

文章编号:1673-9469(2020)04-0063-08

DOI: 10.3969/j.issn.1673-9469.2020.04.011

电塔塔基边坡受风荷载影响的稳定性研究

麻玉山,董梦龙*,陈松,丁阳波,俞正浩

(河海大学地球科学与工程学院,江苏南京211100)

摘要:以镇江五峰山输电铁塔塔基边坡为研究对象,在分析研究区工程地质环境背景的基础上,借助FLAC3D三维数值模拟软件,采用强度折减法,详细分析了塔基边坡在自然风(风速3.4 m/s)、大风90°、大风60°、大风45°、大风0°(大风风速30 m/s)五种工况下的变形特征,计算了各工况下塔基边坡的稳定性系数,结果表明,以上五种工况下塔基边坡基础的整体不均匀沉降分别为0.43‰、0.66‰、0.50‰、0.33‰、0.65‰,边坡稳定系数分别为1.31、1.25、1.23、1.23、1.18,表明在五种工况下边坡均处于稳定状态,大风0°时塔基边坡的稳定性相对较小。

关键词:塔基边坡;风荷载;强度折减法;边坡稳定性

中图分类号:TU753.8

文献标识码:A

Study on the Stability of the Tower Slope of Electric Tower Affected by Wind Load

MA Yushan, DONG Menglong*, CHEN Song, DING Yangbo, YU Zhenghao

(School of earth science and engineering, Hohai university, Nanjing, Jiangsu 211100, China)

Abstract: Based on the analysis of the engineering geological environment background of transmission iron tower foundation on Wufeng mountain in Zhenjiang, FLAC3D three-dimensional numerical simulation software and strength reduction method were used to analyze the deformation characteristics of the tower foundation slope under five working conditions of natural wind, strong wind 90°, strong wind 60°, strong wind 45° and strong wind 0°. The stability coefficient of the tower foundation slope under each working condition was also calculated. The results show that the overall uneven settlement of tower foundation slope foundation under the conditions of natural wind, strong wind 90°, strong wind 60°, strong wind 45° and strong wind 0° are respectively: 0.43‰, 0.66‰, 0.50‰, 0.33‰, 0.65‰. The slope stability coefficients are respectively: 1.31, 1.25, 1.23, 1.23, and 1.18, indicating that the slope is in a stable state under five operating conditions. The stability of the foundation slope is relatively small when the wind is 0°.

Key words: tower foundation slope; wind load; strength reduction method; slope stability

改革开放以来随着我国基础建设和电力行业的发展,已建成的输电电塔逐年增加,而大部分的输电铁塔位于山顶或高陡险峻的边坡之上,由于输电电塔所处的地质环境极其复杂,边坡内部可能暗藏许多危险滑动面,再加上大风、暴雪、冰雪冻融等因素作用于电塔上,并通过塔基传递到边坡内部,可能会对边坡的稳定性造成不利影响,而这一系列问题对我国电塔边坡安全而言亟待解

决^[1-2]。高压电网工程往往投资大,施工周期长,施工技术以及环境条件极其复杂,是高风险、高投资建设项目,如不能解决塔基边坡的稳定性问题,在修建和运行期间极易发生边坡失稳事故^[3-5],而目前关于铁塔边坡稳定性方面的研究较少,因此,本文以镇江五峰山输电铁塔塔基边坡为研究对象,建立实际三维模型,利用强度折减法^[6]从风荷载对塔基边坡稳定性的影响方面入手,研究塔基

收稿日期:2020-06-17

基金项目:“十一五”国家科技支撑计划项目(2012BAB03B02);中国能源建设集团江苏省电力设计研究院科技项目(32-JK-2019-032)

作者简介:麻玉山(1995-),男,安徽阜阳人,硕士研究生,主要从事岩体结构与工程稳定方面的研究。

* 通讯作者:董梦龙(1988-),男,安徽滁州人,博士研究生,主要从事滑坡地质灾害机理研究、岩体结构与工程稳定性研究。

边坡的变形特征及防治对策,以期对我国高山峡谷区高压电网系统的安全运行和防灾减灾工作提供一定的经验参考意义^[7-11]。

1 工程概况

江苏镇江五峰山 220 kV 大跨越线路于镇江市大港新区五峰山跨越长江主航道,其中南跨越铁塔位于五峰山主山脉西侧,临近长江,大跨越段线路 2.5 km,跨越段采用角钢塔和钢管塔架设,南跨越塔及锚塔均采用人工挖孔桩群桩承台基础,桩径 1.2 m,桩长约 10.0~15.0 m,南跨越塔地形及塔基位置分布图如图 1 所示。

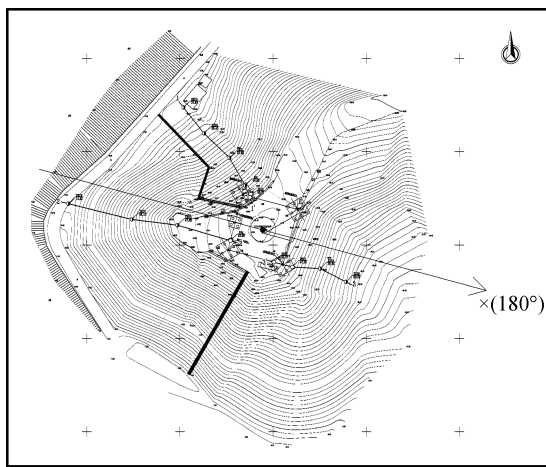


图 1 南跨越塔地形图

Fig. 1 Topographic map of South Crossing Tower

由图 1 可知,研究区塔基边坡由三部分组成,铁塔塔腿分别坐落于西北段、西南段及东南段边坡上,位于同一坡顶。西北段边坡坡度约 30°,坡向 8°,坡顶宽约 30 m,坡高约 30 m。西南段坡向为 S30°W,地形坡度 35°~40°,坡高 43 m,坡顶宽约 20 m,坡高约 40 m,剖面最低高程 6.5 m、顶部高程 49 m,边坡长度约 170 m。东南段边坡坡度 30°~35°,坡向为 S74°E,坡脚最低高程 15 m、顶部高程 50 左右,坡高约 35 m。三面边坡均有石砌块石护坡,四周植被发育良好,地表未发育裂缝。

南跨越塔位于长江南岸、五峰山一山包顶部,南锚塔位于斜坡上。植被茂盛,地形起伏大,地势较高,塔腿处自然地面高程一般为 44.00~50.00 m,交通条件不便,区域地貌单元属宁镇扬丘陵岗地—平原区的低山丘陵。

镇江市属北亚热带季风气候,气候条件比较优越,但时有气象灾害发生。镇江市盛行风为东

北到东南偏南向风,其中平均风速偏大,常年平均风速 3.4 m/s,上半年风速比下半年大,建国后测得的最大风速为 27.5 m/s,瞬间最大的风速 30 m/s。

根据勘探资料显示,在勘探深度范围内,南跨越塔区段的地基岩土主要由第四系全新统一上更新统残积、坡积成因的粉质黏土组成,下伏白垩系下白垩统泥质砂岩、砂岩,局部地表分布少量杂填土。

根据区域水文地质条件,按含水层性质和地下水埋藏条件,本区段内地下水类型主要为坡体上部局部分布的上层滞水和下部基岩中的基岩裂隙水。钻孔中均未见地下水位,坡体中部和坡脚岩层出露面处均未发现地下水渗出,基岩裂隙水水位一般较低。

2 风荷载作用下塔基边坡稳定性三维模拟

2.1 模型建立

研究区南跨越塔塔基边坡典型工程地质剖面如下图 2 所示。

南跨越塔塔基边坡概化模型如图 3 所示,整个模型总尺寸为 160 m×160 m,边坡共分布 4 个铁塔基础,按照铁塔基础的分布特点共布置 6 条监测剖面,每条剖面穿过两个铁塔基础,并按照边坡特点布置如图 3 所示的 60 个数值模拟监测点,以分析塔基边坡的变形特征。

根据地质勘查资料建立三维边坡模型,利用 FLAC3D 计算软件与绘图软件“犀牛”相结合,以此来建立镇江五峰山输电铁塔塔基边坡的三维模型。图 4 所示为铁塔基础施工后的网格模型,A、B、C、D 桩相对位置及地层岩性均在图中标明。图 5 为三维模型中对应监测点位置分布图,图例为其对应监测点编号。

图 6—图 11 为三维模型中对应 P1—P6 剖面网格模型,对应地层编号同三维模型一致。

2.2 参数选取

根据勘察报告建议参数值及工程经验,该区岩土体物理力学参数取值见表 1。

2.3 自然风工况下铁塔荷载的确定

铁塔桁架结构复杂,无法对三维桁架逐点进行受力分析,因此本节重点研究大风工况下基础的受载情况。实际铁塔框架主轴顶部宽度与铁塔框架主轴底部宽度相差极大,而横担主轴通过铁塔框架主轴中心,本次计算仅将铁塔框架简化成

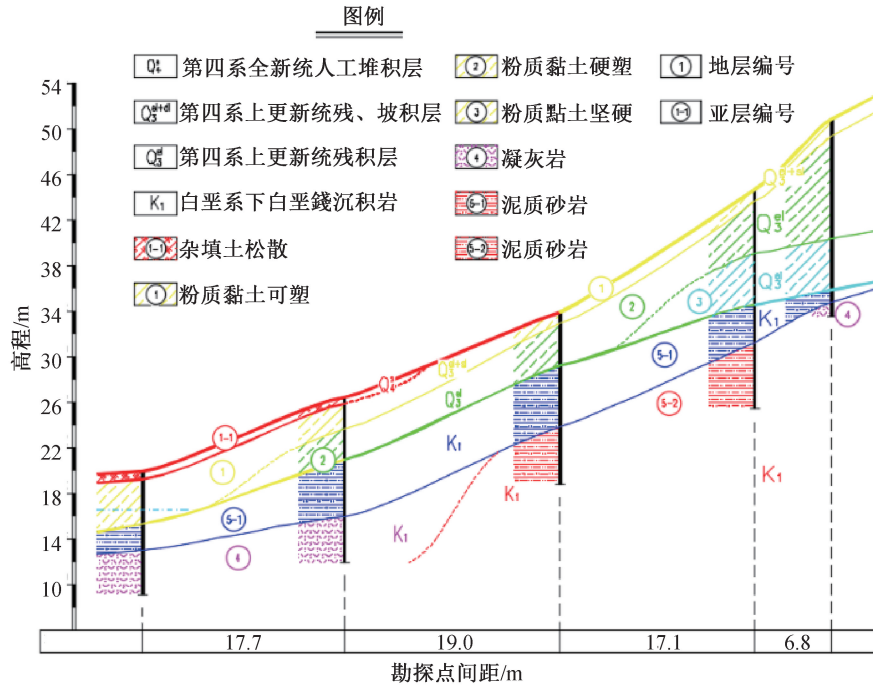


图 2 研究区典型工程地质剖面

Fig. 2 Typical engineering geological section of the study area

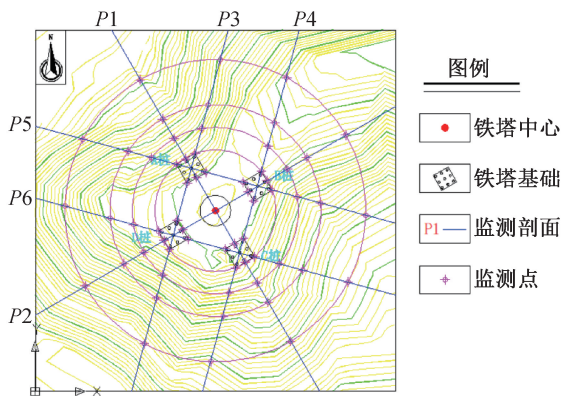


图 3 五峰山塔基边坡概化模型

Fig. 3 Generalized model of tower foundation slope of Wufeng Mountain

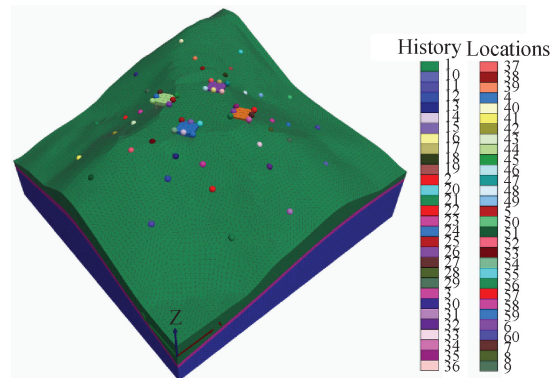


图 5 监测点布置图

Fig. 5 Layout of monitoring points

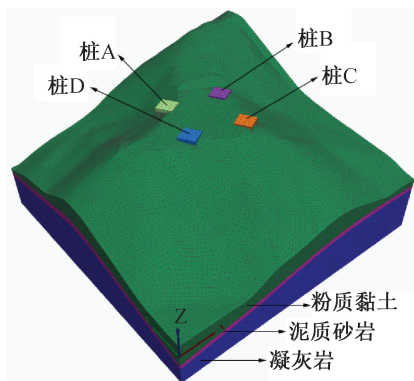


图 4 塔基施工后网格模型

Fig. 4 Grid model after tower foundation construction

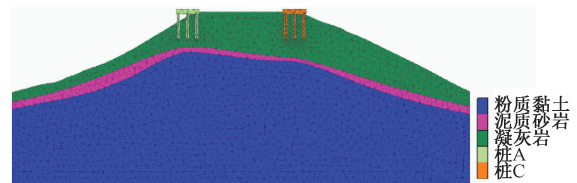


图 6 P1 剖面网格模型

Fig. 6 P1 section grid model

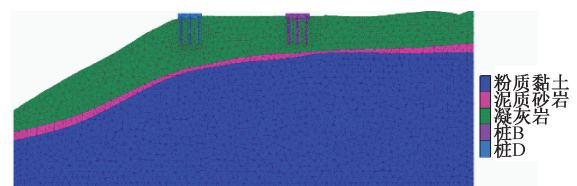


图 7 P2 剖面网格模型

Fig. 7 P2 section grid model

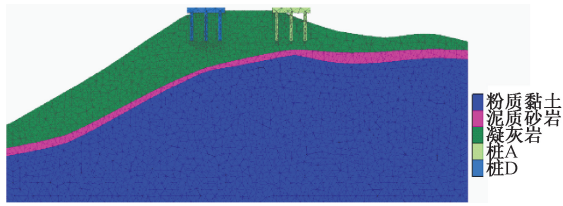


图 8 P3 剖面网格模型
Fig. 8 P3 section grid model

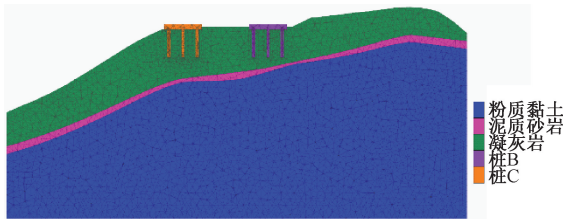


图 9 P4 剖面网格模型
Fig. 9 P4 section grid model

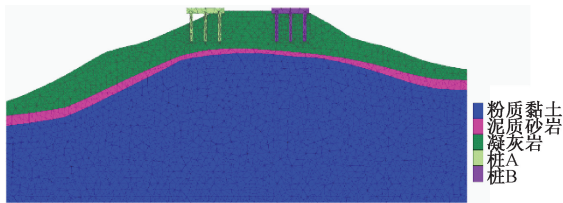


图 10 P5 剖面网格模型
Fig. 10 P5 section grid model

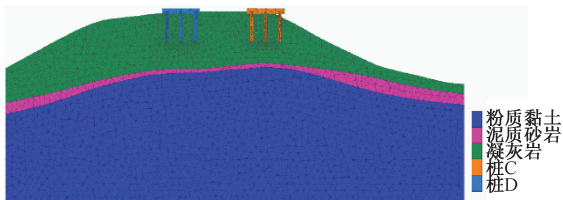


图 11 P6 剖面网格模型
Fig. 11 P6 section grid model

表 1 镇江五峰山跨江铁塔地基岩土层三维稳定性计算参数

Tab. 1 Calculation parameters of three-dimensional stability of rock and soil layers of foundation of Wufeng Mountain Crossing River Tower in Zhenjiang

土层	重度 $\gamma / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	粘聚力 c / kPa	摩擦角 $\varphi / (^{\circ})$	泊松比 μ	弹性模量 E / GPa
粉质粘土	19.4	41.7	13.2	0.30	1.8×10^{-2}
泥质砂岩	20.5	28.0	25.0	0.30	10.0
凝灰岩	23.0	840.0	31.0	0.16	22.0

结构力学中一系列杆件组成的体系,计算大风工况下铁塔基础的受力可将铁塔简化成图 12 所示结构体系进行计算,并将计算出的力加权平均到各桩上。其中,0°风向为水平方向受力于塔身,90°风向为从上至下作用于塔身,自然风风向为 0°,具体

风向与铁塔受力关系图见下图 12 所示。

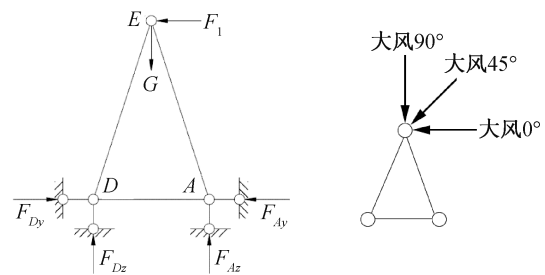


图 12 铁塔二维简化力学分析
Fig. 12 Two-dimensional simplified mechanical analysis of iron tower

自然风(风速 3.4 m/s,风向 0°)工况下塔基边坡的基础荷载见表 2。

表 2 自然风工况下镇江五峰山铁塔塔基荷载
Tab. 2 Load of iron tower foundation of Wufeng Mountain in Zhenjiang under natural wind conditions

荷载作用位置	荷载类型	荷载方向		
		水平 X 方向/kN	水平 Y 方向/kN	竖直 Z 方向/kN
A 桩	下压力	-1 480.50	-1 494.43	-9 661.37
	上拔力	-208.55	-199.66	-1 396.20
B 桩	下压力	93.78	103.46	-733.85
	上拔力	-1 085.43	-1 102.67	6 904.25
C 桩	下压力	-1 103.74	1 076.09	-7 287.54
	上拔力	535.69	-613.17	3 588.70
D 桩	下压力	929.15	-1 006.54	-6 345.81
	上拔力	-713.69	679.49	4 531.57

2.4 大风工况基础荷载的确定

四种大风(风速 30 m/s)工况下塔基边坡的基础荷载见表 3。

3 自然风工况下塔基边坡的稳定性分析

3.1 自然风工况下塔基边坡变形特征

从图 13 中可以看出,塔基边坡的沉降量为 7.0~14.91 mm, X 方向水平位移为 -2.51~1.68 mm, Y 方向水平位移为 -3.12~3.97 mm,边坡的变形主要发生在 A 桩、C 桩和 D 桩。

表 4 为自然风荷载下铁塔基础的不均匀变形特征。可以看出,自然风工况下边坡的 X 方向最大水平位移发生在 A 桩,大小为 0.87 mm; Y 方向最大水平位移发生在 D 桩,大小为 3.97 mm;最大沉降变形发生在 C 桩和 D 桩,大小为 14.88 mm。塔基边坡基础的不均匀沉降分别为: A 桩为 0.28‰, B 桩为 0.01‰, C 桩为 0.14‰, D 桩为

表 3 大风工况下镇江五峰山铁塔塔基荷载

Tab. 3 Load on the tower foundation of Wufeng Mountain in Zhenjiang under heavy wind conditions

工况	荷载作用位置	荷载方向		
		水平 X 方向/kN	水平 Y 方向/kN	竖直 Z 方向/kN
大风,90°	A 桩	-1 239. 126 0	-1 199. 961 0	-8 180. 497 5
	B 桩	-804. 079 5	-771. 865 5	5 253. 024 0
	C 桩	-1 195. 404 0	1 177. 365 0	-7 906. 951 5
	D 桩	-767. 067 0	742. 098 0	4 979. 037 0
大风,60°	A 桩	-1 572. 711 0	-1 566. 883 5	-10 275. 993 0
	B 桩	-1 138. 126 5	-1 137. 885 0	7 348. 456 5
	C 桩	-724. 321 5	624. 760 5	-4 541. 974 5
	D 桩	-295. 144 5	190. 386 0	1 614. 112 5
大风,45°	A 桩	-1 609. 923 0	-1 624. 738 5	-10 493. 290 5
	B 桩	-1 173. 291 0	-1 192. 432 5	7 559. 086 5
	C 桩	-356. 359 5	227. 724 0	-2 020. 851 0
	D 桩	108. 990 0	-240. 397 5	-1 115. 079 0
大风,0°	A 桩	-1 024. 569 0	-1 094. 341 5	-6 922. 146 0
	B 桩	-592. 882 5	-662. 665 5	3 994. 452 0
	C 桩	592. 882 5	-662. 665 5	3 994. 452 0
	D 桩	1 024. 569 0	-1 094. 341 5	-6 922. 146 0

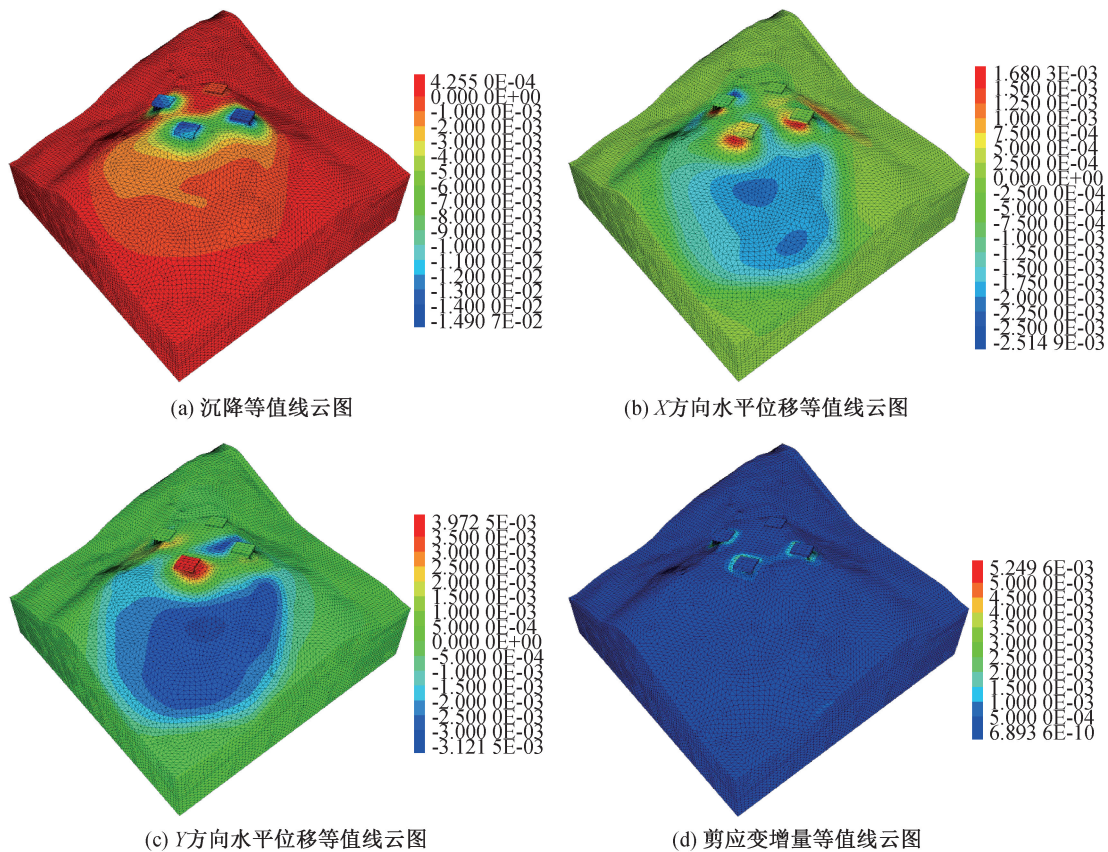


图 13 等值线云图(自然风工况)

Fig. 13 Contour cloud map (natural wind conditions)

0.28‰。整体的不均匀沉降为 0.43‰。

图 14 为 P1—P6 剖面剪应变增量等值线云

图,从图中可以看出 D 桩内侧桩底滑面发展较其它桩基明显,C 桩和 D 桩有贯通的趋势,边坡变形

表 4 自然风工况基础荷载下塔基的不均匀变形特征
Tab. 4 Uneven deformation characteristics of tower foundation under foundation load under natural wind

桩	监测点	X 水平位移/mm	Y 水平位移/mm	Z 方向沉降/mm	单桩不均匀沉降/%	整体不均匀沉降/%
A 桩	44	-0.84	0.36	-14.51	0.28	
	27	-0.83	0.33	-12.82		
	45	-0.87	0.32	-10.77		
	26	-0.87	0.36	-12.47		
B 桩	46	-0.22	0.05	-1.1	0.01	
	37	-0.18	-0.02	-0.96		
	47	-0.26	-0.06	-0.91		
	36	-0.29	0.02	-1.05		
C 桩	56	-0.03	0.01	-14.88	0.43	
	35	-0.02	-0.06	-13.51		
	57	-0.08	-0.07	-13.49		
	34	-0.09	0	-14.8		
D 桩	54	0.52	3.97	-12.65	0.28	
	25	0.67	3.68	-14.88		
	55	0.39	3.54	-13.33		
	24	0.24	3.83	-11.08		

主要发生在 A 桩、C 桩和 D 桩。

3.2 自然风工况下边坡稳定性分析

强度折减法是由 Griffiths 首先提出的,该方法

的基本思想与传统的极限平衡法(强度储备安全系数法)是一致的。其基本原理是:为使边坡刚达到临界破坏状态,对土体的抗剪强度进行逐步的折减。通过逐步降低土体的抗剪强度指标,即同时将 c 和 φ 值除以折减系数 K ,得到一组新的强度指标进行有限差分分析,反复计算,直至边坡达到临界破坏状态。

$$c_f = c/K \tag{1}$$

$$\varphi_f = \tan^{-1}(\tan\varphi)/K \tag{2}$$

式中: C_f 为折减后的粘聚力, φ_f 为折减后的摩擦角, K 为折减系数。

在 FLAC3D 中通过不断调整边坡岩土体的强度指标对边坡进行稳定性计算,直至达到临界破坏状态,此时边坡的稳定系数为 1,则破坏时的折减系数即为边坡当前的稳定系数。

利用强度折减法使边坡达到临界破坏状态,此时 P1—P6 剖面的剪应变增量等值线云图如图 15 所示,由结果可知,D 桩先产生贯通的滑动面,从桩基内侧贯通;C 柱受 D 桩的影响,发生往西南侧(D 桩)方向的滑移;A 桩和 B 桩影响相对较小,对应桩基边坡滑面发展缓慢。

采用强度折减法对边坡进行稳定性计算,计算结果表明:当折减系数 $K=1.31$ 时,边坡处于极限平衡状态,当折减系数大于 1.31 时滑面已完全贯通,

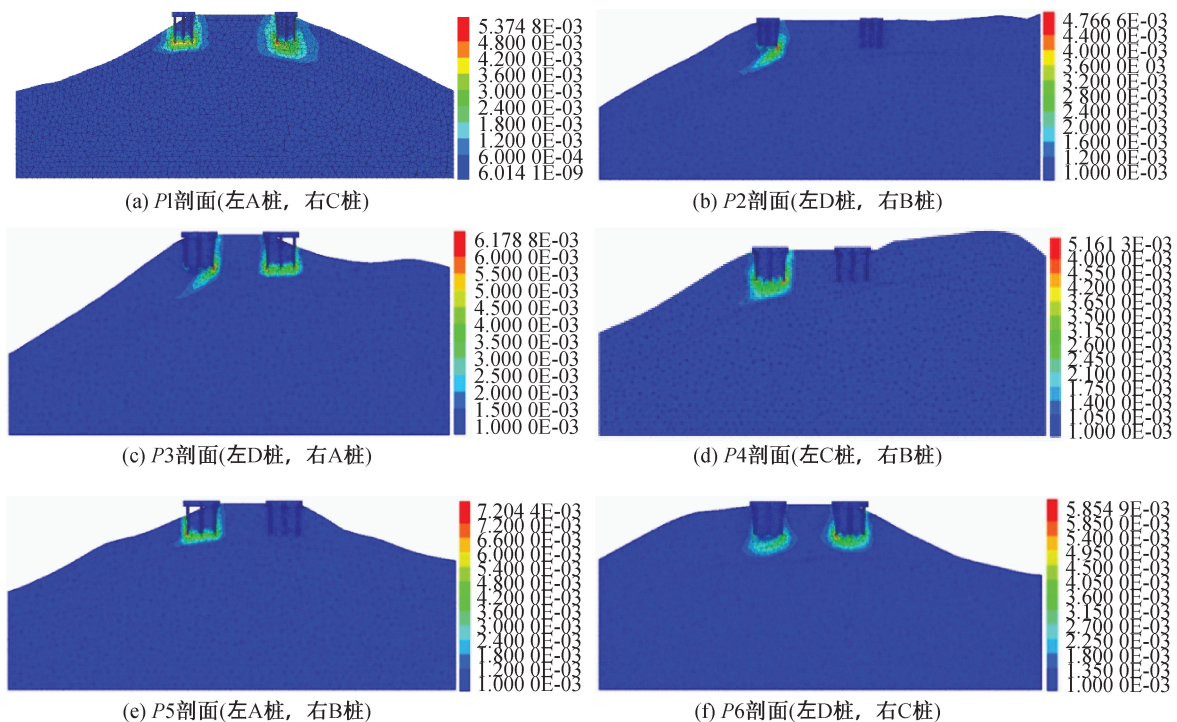


图 14 剪应变增量云图(自然风工况)

Fig. 14 Cloud diagram of shear strain increment (natural wind conditions)

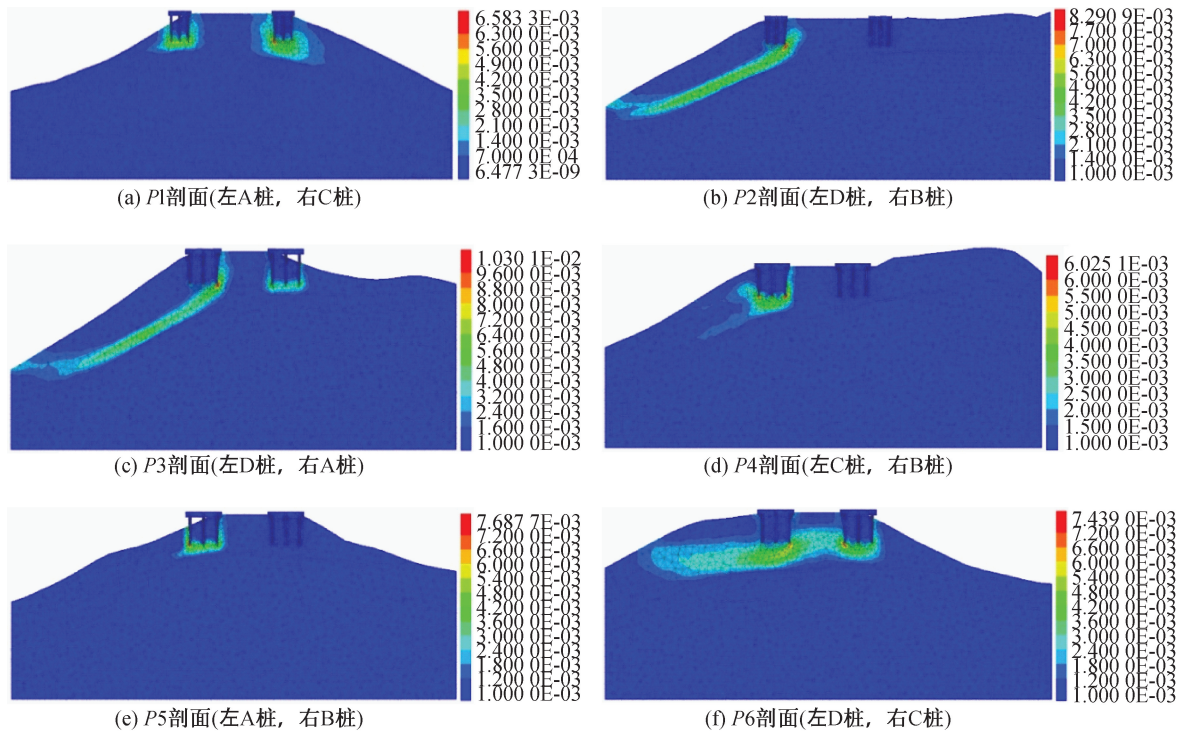


图 15 剪应变增量云图(自然风工况, $K=1.31$)

Fig. 15 Cloud diagram of shear strain increment (natural wind conditions, $K=1.31$)

表 5 大风工况基础荷载作用下边坡的变形特征

Tab. 5 Deformation characteristics of slope under foundation load under heavy wind conditons

	变形量/mm			
	大风 90°	大风 60°	大风 45°	大风 0°
最大沉降量	15.73	15.76	16.20	16.17
X 方向位移	-2.03~3.23	-2.79~1.76	-2.88~1.74	-2.93~1.96
Y 方向位移	-2.78~6.63	-1.56~6.96	-1.60~6.53	-2.56~4.67

变形不收敛。在极限状态下,边坡的沉降变形主要发生在坡顶,而水平位移则是坡脚先发生较大的不稳定变形。因此,在自然风工况基础荷载作用下,边坡的稳定系数为 1.31,边坡处于基本稳定状态。

4 大风工况下塔基边坡的稳定性分析

4.1 大风工况下边坡变形特征

对大风 90°、大风 60°、大风 45°、大风 0° 四种工况下进行边坡稳定性数值模拟,得到沉降等值线云图、X 方向水平位移等值线云图和 Y 方向水平位移等值线云图以及边坡剪应变增量等值线云图。由结果可得,在不同大风工况下边坡最大沉降量为 15.73~16.20 mm,风向为 45° 时边坡发生最大沉降变形; X 方向水平位移为 -2.93~3.23 mm,风向为 90° 时发生 X 方向最大水平位移

变形; Y 方向水平位移为 -2.78~6.96 mm,风向为 60° 时发生 Y 方向最大水平位移变形。其变形量统计结果见表 5。

表 6 所示为不同大风工况下塔基的不均匀变形特征,从计算结果得出,在不同的风向作用下最大水平位移都发生在 D 桩, X 方向位移大小为 0.45~1.6 mm, Y 方向位移大小为 4.58~6.95 mm; 当风向为 90° 时,最大沉降量大小为 15.7 mm,发生在 C 桩;当风向为 60° 时,最大沉降量大小为 15.76 mm,发生在 A 桩;当风向为 45° 时,最大沉降量大小为 16.2 mm,发生在 A 桩;当风向为 0° 时,最大沉降量大小为 16.15 mm,发生在 D 桩。

此外,从不同风向作用下剪应变增量等值线云图的计算结果中可以看出, D 桩内侧桩底滑面发展较其它桩基明显,其余各桩没有明显的滑面发展的趋势。

表6 大风工况基础荷载下塔基的不均匀变形特征
Tab. 6 Uneven deformation characteristics of tower foundation under foundation load under heavy wind conditions

大风工况	桩基础	单桩不均匀沉降/‰	整体不均匀沉降/‰
大风 90°	A 桩	0.21	0.66
	B 桩	0.05	
	C 桩	0.09	
	D 桩	0.41	
大风 60°	A 桩	0.3	0.5
	B 桩	0.09	
	C 桩	0.06	
	D 桩	0.35	
大风 40°	A 桩	0.31	0.33
	B 桩	0.1	
	C 桩	0.05	
	D 桩	0.29	
大风 0°	A 桩	0.16	0.65
	B 桩	0.04	
	C 桩	0.16	
	D 桩	0.32	

4.2 大风工况下边坡稳定性分析

在极限状态下边坡的沉降变形主要发生在坡顶、西侧和南侧边坡中部,而水平位移则在坡脚先发生较大的不稳定变形,主要表现在西南侧方向。极限状态下边坡的桩基滑面发展方向主要为对应的边坡临空坡面方向。大风 60°、大风 60°、大风 45°、大风 0°以及自然风工况下边坡稳定性系数计算结果如表 7 所示,结果显示,在四种大风工况下塔基边坡均处于基本稳定状态,大风工况下边坡稳定性较自然风工况差,大风 0°时边坡稳定性最小。

表7 各工况下边坡稳定性系数
Tab. 7 Slope stability coefficient under various working conditions

工况	自然风	大风工况			
		90°风向	60°风向	45°风向	0°风向
稳定系数 F_s	1.31	1.25	1.23	1.23	1.18
边坡状态	基本稳定	基本稳定	基本稳定	基本稳定	基本稳定

5 结论

1) 利用强度折减法对塔基边坡在各种大风工况下的稳定性进行计算分析,结果显示在极限状态下边坡的沉降变形主要发生在坡顶、西侧和南侧边坡中部,而水平位移则在坡脚先发生较大的

不稳定变形,主要表现在西南侧方向。极限状态下边坡的桩基滑面发展方向主要为对应的边坡临空坡面方向。

2) 从不同大风风向作用下剪应变增量等值线云图的计算结果可得,D 桩内侧桩底滑面发展较其它桩基明显,其余各桩没有明显的滑面发展的趋势。

3) 自然风(风速 3.4 m/s)、大风 90°、大风 60°、大风 45°、大风 0°(大风风速 30 m/s)工况下塔基边坡基础的整体不均匀沉降分别为:0.43‰、0.66‰、0.50‰、0.33‰、0.65‰。

4) 采用强度折减法对自然风、大风 90°、大风 60°、大风 45°、大风 0°五种工况下边坡稳定性进行了分析,得到了各工况下的边坡稳定系数分别为 1.31、1.25、1.23、1.23、1.18,表明在五种工况下边坡均处于稳定状态,大风 0°时塔基边坡的稳定性最小。

参考文献:

- [1] 庄锦峰. 山区电力工程铁塔基础的边坡治理方法研究[J]. 山东工业技术, 2017(06): 183.
- [2] 谢寿平, 刘志鹏, 罗红明, 等. 特高压直流输电线路塔基边坡的稳定性分析[J]. 安全与环境工程, 2019, 26(06): 172-177.
- [3] 林文华, 叶诚耿, 王浩. 山区输电塔边坡成灾模式及塔基失效类型[J]. 水利与建筑工程学报, 2019, 17(06): 50-54.
- [4] 郭礼波, 郭永翔, 王建国. 川藏输电线路西藏段杆塔地质灾害分析[J]. 云南水力发电, 2019, 35(01): 17-19.
- [5] 杨玺, 李月明, 麦荣焕, 等. 江门地区降雨引发输电设备集中区域边坡灾害及防治[J]. 电子世界, 2019(07): 26-27+30.
- [6] 任强. 有限差分法在岩质高边坡稳定性分析中的应用[D]. 大连: 辽宁师范大学, 2018.
- [7] 唐锋华. 500 kV 输电线路边坡安全管理措施[J]. 低碳世界, 2017(30): 123-124.
- [8] 赵健, 杨立, 邓冬梅, 等. 基于 3DEC 对某输电线路新建铁塔岩质边坡的稳定性评价[J]. 安全与环境工程, 2018, 25(02): 55-60.
- [9] 樊柱军, 刘晓娟, 程东幸. 西藏藏中与昌都联网工程八宿县 10L336-10L338 段滑坡及塔基稳定性分析[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2018, 29(02): 55-60.
- [10] 彭杰. 某输电线路铁塔在高陡边坡的方案选型及处理措施[J]. 红水河, 2018, 37(02): 53-55.
- [11] 胡江运, 刘强, 艾传井, 等. 某输电线路长江大跨越塔基边坡稳定性研究[J]. 电力勘测设计, 2018(S1): 29-34.

(责任编辑 王利君)