

# 泥岩高填方地基强夯设计及现场试验分析

何勇<sup>1</sup>, 贺瑞<sup>2</sup>, 陈建敏<sup>3</sup>, 张朋朋<sup>1</sup>

(1. 西南电力设计院有限公司, 成都 610021; 2. 电力规划设计总院, 北京 100120;

3. 中国南方电网超高压输电公司, 广州 510530)

**摘要:**泥岩高填方地基要解决的核心问题主要是湿陷沉降变形问题,而强夯法具有较大的单位压实功,可以提高填方压实质量,减少其发生湿陷沉降变形的几率。然而,现行有关设计标准对于泥岩高填方地基的分层强夯设计缺乏指导,对于夯点间距等重要强夯设计参数规定尚不统一。依托±800 kV 昆北换流站工程,开展了强夯方案技术经济比较和现场试验工作,为类似泥岩地基的分层强夯设计提供参考。技术经济比较表明,6000 kN·m 方案优于4000 kN·m 方案。现场试验表明,6000 kN·m 强夯地基承载力特征值可达200 kPa,变形模量平均值超过30 MPa;夯点间距分别为5 m、6 m时,6000 kN·m 的有效加固深度均达到8 m,但后者夯间、夯点的密实度差异相对较大,地基均匀性较差。

**关键词:**泥岩;高填方地基;强夯设计;现场试验;夯点间距

**中图分类号:**TU472.3

**文献标志码:**A

## 引言

泥岩是由弱固结的黏土经压实、脱水和重结晶等作用形成的沉积岩,其开挖后形成的泥岩碎石土一般属于巨(粗)粒土料,遇水易崩解和软化<sup>[1-5]</sup>,可能导致填方地基的湿陷沉降变形<sup>[6-7]</sup>。因此,采用泥岩作为建造高填方地基的填料,在工程界历来存在争议<sup>[5,7,9]</sup>。例如云南丽江机场采用泥岩填筑填方地基,建成通航后道面最大沉降量达45.4 cm,造成道面道基间严重脱空,道面开裂,严重影响适航性,被迫于2008年停航维修<sup>[6]</sup>;京珠高速公路长沙至湘潭K18-K19路段,采用泥岩填筑的路堤在未浇筑路面混凝土结构层前经历雨季,13 m高的路基最大沉降量达18 cm,经压浆处理后,一个月内路基

再下沉18 cm<sup>[10]</sup>。

但在我国西南地区,泥岩分布广泛,建造高填方地基时,考虑到地基处理的经济成本和环境保护因素,多数工程,尤其是占地面积较大、土石方量较大的工程,不得不采用泥岩作为填料。有研究表明,压实质量较高的泥岩填筑体发生湿陷沉降变形的几率会有相当程度的降低<sup>[6,10]</sup>,因此,山西省机械施工公司提出泥岩高填方地基宜采用强夯法处理<sup>[11]</sup>,张永宏<sup>[12]</sup>认为采用强夯加固法可有效解决泥岩在路基填筑中的局限性。然而,现行有关设计标准对于泥岩高填方地基的分层强夯设计缺乏有效指导,未提出强夯能级的选用原则和方法;对于夯点间距和满夯击数等重要强夯设计参数规定尚不统一,并且部分研究文献推荐的夯点间距过于偏大。本文

收稿日期:2019-06-19

作者简介:何勇(1986-),男,重庆江津人,工程师,一级注册结构工程师、注册咨询工程师(投资),主要从事变电工程结构设计和地基处理方面工作,(E-mail)1079496659@qq.com

依托乌东德直流输电工程 $\pm 800$  kV 昆北换流站工程泥岩高填方地基设计,对不同能级分层强夯方案开展了综合比较,提出了技术经济较优的 $6000 \text{ kN}\cdot\text{m}$  分层强夯方案,为类似工程的分层强夯设计提供了强夯能级选用的思路;同时,开展了现场试验工作,着重研究了夯点间距和满夯击数等主要强夯设计参数,供工程设计和设计标准制修订工作参考。

## 1 工程概况

### 1.1 站址概况

$\pm 800$  kV 昆北换流站为乌东德电站送电广东广西特高压多端直流示范工程的送端换流站,站址位于云南省昆明市禄劝县茂山镇丽山村,南距禄劝县约 23 km。站址场地地貌属侵蚀构造地貌之中海拔、中起伏山地地貌,场地主要由近南北向的宽缓山梁和分布于两侧的冲沟组成,自然地面高程在 1925 m ~ 2000 m 之间,最大高差约 75 m,地形坡度约 5 度 ~ 35 度。

### 1.2 地质条件

站址场地山梁、斜坡地段上覆第四系残坡积、崩坡积( $Q_4^{el+dl}$ 、 $Q_4^{dl+col}$ )粘性土、碎石土,沟谷地带上覆冲洪积( $Q_4^{al+pl}$ )粘性土;场地下伏白垩系上统马头山组( $K_2m$ )紫红色、棕红色泥岩、粉砂岩、砂岩及泥质砂岩。场地地层分布如下:

①<sub>1</sub> 层粉质粘土、粘土:呈灰褐色、灰色,可塑~硬塑状,混岩石风化碎屑,分布在沟谷中土层的中上部,厚度 1.00 m ~ 3.20 m。

①<sub>2</sub> 层粉质粘土、粘土:呈灰色、灰黑色,主要为粘土和粉质粘土,软塑。

①<sub>3</sub> 层粉砂:呈灰色,松散~稍密,在沟谷地段零星分布。

②<sub>1</sub> 层粉质粘土:呈红褐色、褐色,可塑~硬塑状,混岩石风化碎屑,广泛分布于山梁及斜坡地段,厚度为 0.50 m ~ 2.60 m。

②<sub>2</sub> 层块石:杂色,呈稍密状,骨架成分一般多以强风化泥岩、砂岩为主,块石粒径一般 200 mm ~ 300 mm,充填可塑状粘土。

③<sub>1</sub> 层泥岩、粉砂岩全风化层,呈红褐色、褐色,全风化,呈土状,主要分布于山梁及斜坡中上部,厚度 0.40 m ~ 6.90 m。

③<sub>2</sub> 层基岩,主要为泥岩,呈紫红色、棕红色;次为紫红色、棕红色粉砂岩,浅灰色砂岩及泥质砂岩。基岩强风化层厚度约为 0.40 m ~ 3.90 m。

### 1.3 站区竖向布置

根据技术经济综合比较,站区采用平坡式竖向布置。场地平整以土石方挖填自平衡为原则,初平设计标高 1969.30 m,挖方量约  $220 \times 10^4 \text{ m}^3$ ,填方量约  $225 \times 10^4 \text{ m}^3$ 。场平后,500 kV 交流滤波器场大部、 $\pm 800$  kV 直流场大部位于填方区,站区围墙内最大填方高度大约 35 m,是目前国内特高压换流站工程的第一高填方。

## 2 强夯方案设计与优化

根据场平方案和勘察资料,估算的场地挖方土石比例约为 2:8,因此,填方填料以泥岩碎石土为主,而泥岩高填方地基要解决的核心问题主要是湿陷沉降变形问题。在建造大面积填方地基主流的几种压(夯)实工艺中,强夯法具有较大的单位压实功<sup>[13]</sup>,可以提高压实质量,减少泥岩填方地基发生湿陷沉降变形的几率。同时,结合昆明新机场建造泥岩高填方地基的成功经验<sup>[14]</sup>,为了减少填方地基的工后沉降,站区高填方地基处理采用分层强夯方案。

### 2.1 强夯能级

由于高能级、超高能级强夯设备体积较大、移动笨拙,同时,强夯加固深度并不随着能级的增高而成比例增长,因此,高填方地基不宜采用高能级、超高能级强夯。下面对  $6000 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 、 $4000 \text{ kN}\cdot\text{m}$  两个中等能级分层强夯方案开展比选。

#### 2.1.1 $6000 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 方案

点夯能级  $6000 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ,最大分层堆填厚度 8 m;满夯能级  $2000 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 。预估的强夯分层情况见表 1,相应的工期、投资估算分别见表 2、表 3。

表 1  $6000 \text{ kN}\cdot\text{m}$  方案分层一览表

层号	堆填厚度/m	夯后厚度/m	面积/ $\text{m}^2$
1	8	7	5500
2	8	7	21750
3	8	7	43800
4	8	7	67500
5	8	7	86000
合计			224550

表 2 6000 kN·m 方案工期估算

层号	面积/m <sup>2</sup>	夯机数量/台	点夯/d	满夯/d	小计/d
1	5500	2	6	6	12
2	21750	4	11	11	22
3	43800	8	11	11	22
4	67500	12	11	11	22
5	86000	12	14	14	28
合计					106

注:1. 6000 kN·m 点夯效率按 500 m<sup>2</sup>/d, 2000 kN·m 满夯效率按 500 m<sup>2</sup>/d 考虑。  
2. 泥岩碎石土强夯时可以连续夯击,因此表中未计各遍夯击的间隔时间。

表 3 6000 kN·m 方案投资估算

项目	面积/m <sup>2</sup>	单价/元	总价/万元
强夯	224550	113	2540

注:1. 点夯单点击数按 12 击考虑。  
2. 仅计直接工程费。

2.1.2 4000 kN·m 方案

点夯能级 4000 kN·m, 最大分层堆填厚度 6 m; 满夯能级 2000 kN·m。预估的强夯分层情况见表 4, 相应的工期、投资估算分别见表 5、表 6。

表 4 4000 kN·m 方案分层一览表

层号	堆填厚度/m	夯后厚度/m	面积/m <sup>2</sup>
1	6	5.2	2990
2	6	5.2	10130
3	6	5.2	27400
4	6	5.2	43820
5	6	5.2	59170
6	5	4.5	76530
7	5	4.5	85720
合计			305760

表 5 4000 kN·m 方案工期估算

层号	面积/m <sup>2</sup>	夯机数量/台	点夯/d	满夯/d	小计/d
1	2990	2	2	3	5
2	10130	2	7	10	17
3	27400	5	8	11	19
4	43820	8	8	11	19
5	59170	10	8	12	20
6	76530	12	9	13	22
7	85720	12	10	14	24
合计					126

注:1. 4000 kN·m 点夯效率按 700 m<sup>2</sup>/d, 2000 kN·m 满夯效率按 500 m<sup>2</sup>/d 考虑。

表 6 4000 kN·m 方案投资估算

项目	面积/m <sup>2</sup>	单价/元	总价/万元
强夯	305760	92	2810

注:1. 点夯单点击数按 15 击考虑。

2.1.3 方案比选

表 7 方案比较表

强夯/kN·m	能级面积/m <sup>2</sup>	工期/d	投资/万元
6000	224550	106	2540
4000	305760	126	2810

根据比较,以直接工程费口径计算的投资,6000 kN·m 方案节省大约 270 万元,节省幅度 11%;同时,节省工期大约 20 d,节省幅度 19%。

技术方面,由于泥岩碎石土在分层堆填时不可避免的存在块石架空现象,而这正是泥岩高填方地基发生湿陷沉降变形的重要原因<sup>[10]</sup>,因此,强夯时宜适当提高夯击能将大颗粒击碎。

综合考虑,推荐采用技术经济更优的 6000 kN·m 分层强夯方案。

2.2 填料组织

填料主要来源于场平挖方区开挖出的土石方,包括 ②<sub>1</sub> 层粉质粘土、②<sub>2</sub> 层块石和 ③ 层基岩。细粒土填料的含水量应按最优含水量 ± 2% 控制,其中,最优含水量采用重型击实试验确定。为了减小泥岩地基发生湿陷沉降变形的几率,开挖出的泥岩块石最大粒径按 300 mm 控制。

3 现场试验设计与分析

自 20 世纪 70 年代引起国内以来,强夯法已在地基处理领域得到广泛应用,有关强夯的加固机理研究也在不断深入,但目前尚未形成一套成熟、系统的设计理论,仍然属于工程实践领先于理论研究的地基处理方式。因此,采用强夯法处理的地基,应进行试验,确定适用性和处理效果,以及合适的强夯设计和施工参数。

3.1 试验方案设计

考虑试验对比分析、强夯设计优化的需要,设置 A、B 两个试验区,各区场地尺寸约为 20 m × 20 m。

3.1.1 变量设计

夯点间距直接影响有效加固深度和加固效果,因此,在强夯能级一定时,夯点间距是最有意义的试验变

量。对于 6000 kN·m 能级的夯点间距,目前工程界的认识并不统一,《强夯地基处理技术规程》CECS 279:2010 的规定为 5.5 m~6.0 m,而《高填方地基技术规范》GB 51254-2017 的规定则为 5 m,也有研究提出为 8 m<sup>[15]</sup>。因此,试验将夯点间距作为主要变量,A 区采用 5 m,B 区采用 6 m。

满夯是加固强夯地基扰动层的重要手段,满夯击数直接决定了地基强度,即适当提高满夯击数对加固效果

有利;但考虑到施工效率,满夯击数也不宜过高。因此,将满夯击数作为变量之一,A 区每点 5 击,B 区每点 3 击。

综上,现场试验的研究变量分别是夯点间距和满夯击数。

### 3.1.2 设计参数

结合强夯方案设计和试验变量设计,提出现场试验的主要设计参数见表 8:

表 8 主要设计参数

试验区	点夯				满夯		堆填厚度/m
	能级/(kN·m)	夯点间距/m	夯点布置	预估收锤标准	能级/(kN·m)	满夯击数	
A 区	6000	5	正三角形,隔行分两遍完成	单点击数≥12 击,最后两击平均夯沉量≥150 mm	2000	单点 5 击,逐行分两遍完成,夯印搭接 1/4 锤径	8
B 区	6000	6	正三角形,隔行分两遍完成	单点击数≥12 击,最后两击平均夯沉量≥150 mm	2000	单点 3 击,逐行一遍完成,夯印搭接 1/4 锤径	8

### 3.1.3 施工参数

结合主流强夯设备的起吊能力,试验选择锤底直径

2.5 m、质量 35 t 的夯锤,相应的施工参数见表 9。

表 9 主要施工参数

能级/(kN·m)	锤重/kN	落距/m	锤底直径/m	锤底面积/m <sup>2</sup>	锤底静压力/kPa
6000	350	17.15	2.5	4.91	71
2000	350	5.71	2.5	4.91	71

### 3.1.4 填筑方式

根据《强夯地基处理技术规程》CECS 279:2010 的规定,人工填土强夯地基分层堆填的亚层厚度可取 0.8 m~1.2 m。但根据滇西北直流输电工程±800 kV 新松换流站的工程经验,亚层厚度过大时,填料粒径无法控制,极易形成块石架空,显著减小强夯的有效加固深度,同时,为泥岩发生湿陷沉降变形提供了可能。因此,将堆填的亚层厚度由规范规定的 0.8 m~1.2 m 改为 0.4 m。每堆填约 400 mm 时,采用推土机推平处理,再用 18 t 振动碾压机碾压 2 遍,通过开挖-装车-卸车堆填-大颗粒二次破碎-推土机推平-碾压-第 2 亚层回填,直至完成该层预定的堆填厚度。

### 3.1.5 验收指标

根据同类地质条件下的工程经验,结合特高压换流

站的使用要求,强夯地基的预期设计目标,即质量验收指标见表 10。

表 10 验收指标表

地基承载力特征值/kPa	变形模量/MPa	压实系数
≥200	≥12	≥0.94

## 3.2 试验结果分析

### 3.2.1 平板载荷试验

A、B 区夯后各设 3 个载荷试验点,其位置均为夯间,深度均为夯后完成面以下 1m。试验结果见表 11。

表 11 平板载荷试验结果

试验区	试验点	承载力特征值( $f_{ak}$ )	$f_{ak}$ 对 应 沉 降 量/mm	变形模量/MPa	变形模量均值/MPa
A	A-Y1	200	4.14	59.52	54.01
	A-Y2	200	3.85	64.0	
	A-Y3	200	6.40	38.50	
B	B-Y1	200	5.92	41.63	36.19
	B-Y2	200	6.24	39.49	
	B-Y3	200	8.98	27.44	

注:试验采用边长 1.5 m 的方形压板,最大加载量 400 kPa。

从试验结果来看,A、B 区夯后的地基承载力特征值和变形模量均达到了预期设计目标。其中,就变形模量而言,A、B 区的平均值均超过均 30 MPa,可判定为低压缩性地基;横向比较,A 区较好。

3.2.2 重型动力触探

A、B 区夯前各设 3 个重型动力触探测点,位置均为夯间;夯后各设 6 个重型动力触探测点,其中 3 个为夯

间对比测点,3 个为夯点测点。

A、B 区夯间测点夯前、夯后的动力触探试验曲线对比分别如图 1、图 2 所示。

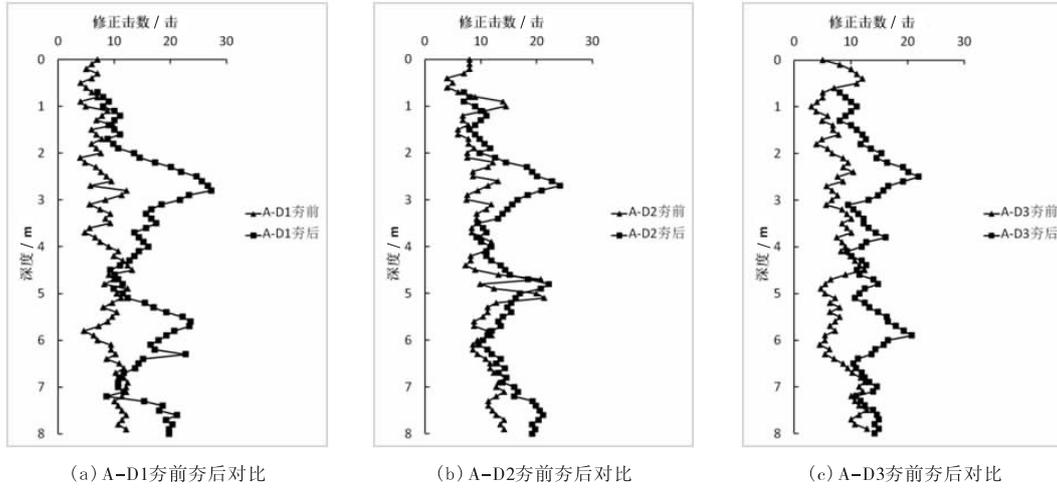


图 1 A 区重型动力触探试验曲线图

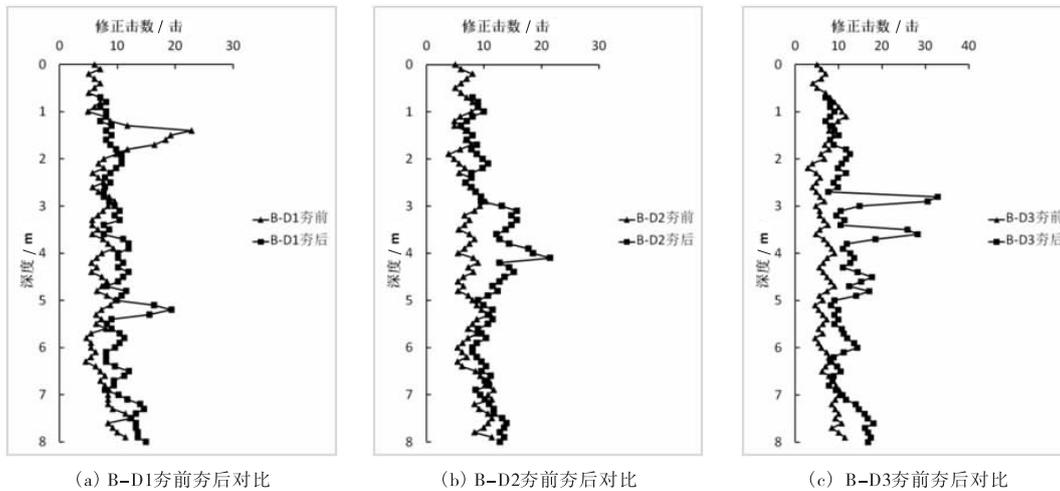


图 2 B 区重型动力触探试验曲线图

A 区夯间在夯前的动探击数平均值约为 9.0,处于稍密状态;夯后动探击数平均值约为 14.4,处于中密状态。夯后 8 m 深度范围以内动探击数均有不同程度提高,平均提高大约 60%。

B 区夯间在夯前的动探击数平均值约为 7.6,处于稍密状态;夯后动探击数平均值约为 11.3,处于中密状态。夯后 8 m 深度范围以内动探击数均有不同程度提高,平均提高大约 48%。

各区夯点测点夯后的动力触探试验结果见表 12。

表 12 夯点动力触探试验结果

试验区	测点	深度/m	动探击数范围值/击	动探击数平均值/击
A 区	A - D4	0.6 ~ 8.0	8 ~ 30	14.2
	A - D5	0.6 ~ 8.0	7 ~ 27	15.1
	A - D6	0.6 ~ 8.0	8 ~ 27	15.1
B 区	B - D4	0.5 ~ 8.0	8 ~ 42	15.5
	B - D5	0.5 ~ 8.0	8 ~ 29	14.6
	B - D6	0.5 ~ 8.0	7 ~ 31	15.1

从试验结果来看,A、B区夯点夯后的动探击数平均值均在15击左右,处于中密状态,部分层位已处于密实状态,加固效果较好。

将夯点与夯间的动力触探试验结果进行对比,可以看出,A区夯点、夯间的动探击数平均值基本接近;而B区的差异则相对较大,反映整体的均匀性较差。

综合来看,A、B区的强夯加固深度均达到8 m。横向比较,不论是以动探击数平均值衡量的地基强度,或者是以动探击数提高值评价的夯实效果,亦或是夯点夯间的均匀性,A区均较B区稍好。

### 3.2.3 压实系数检测

A、B区分别在平板载荷试验点设置3个压实系数检测点,分别采用了现场环刀法、现场灌砂法以及瑞雷波法在深度上进行了分层检测。其中,瑞雷波法通过建立波速与密度的关系间接计算压实系数,其试验结果见图3。

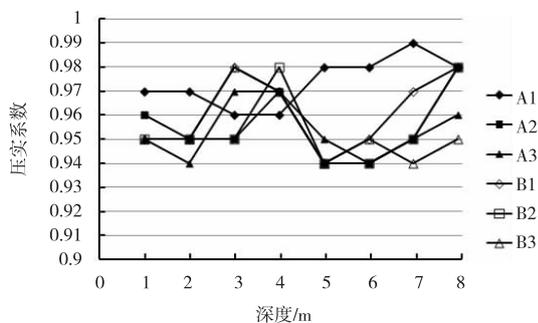


图3 压实系数图

从图3中可以看出,A、B区3个测点沿深度的压实系数均大于等于0.94,符合设计要求。

### 3.2.4 综合分析

总体来看,A、B试验区的地基承载力特征值、变形模量和压实系数等试验结果均达到了设计预期,以起夯面计算的有效加固深度达到8 m;表明采用强夯处理泥岩填方地基是合适的,试验方案是基本合理的。

从动力触探试验来看,A、B试验区填土的密实度经强夯后,由稍密状态进入中密~密实状态,地基强度得到大幅提高。但B区夯点、夯间的动探击数平均值差异相对较大,主要是夯间的动探击数相对较低,表明受夯点间距偏大的影响,夯间的夯实加固效果有限,导致地基均匀性较差。

从平板载荷试验来看,A、B试验区的地基承载力特

征值均可以达到200 kPa,变形模量平均值超过30 MPa。由于浅层平板载荷试验的影响深度主要是强夯填筑体的上部,而该深度范围是点夯的扰动范围,主要由满夯加固,因此,可以认为满夯击数分别为3击、5击时均能满足设计要求。

## 4 结论

(1) 泥岩高填方地基设计应着重提高回填压实质量,减少其发生湿陷沉降变形的几率,宜采用中等等级分层强夯,能级选用可根据技术经济比较确定。针对 $\pm 800$  kV昆北换流站,推荐采用技术经济较优的6000 kN·m分层强夯方案。

(2) 为了有效控制填料粒径,尽量避免由于泥岩大块石架空可能造成的地基湿陷沉降变形,建议将堆填的亚层厚度由规范规定的0.8 m~1.2 m减小为0.4 m,相应将最大粒径控制在300 mm左右。

(3) 在土石比例约2:8,夯点间距分别为5 m、6 m,夯点的单点击数不低于12击时,6000 kN·m的有效加固深度可以达到8 m;地基承载力特征值可达200 kPa,变形模量平均值超过30 MPa;但夯点间距为6 m时夯间、夯点的密实度差异相对较大,地基均匀性较差。

(4) 对于 $\pm 800$  kV昆北换流站,大面积强夯施工时的夯点间距推荐采用夯间夯实效果更好、地基均匀性更好的5 m;兼顾考虑施工效率,顶层以下各层的满夯推荐采用一遍3击,顶层满夯推荐采用两遍5击。

## 参考文献:

- [1] 梁越,孙志伟,袁野,等.干湿循环作用下泥岩颗粒料崩解试验研究[J].防灾减灾工程学报,2018,38(6):911-917.
- [2] 韩文喜,文静,严明,等.西南某机场三叠系泥岩软化规律研究[J].人民长江,2018,49(20):87-94.
- [3] 苏航,王云川,王浪.红层泥岩崩解性试验研究[J].人民珠江,2018,39(11):39-42.
- [4] 王浪,邓辉,邓通海,等.泥岩耐崩解性和颗粒粒径相关性的试验研究[J].长江科学院院报,2017,34(8):120-124.
- [5] 董波,汪洪星,左清军,等.泥岩路基填料强度的干湿

- 循环效应[J].三峡大学学报:自然科学版,2016,38(1):37-40,50.
- [6] 王胜杰. 砂泥岩混合料填筑体在湿化条件下的沉降特征研究[D].成都:成都理工大学,2015.
- [7] 闫玉兴. 遂宁机场泥岩碎石土高填方地基沉降研究[D].成都:成都理工大学,2013.
- [8] 陈涛,张文慧,蓝日彦,等. 风化泥岩路基填料水稳定性室内试验研究[J].科学技术与工程,2012,12(35):9580-9584,9590.
- [9] 魏连雨,檀奥龙,王清洲. 不同洒水量下泥岩路基填料崩解特征的差异性[J].科学技术与工程,2018,18(9):329-334.
- [10] 王智猛. 红层泥岩及其改良土填筑高速铁路路基适应性及工程技术研究[D].成都:西南交通大学,2009.
- [11] 山西省机械施工公司.CECS 279:2010 强夯地基处理技术规程[S].北京:中国计划出版社,2010.
- [12] 张永宏. 泥岩质路基填筑材料强夯加固过程有限元仿真模拟分析[J].公路交通科技:应用技术版,2012,8(2):59-62,72.
- [13] 安明,韩云山. 强夯法与分层碾压法处理高填方地基稳定性分析[J].施工技术,2011,40(10):71-73.
- [14] 葛恒年,章庆华. 昆明机场高填方区分层沉降监测成果分析[J].昆明冶金高等专科学校学报,2017,33(3):21-26.
- [15] 李锋瑞. 超高填方地基分层回填强夯加固关键技术[J].施工技术,2017,46(1):46-50.

## Dynamic Compaction Design and Field Test Analysis of Deep Filled Ground of Mudstone

HE Yong<sup>1</sup>, HE Rui<sup>2</sup>, CHEN Jianmin<sup>3</sup>, ZHANG Pengpeng<sup>1</sup>

(1. South West Electric Power Design Institute Co., Ltd., Chengdu 610021, China; 2. China Electric Power Planning & Engineering Institute, Beijing 100120, China; 3. CSG EHV Power Transmission Company, Guangzhou 510530, China)

**Abstract:** The essential problem to be solved for the deep filled ground of mudstone is the collapsible settlement deformation, and with larger unit compaction work, the dynamic compaction method can improve the compaction quality and reduce the probability of collapsible settlement deformation. However, the layered design of deep filled ground of mudstone were without guidance of the current design standards, and the regulations for important parameters such as the tamping point spacing are not uniform. Based on the  $\pm 800$  kV Kunbei Converter Station project, the technical and economic comparison and field test of dynamic compaction scheme were carried out, to provide reference for the design of layered dynamic compaction of similar mudstone foundation. The technical and economic comparison shows that the 6000 kN·m scheme is better than the 4000 kN·m scheme. Field tests show that the characteristic value of foundation bearing capacity of dynamic compaction ground can reach 200 kPa, and the average deformation modulus exceeds 30 MPa. When the ramming point spacing is 5 m and 6 m, the effective reinforcement depth of 6000 kN·m both can reach 8 m, but as to 5 m, the difference of density between ramming point and outside is relatively large, and with poor foundation uniformity.

**Key words:** mudstone; deep filled ground; dynamic compaction design; field test; tamping point spacing