 模量 /GPa	泊松 比	内摩 擦角 /(°)	黏聚 力 /kPa	承载 力 /kPa
景洪岸	强风化 泥灰岩 (自然)	21	0.50	0.34	32	300	450
	强风化 泥灰岩 (饱水)	22	0.20	0.36	21	100	250
	中风化 泥灰岩	23	0.80	0.30	35	550	—
勐海岸	强风化 泥灰岩 (自然)	21	0.60	0.33	32	350	450
	强风化 泥灰岩 (饱水)	22	0.30	0.35	21	150	250
基础	中风化 泥灰岩	23	0.90	0.29	35	600	—
	拱座混 凝土 C40	25	32.50	0.20	35	1500	—
地基	桩基混 凝土 C35	24	31.50	0.20	35	1000	—

1.3 拱座系统设计参数简介

拱座系统包括:矩形拱座基础,基底 4 根竖向圆截面桩基和临坡侧 4 根城门洞形斜桩。作用于拱座系统的拱桥上部荷载包括:标准和基本组合两类。拱座基础的作用在于调整上部荷载和传递荷载使其均匀作用于桩基和地基。拱座纵坡向垂直投影宽度 12.77 m、水平向投影高度 13.00 m、横坡向长度 32.70 m。竖桩截面直径 3.50 m,长度 55.00 m。斜桩城门洞形高度 2.62 m、顶部半径 1.50 m、底宽 3.00 m,长度 35.00 m。

评价拱座应力、基底应力、桩基受力和变形安全。地基安全通过地基承载力评判(<450 kPa,深宽修正值 818 kPa),桩基安全通过承载力判定(<规范公式估值),变形稳定(<30 mm)。

2 数值模型和计算方案

2.1 数值模型简介

计算在大型商业软件 ABAQUS 平台进行,数值模型尺寸:沿桥轴线方向 163 m,顺水流方向 140 m,竖直方向 180 m,基本按 3 倍的工程建设范围进行了建模考虑,充分避免了边界效应对计算结果的影响。数值模型详见图 1。

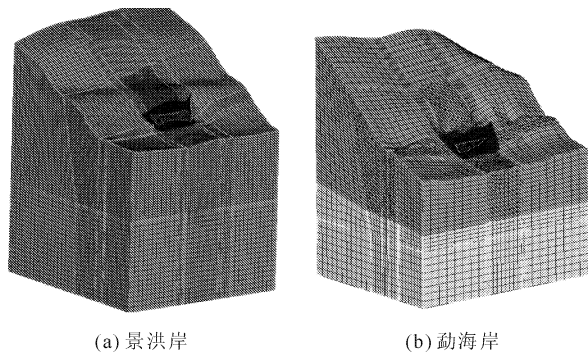


图 1 拱座系统数值模型

景洪岸单元数 548 462 个,节点 294 486 个;勐海岸 258 018 个,节点 99 050 个。由于数值模型形状多变,所以,桩基和拱座采用四面体单元,为保证精度、最大限度防止畸变网格的产生单元尺寸最大 0.5 m,再小则计算效率和计算规模剧增;映射到地层则改用六面体单元,往外和往深部则单元尺寸逐步增大。边界条件,都是竖向边界采用法向约束,底面采用全约束,坡面自由。桩基和基础连接部位未设置接触,拱座基础和地基接触部位设置接触面,接触参数仅考虑摩擦作用,摩擦系数规范^[1]表 4.4.2 取 0.5。桩基和基础采用弹性本构,地基采用弹塑性本构。工程荷载的考虑严格按设计给定方式施加于模型。

2.2 计算方案

计算工况涉及到(1)自然地形下的自重应力场的平衡;(2)基坑开挖;(3)桩基施工;(4)拱座施工;(5)工程荷载施加。材料强度安全评价按混凝土的抗压、抗拉强度;桩基承载安全按桩基承载力评价;地基承载安全按地基承载力评价;拱座变形稳定参考设计给定沉降控制标准和规范相关倾斜标准综合评价。

3 拱座系统安全性综合评价

3.1 拱座基础和地基承载安全性评价

3.1.1 施工过程对附加应力的影响分析

考虑到基坑开挖和桩基施工仅是引起围岩应力的重分布和调整,一般情况下不会引起超过材料强度的破坏,所以仅整理了桥梁荷载施加工况下,围岩不同 x 方向(水平)应力 S_{11} 、 y 方向(横坡)应力 S_{22} 、 z 方向(竖向)应力 S_{33} 的附加应力云图,结果整理成图 2。

由图 2 可知,景洪岸附加应力最值出现在位置均在拱座与桩基连接部位、竖桩周边和斜桩周边,量

级均在 1.2 MPa ~ 14.1 MPa 之间;勐海岸最值出现部位类似,量级在 1.3 MPa ~ 9.7 MPa 之间,均远小于混凝土和围岩的抗压强度,围岩和结构材料强度安全。

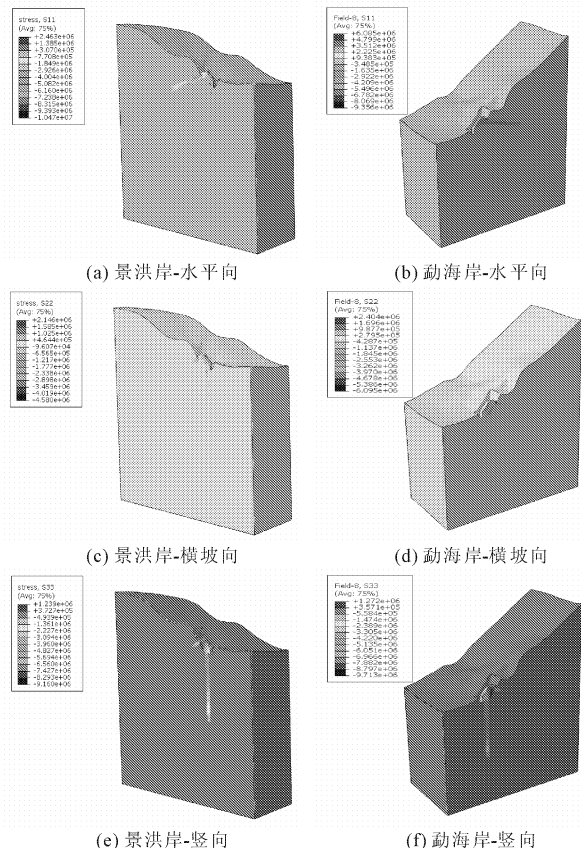


图 2 桥梁荷载作用下附加应力分布云图

3.1.2 拱座材料强度安全性评价

为了分析拱座结构应力分布情况,方便评价结构材料强度安全和局部是否需要增强配筋,拱座不同荷载组合下不同方向应力云图见图 3,限于篇幅仅列出景洪岸,对称仅展示一半。

从应力云图图 3 可知,自然条件,标准组合下,拱座竖向、横坡向和水平向压应力的最大值分别为 5.70 MPa、3.90 MPa、7.04 MPa,拉应力值分别为 0.76 MPa、1.72 MPa、1.12 MPa;基本组合压应力对应值分别为 6.87 MPa、4.56 MPa、8.01 MPa,拉应力对应值分别为 1.01 MPa、1.99 MPa、1.30 MPa。拱座混凝土等级为 C40,不考虑配筋,则抗压强度约为 35 MPa ~ 40 MPa,压应力值远小于材料抗压强度,拱座材料抗压安全;抗拉强度约为 1.70 MPa,拉应力有超过材料抗拉强度的情况,拉应力超标范围多在拱圈 + 拱座、拱座 + 桩基结合部,可在局部适当增强配筋。

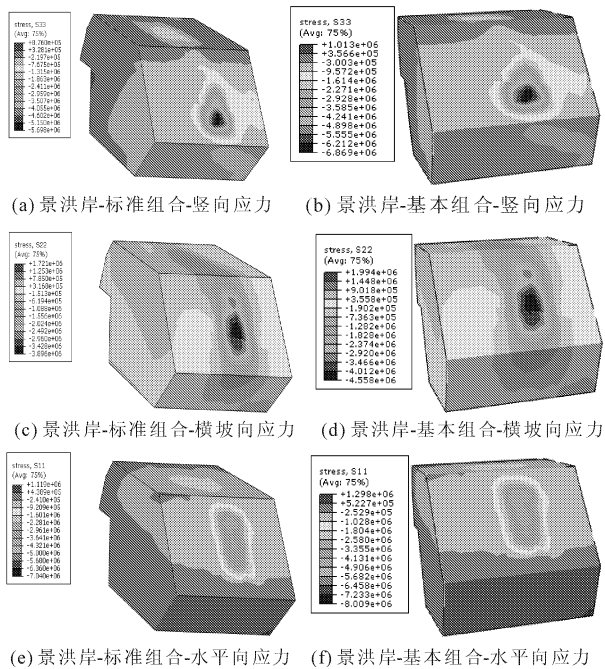


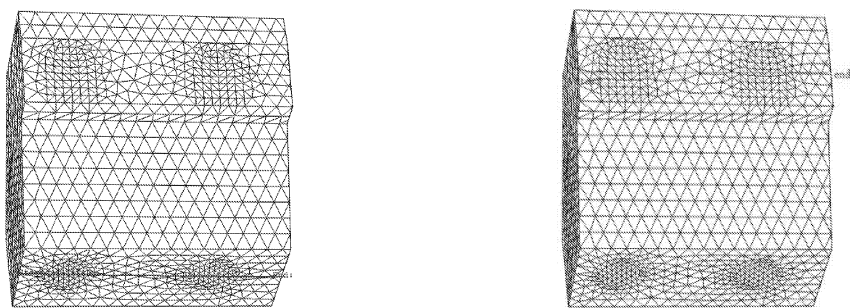
图 3 自然状态下景洪岸拱座应力云图

3.1.3 基于基底应力的地基承载安全性评价

为评价基底应力和桩间岩基承载力之间的安全性,限于篇幅仅以景洪岸为例,沿底面和侧面选择两条路径提取应力数据,路径 1 提取竖向应力,路径 2 提取水平向应力,整理成曲线图,见图 4。

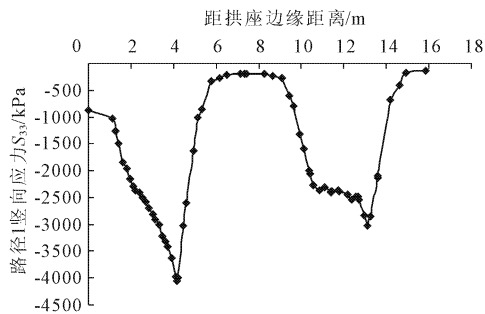
从基底应力曲线可知,自然条件,标准组合下,底面竖向应力和侧面水平应力最大值分别为 4 000 kPa(对应边桩位置)、2 700 kPa(对应中间桩);基本组合对应值分别 4 500 kPa、3 200 kPa;基底饱水软化条件,标准组合下,基底、侧面和横断面竖向应力最大值分别为 5 500 kPa、3 500 kPa;基本组合对应值分别 6 000 kPa、4 000 kPa。桩间土部分的传递荷载很小,小于强风化泥灰岩承载力 450 kPa,仅在靠近拱座基底边界位置有局部超过 450 kPa 的情况,整体承载安全。

将基底自然条件和饱水软化条件下超出强风化泥灰岩承载力的部分统计列于表 2。

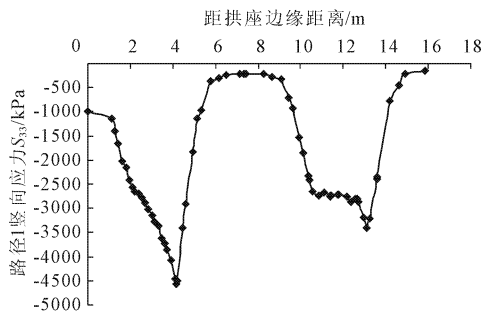


(a) 底面长边路径1

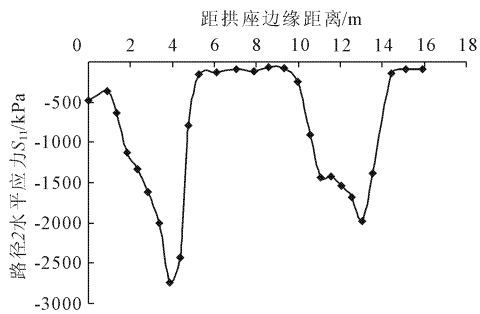
(b) 侧面长边路径2



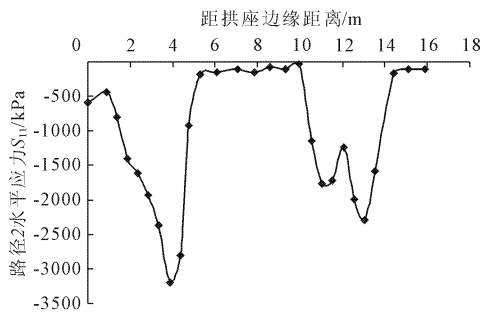
(c) 标准组合-底面长边路径1-竖向应力



(d) 基本组合-底面长边路径1-竖向应力



(e) 标准组合-侧面长边路径2-水平向应力



(f) 基本组合-侧面长边路径2-水平向应力

图 4 自然状态下景洪岸拱座基底应力曲线

表 2 拱座基底应力超过地基承载力范围

工况	景洪岸基	景洪岸	勐海岸基	勐海岸
	底应力超	距拱座	底应力超	距拱座
	过地基承	边缘距	过地基承	边缘距
	载力/kPa	离/m	载力/kPa	离/m
标准组合 + 自然	>450	0.50	>450	1.60
标准组合 + 软化	>250	1.60	>250	1.60
基本组合 + 自然	>450	1.60	>450	1.60
基本组合 + 软化	>250	1.60	>250	1.60

从表 2 中数据可知,自然条件下,仅是靠近拱座外侧和两边的局部范围基底应力超过地基承载力,这是应力集中造成的,不影响整体承载安全;软化条件下,仅是靠近边界桩的外侧部分基底应力超过地基承载力,不影响整体承载安全。该方案下基底应力超出承载范围的最大面积约 $[32.70 \times 1.60 + (6.52 - 1.60) \times 1.60 \times 2] = 69 \text{ m}^2$,基底投影面积 $32.70 \text{ m} \times 12.77 \text{ m} = 417 \text{ m}^2$,占比约 16%,考虑到实际工程地基和整体拱座的变形协调,该部分超出应力会调整到邻近桩基和桩间地基土一起承担,不会出现承载安全问题。

上述分析均是基于自然和饱水软化强风化泥灰岩地基承载力容许值做出的判断,考虑到拱座基础的深宽修正,则

$$f_a = f_{a0} + k_1 \gamma_1 (b - 2) + k_2 \gamma_2 (h - 3)$$

$$f_{a1} = 818 \text{ kPa}$$

$$f_{a2} = 522 \text{ kPa}$$

综上,可以判定拱座基底应力均小于经过深宽修正后的强风化泥灰岩地基承载力,强风化泥灰岩地基承载安全。

3.2 拱座变形稳定性评价

3.2.1 施工过程引起的变形稳定性评价

计算了不同施工环节下,围岩不同 x 方向(水平)位移 U_1 、 y 方向(横坡)位移 U_2 、 z 方向(竖向)位移 U_3 发展规律,限于篇幅仅以景洪岸为例,结果整体成图 5。

由图 5 和表 3 可知,水平位移最大值和最小值,在初期出现在基坑迎坡面和背坡面坡顶较陡位置,坡面和基底位置的 3 个方向的位移均在 30 mm 以内。随着竖桩和斜桩的开挖,水平位移最值,出现在桩周位置。后续拱座施工和桥梁荷载施加,对水平位移最大值的改变不大,说明这些变形多为不可恢复变形。实际桩基施工时,应注意基底排水,重视饱水软化条件下桩周土体的变形对桩基施工的影响。横坡向位移的最值规律,与之类似。竖向位移的最值多出现在斜桩上部和竖桩基底。综上可知,基底变形基本均在 30 mm 控制变形范围内,仅局部大于 30 mm,整体变形稳定可控。变形超过 30 mm 的位置,多出现在竖桩和斜桩施工过程中,施工中应注意基底排水,基底在不软化条件下,变形均可满足工程稳定性要求。如存在基底饱水软化条件,则需注意桩周变形对桩基施工的影响。

勐海岸位移最大值出现的位置和整体规律与景洪岸类似,区别在于最大值不同(见表 4)。

3.2.2 拱座结构变形安全综合评价

根据上述计算,将不同方案、不同模型、计算工况下的角点位移统计列于表 5。角点编号见图 6。限于篇幅仅给出相对较大的基本工况结果。

表 3 景洪岸不同施工环节不同方向位移最值

施工环节	基坑开挖	竖桩		斜桩		拱座施工	桥梁荷载
		开挖	施工	开挖	施工		
水平位移 $U_{1\max}$ /mm	23.2	57.8	57.7	57.5	57.5	57.3	56.6
水平位移 $U_{1\min}$ /mm	-17.9	-41.6	-41.8	-42.0	-41.9	-42.1	-42.9
施工环节	基坑开挖	竖桩		斜桩		拱座施工	桥梁荷载
		开挖	施工	开挖	施工		
横坡向位移 $U_{2\max}$ /mm	5.5	52.2	52.2	52.2	52.2	52.1	52.1
横坡向位移 $U_{2\min}$ /mm	-8.4	-51.4	-51.4	-51.5	-51.5	-51.4	-51.3
施工环节	基坑开挖	竖桩		斜桩		拱座施工	桥梁荷载
		开挖	施工	开挖	施工		
竖向位移 $U_{3\max}$ /mm	2.2	32.1	28.9	30.9	29.9	24.2	12.4
竖向位移 $U_{3\min}$ /mm	-7.6	-12.4	-14.1	-17.3	-20.4	-24.8	-38.0

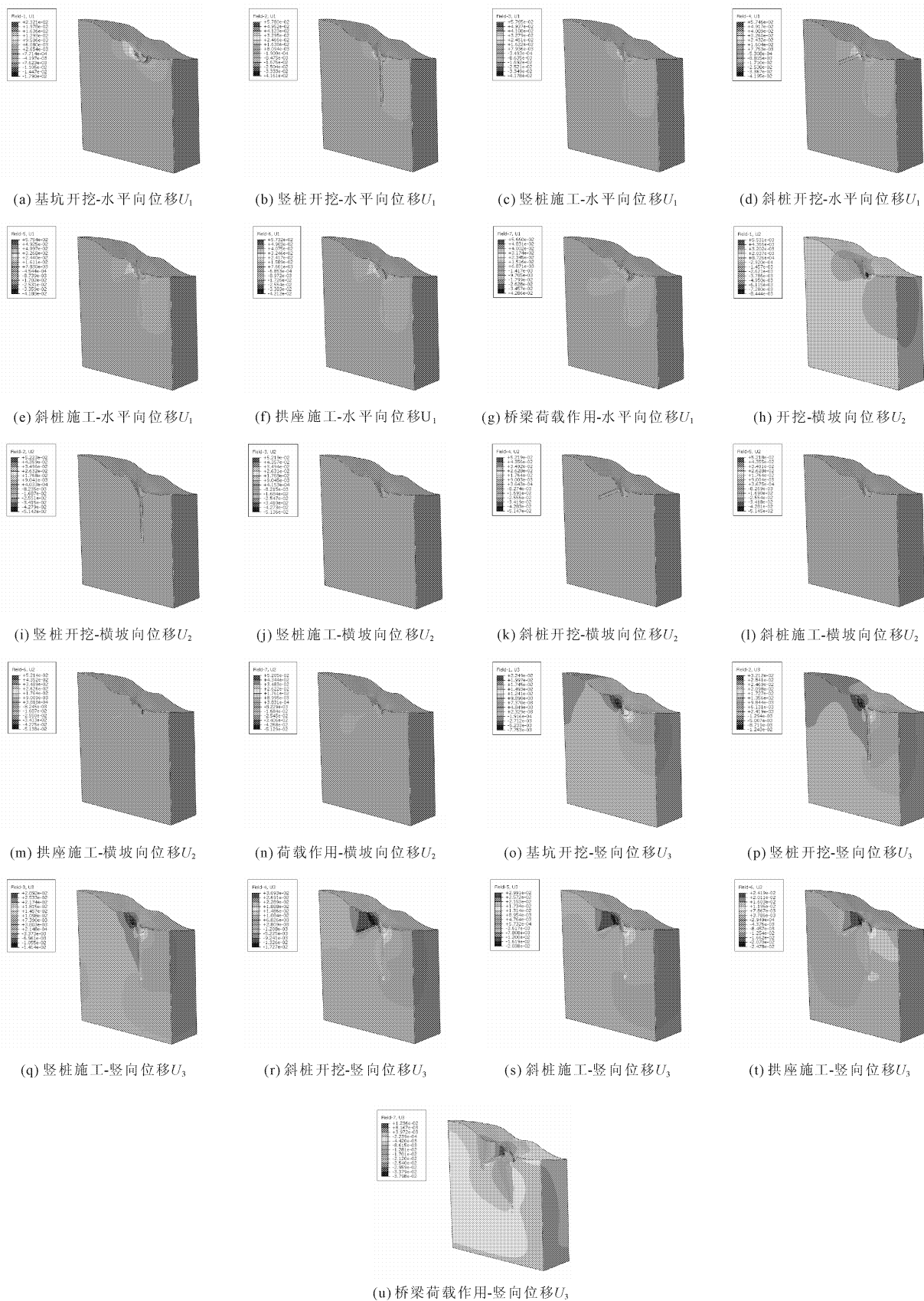


图 5 景洪岸施工过程中各阶段位移云图

表 4 勐海岸不同施工环节不同方向位移最值

施工环节	基坑开挖	竖桩		斜桩		拱座施工	桥梁荷载
		开挖	施工	开挖	施工		
水平位移 U_{1max}/mm	20.8	23.5	23.9	24.5	24.4	25.0	33.5
水平位移 U_{1min}/mm	-30.8	-37.9	-38.1	-40.9	-40.7	-41.0	-28.6

施工环节	基坑开挖	竖桩		斜桩		拱座施工	桥梁荷载
		开挖	施工	开挖	施工		
横坡向位移 U_{2max}/mm	10.2	22.8	22.9	34.8	34.8	34.8	34.7
横坡向位移 U_{2min}/mm	-10.8	-22.7	-22.7	-31.3	-31.4	-31.4	-31.2

施工环节	基坑开挖	竖桩		斜桩		拱座施工	桥梁荷载
		开挖	施工	开挖	施工		
竖向位移 U_{3max}/mm	21.6	28.9	27.7	28.4	28.0	25.0	18.7
竖向位移 U_{3min}/mm	-8.1	-12.3	-12.8	-21.1	-23.0	-23.5	-27.1

表 5 拱座角点不同方向位移最值

单位: mm

方案	角点	U_1	U_2	U_3	方案	角点	U_1	U_2	U_3	方案	角点	U_1	U_2	U_3	方案	角点	U_1	U_2	U_3
景洪岸 - 基本组合 - 自然	1	-4.21	1.11	-7.25	景洪岸 - 基本组合 - 软化	1	9.84	2.69	-15.61	勐海岸 - 基本组合 - 自然	1	3.34	0.71	-4.75	勐海岸 - 基本组合 - 软化	1	8.84	2.13	-7.06
	2	-4.29	1.57	-7.80		2	9.88	1.94	-16.55		2	3.44	0.21	-5.38		2	8.90	1.37	-8.74
	3	-4.62	1.30	-7.78		3	10.89	2.94	-16.76		3	3.90	0.92	-5.41		3	11.46	2.24	-9.75
	4	-4.62	1.81	-7.88		4	10.98	3.68	-16.59		4	4.00	1.39	-5.52		4	11.58	2.99	-8.81
	5	-4.67	1.16	-8.09		5	11.00	2.78	-17.31		5	3.78	0.74	-5.52		5	10.01	2.13	-8.52
	6	-5.20	1.09	-8.72		6	12.16	2.82	-18.29		6	3.93	1.13	-6.20		6	10.15	2.46	-10.26
	7	-5.12	1.27	-8.50		7	12.06	2.95	-18.34		7	4.50	0.74	-6.29		7	12.85	2.23	-10.27
	8	-4.80	1.48	-8.67		8	11.08	3.01	-18.29		8	-4.80	1.48	-8.67		8	11.08	3.01	-11.13

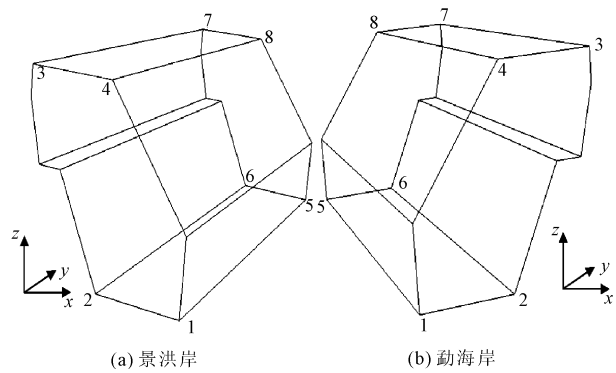


图 6 拱座角点编号示意图

由表 5 可知,仅考虑拱座作用,景洪岸和勐海

岸,基底强风化泥灰岩在自然条件下,变形均满足不大于 3.0 cm 的变形控制标准;基底强风化泥灰岩在饱水软化条件下,景洪岸,不满足变形控制标准。勐海岸,仅部分角点不满足变形控制标准。勐海岸的变形稳定性,要比景洪岸好。考虑桩基、地基与拱座的共同作用,则景洪岸和勐海岸均满足不大于 3.0 cm 的变形控制标准,拱座变形安全。

3.3 桩基承载安全评价

根据上述计算,将不同方案、不同模型、计算工况下桩基的承载力估值统计列于表 6。经分析 4 号边桩承载最大,因此表中数据均为不同桩号的最大值。仅给出相对较大的基本组合计算结果。

表 6 桩基受力最大值

单位: kN

桩型	轴力				横向剪力				竖向剪力			
	景洪岸		勐海岸		景洪岸		勐海岸		景洪岸		勐海岸	
	基本组合 + 自然	基本组合 + 软化	基本组合 + 自然	基本组合 + 软化	基本组合 + 自然	基本组合 + 软化	基本组合 + 自然	基本组合 + 软化	基本组合 + 自然	基本组合 + 软化	基本组合 + 自然	基本组合 + 软化
竖桩	41180	50450	39970	51750	2950	3640	2260	2350	4220	6570	3040	4890
斜桩	36840	42560	36970	43630	4370	4840	3780	3830	5990	7840	5270	6420

根据规范^[1] 5.3.3 单桩竖向承载力有关公式, 竖桩和斜桩单桩承载力分别统计列于表 7。

景洪岸,桥梁经由拱座传递给竖桩和斜桩的最大承载力分别为 50 450 kN、42 560 kN;勐海岸对应值分别为 51 750 kN、43 630 kN。桩基承载力和桩基最大轴力结果统计列于表 7。

表 7 桩基受力最大值与承载力对比 单位:kN

计算方法	竖桩承载力		斜桩承载力	
	景洪岸	勐海岸	景洪岸	勐海岸
有限元方法	50450	51750	42560	43630
规范公式法 摩阻力 120	51835	51835	43461	43461
规范公式法 摩阻力 140	57879	57879	47994	47994
是否满足承载	满足	满足	满足	满足

由表 7 可知,标准和基本荷载组合下,竖桩和斜桩承受的桥梁荷载均小于规范公式估值(侧摩阻力 120 kPa 和 140 kPa),均满足桩基承载力要求;大截面斜桩承受的桥梁荷载均大于规范公式估值(侧摩阻力 120 kPa 和 140 kPa),不满足桩基承载力要求。根据测桩经验,一般桩基侧摩阻力随着深度的增加会增加,综合考虑上述因素,认为竖桩和斜桩满足桩基承载力要求。

3.4 拱座系统综合安全性评价的简化力学模型检验

假设竖桩作用力为 F_1 ,斜桩作用力为 F_2 ,桥梁荷载分别为 P_2 和 P_3 ,弯矩为 M ,顶部引桥桩基作用荷载 P_1 ,作用于同一面不考虑偏心,地基不受力,则拱座受力简图见图 7。

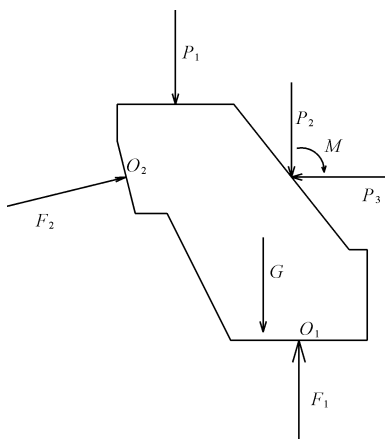


图 7 拱座作用力系简图

分别按照 O_1 和 O_2 为作用点,考虑力矩平衡,分别计算两种荷载工况,选择最大值作为桩基受力,则竖桩受力最大值 52 239 kN,斜桩受力最大值 42 058 kN。考虑到实际工程摩阻力随着深度的增加会增加,所以桩基承载安全。

假设上述 4 根竖桩和斜桩荷载全部由地基承受,则基底平均应力最大值分别为竖向 500 kPa(按拱座竖向投影面积计算),斜向 386 kPa(按拱座竖向投影面积计算)。考虑到深宽修正则地基承载安全。

综上,力学简化模型检验了有限元计算的正确性,两类方法所得结果相差不大,评价结论相同。

4 结论与建议

经过对拱座+竖桩+斜桩拱座基础,基底自然条件和饱水软化两类工况,利用力学分析和有限元数值仿真的综合对比分析,所得主要结论如下:

(1) 拱座+竖桩+斜桩方案,在自然和基底饱水软化条件下,均能满足拱座变形安全控制标准(<3.0 cm),景洪岸拱座最大变形 18.29 mm,勐海岸拱座最大变形 11.13 mm,均满足工程变形稳定要求。

(2) 根据地基承载安全评价结果,除边界桩外侧局部小范围不满足地基承载要求,地基整体承载安全。

(3) 根据拱座+竖桩+斜桩方案,有限元计算结果也是提取的不同位置桩基的最大值,可以认为在有效控制基底不使其饱水软化的条件下,竖桩和斜桩可以基本满足承载要求。根据测桩经验,侧摩阻力随着深度的增加还会有所提高,所以竖桩和斜桩的承载安全是有保障的,桩基承载安全。

(4) 拱座+竖桩+斜桩方案下,底面长边方向最大变形差约 5.9 mm,倾斜值 0.000 18;短边方向最大变形差约 5.6 mm,倾斜值 0.000 8,均小于规范^[2]表 5.3.4 规定的 0.006 控制标准。拱座倾斜控制满足工程稳定性要求。

(5) 但是在竖桩和斜桩施工过程中,桩周围岩会产生较大径向变形景洪岸最大值约 57.8 mm、勐海岸对应值约 41.0 mm,桩周伴随施工过程中会产生不可恢复的塑性变形,桩基施工需考虑这些变形对造孔安全和成桩质量的影响。造成局部变形超标的原因在于基底饱水软化,在保障基底及时疏排的基础上,施工安全、成桩质量等均在安全可控范围。

(6) 建议在施工过程中严格控制基底浸水,严禁基底大范围扰动。

参考文献:

- [1] 中交公路规划设计院有限公司.公路桥涵地基与基础设计规范:JTG D63—2007[S].北京:人民交通出版社,2007.

- 计[J]. 水力发电, 2001(10):56-59.
- [5] 潘家铮. 压力钢管[M]. 北京: 电力工业出版社, 1992: 172-187.
- [6] 吴海林, 伍鹤皋, 周京龙. 高水头水电站地下埋藏式钢管岔管结构研究[J]. 水电能源科学, 2005, 23(3):57-59.
- [7] 刘绍川, 杨再宏, 伍鹤皋. 龙马水水电站月牙肋钢管岔管设计[J]. 云南水力发电, 2010, 26(1):30-34.
- [8] 张洪瑞, 初宝钢, 杨海红. 基于三维有限元的高水头大管径月牙肋岔管结构设计[J]. 水利水电技术, 2015, 46(4):64-68.
- [9] 王志国. 水电站埋藏式内加强月牙肋岔管技术研究与实践[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2011.
- [10] 丛景春, 罗 华, 伍鹤皋. 龙背湾水电站月牙肋钢管岔管优化设计[J]. 水电与新能源, 2015(11):6-12.
- [11] 申 艳, 李 晓, 邵艳妮, 等. 月牙肋钢管岔管结构优化及联合承载机理研究[J]. 中国农村水利水电, 2016(4):154-157.
- [12] 岑黛蓉, 王 建, 方国宝. 两种特殊单元在地下埋藏式钢管岔管仿真分析中的应用[J]. 水利与建筑工程学报, 2006, 4(2):16-18.
- [13] 方海挺, 顾冲时. AutoCAD 和有限元软件的联合建模及计算[J]. 水利与建筑工程学报, 2005, 3(3):22-24.
- [14] 李 扬, 唐巨山, 张 婷. 拓扑映射法划分结构化六面体网格在水利工程方面的应用[J]. 水利与建筑工程学报, 2011, 9(3):134-137.
- [15] 陈 艳, 吴俊杰. 钢管岔管三维参数化设计方法在 ART 工程中的应用[J]. 水利与建筑工程学报, 2016, 14(3):237-240.
- [16] 伍鹤皋, 付 山, 汪 洋, 等. 基于 CATIA 的水电站月牙肋钢管岔管三维参数化设计[J]. 武汉大学学报(工学版), 2014, 47(6):738-742.
- [17] 伍鹤皋, 汪艳青, 苏 凯, 等. 内加强月牙肋钢管岔管水压试验[J]. 武汉大学学报(工学版), 2008, 41(5):35-39.
- [18] 水电站压力钢管设计规范: NB/T 35056—2015[S]. 北京: 电力出版社, 2016.

(上接第 129 页)

- [2] 中国建筑科学研究院. 建筑地基基础设计规范: GB 50007—2016[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [3] 唐必刚, 赵怡彬. 基于 ANSYS 接触分析的拱座台阶基础计算[J]. 公路工程, 2017, 42(3):170-174, 191.
- [4] 赵中岩. 蝶形钢管混凝土拱桥的拱座局部受力分析[D]. 成都: 西南交通大学, 2011.
- [5] 赵铁永, 徐 平, 朱越峰. 钢管混凝土异型拱桥拱座力学特性分析[J]. 中国市政工程, 2011(1):16-18, 81.
- [6] 杜 骞, 夏修身, 孙学先. 大跨度钢管混凝土拱桥非线性抗震性能研究[J]. 地震工程学报, 2018, 40(2):19-25.
- [7] 杨志雄, 武维宏, 舒春生. 祁家黄河大桥拱座节点局部应力分析[J]. 铁道建筑, 2008(12):7-9.
- [8] 尹志雨. 大跨度上承式钢管混凝土拱桥地震响应分析[J]. 水利与建筑工程学报, 2017, 15(2):128-132.
- [9] 王秋会, 张金夫, 宋 林. 一种斜向大断面拱座单桩基础隧道式 CRD 法开挖三维数值分析[J]. 水利与建筑工程学报, 2015, 13(1):205-209.
- [10] 张斌伟, 严松宏. 强震状态下黄土中桩基动力性状分析[J]. 地震工程学报, 2018, 40(3):90-96, 106.
- [11] 于淑兰, 姚 翔, 沈光玉. 拱座台阶基础基底应力计算[J]. 北方交通, 2007(1):73-76.
- [12] 田洪铭, 陈卫忠, 郑朋强, 等. 芙蓉江大桥拱座混凝土-基岩抗滑稳定性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(7):1407-1414.
- [13] 杨建平, 陈卫忠, 于洪丹, 等. 大宁河特大拱桥拱座-基岩长期稳定性研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(8):1178-1184.
- [14] 项后军, 赵克烈. 特大拱桥拱座-基岩稳定性分析[J]. 公路交通科技(应用技术版), 2011, 7(2):117-119.
- [15] 宋 章, 王 科, 王光能, 等. 云桂高速铁路南盘江特大桥 5 号拱座边坡岩体卸荷带特征分析[J]. 铁道标准设计, 2017, 61(4):64-69.
- [16] 魏小楠, 唐 军. 已建桥梁桥墩及拱座下伏溶洞稳定性评价及加固处理[J]. 交通科技, 2012(1):40-41.
- [17] 李法昶, 勾振铎. 下涝溪大桥宜昌端拱座下岩石岸坡稳定性分析及加固处理[J]. 铁道建筑技术, 1998(3):17-20.