

DOI:10.16799/j.cnki.esdqyfh.2023.04.055

不良地质条件下桥梁管桩抗震关键技术研究

杨世胜¹, 杨 鹏², 王 猛²

(1. 赣榆区公路事业发展中心, 江苏 连云港 222100; 2. 华设设计集团股份有限公司, 江苏 南京 210014)

摘 要: 预制管桩具有承载力高、质量可靠、绿色环保、经济性高等优点, 目前被广泛应用于建筑工程中。相对而言, 管桩在公路桥梁领域的应用较少, 尚处于推广应用阶段, 不良地质条件下大直径管桩的抗震性能往往成为设计的重难点。以某高速公路项目为例, 研究预制管桩在不良地质条件下的动力响应, 通过采取减隔震设计、选取合适管桩型号等措施, 提高结构安全储备。研究结果可为同类工程应用提供借鉴参考。

关键词: 桥梁工程; 不良地质; 大直径管桩; 抗震性能; 数值模拟

中图分类号: U442.5 + 5

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2023)04-0208-04

0 引言

近年来, 国家不断强化绿色、品质工程, 陆续发布相关政策, 激励土木行业转型升级。在低碳环保、集约高效的理念推动下, 预制构件逐渐成为业内焦点^[1-4]。对于桥梁占比高、桩基数量多、软土地质分布广泛、生态保护区密集的高速公路项目, 常规钻孔灌注桩施工周期长、噪音明显、环保问题突出、质量不易控制, 难以满足施工生产需求^[5]。预制管桩具有高效快捷、绿色环保、质量可靠、承载力高、适应面广、经济性高等特点^[6], 可弥补传统钻孔灌注桩的不足, 引起业内学者广泛研究。邸昊认为增加普通钢筋可提高预制管桩的抗震性能^[7]; 王铁成等学者通过增加芯樁来提高管桩延性^[8]; 逯宗典探讨了预制管桩在高烈度区的减震设计方案^[5]。目前对桥梁大直径管桩的适用性研究较多, 但应用场景多为地质条件较好的平原地区; 而针对不良地质条件下的可行性分析较少, 缺乏相关的设计参考。基于以上问题, 以一座四跨连续小箱梁为例, 通过非线性时程计算, 探讨不良地质条件下, 采用不同类型支座时, 预制管桩的动力特性及减隔震效果, 分析不同设计参数下, 结构的安全储备能力, 为软土及可液化砂土区预制管桩的抗震设计提供工程参考。

1 分析模型

拟建项目路线起自弥港镇北侧, 与 228 国道交叉, 向西经弥港农场、三仓镇、南沈灶镇, 在东台城区

东侧止于与沈海高速公路交叉处, 顺接东台至兴化高速公路, 路线全长约 46 km。以其中某四跨一联简支转连续梁桥为研究对象进行抗震计算, 相关设计参数见表 1、表 2 所列, 工程沿线分布软(弱)土及可液化砂土的土层分布、特性、计算参数取值详见表 3 所列, 为抗震不利地质条件。采用 Midas/Civil 有限元软件建立数值模型, 如图 1 所示, 共 1 700 个节点, 1 650 个单元。桥墩和盖梁间采用刚性连接, 由于地质条件较差, 采用摩擦摆减隔震支座(支座参数见表 2); 每个桥墩下设置一个承台和四根管桩(PHC 700-130-B), 布置情况如图 2 所示; 桩土相互作用通过土弹簧(其刚度采用 m 法计算, 动力放大系数采用 2.5)来考虑, 桩底固结。

表 1 桥梁设计参数表

参数	设计值 /m	参数	设计值 /m
单幅桥宽	13.025	墩柱高	13.5
小箱梁高	1.6	墩柱直径	1.3
支座总高	0.35	承台高	1.7
盖梁高	1.5	管桩桩长	45

表 2 摩擦摆支座型号及设计参数表

型号	FPB2.0	FPB3.0
滑动半径 / m	1.55	1.55
设计位移 / mm	150	150
滑动系数	0.03	0.03
竖向承载力 / kN	2 000	3 000
适用范围	过渡墩	连续墩

2 动力特性及时程计算

拟建桥址区设计基本地震动峰值加速度为 0.1g, 场地基本烈度为Ⅶ度, 分区特征周期 0.4 s, 场地类别

收稿日期: 2022-09-23

作者简介: 杨世胜(1975—), 男, 工学硕士, 高级工程师, 从事公路工程建设管理工作。

表 3 土层分布、特性及计算参数取值表				
编号	土层名称	土层厚度 /m	特征描述	$m / (kN \cdot m^{-4})$
1	种植土	0.5	松散,湿,以粉土为主	10 000
2	粉土	3.5	稍湿,稍密,以粉粒为主,土质不均,夹少量黏性土	11 700
3	粉土	6.5	湿,稍密,以粉粒为主,土质不均,混粉砂	13 250
4	粉砂	15.7	饱和,中密,砂质不均,夹粉质黏土	18 750
5	粉质黏土	2.0	可塑,土质较均,夹粉土	21 500
6	黏土	4.1	软塑,土质不均,夹粉土粉砂	7 700
7	粉砂	3.7	饱和,中密,砂质不均,夹粉质黏土	18 750
8	粉质黏土	1.4	软塑,土质不均,夹粉土粉砂	18 500
9	粉砂	6.0	部分为粉土,饱和,密实,砂质不均,夹粉质黏土	18 750
10	粉质黏土	1.6	软塑,土质不均,夹粉土粉砂	18 500



图 1 Midas 有限元模型

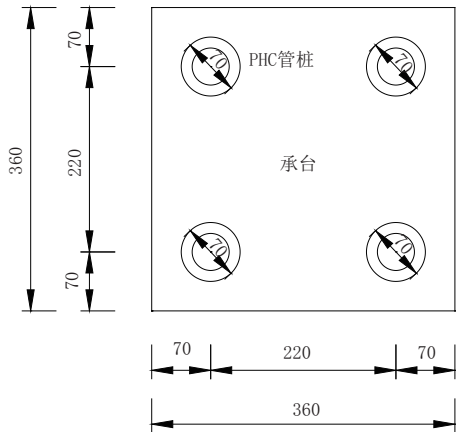


图 2 管桩平面布置图

为Ⅲ类,调整特征周期为 0.55 s,桥梁抗震设防类别为 B 类。E2 水准下水平加速度反应谱曲线如图 3(a)所示,根据 E2 反应谱生成 3 条人工地震波,如图 3(b)—(d)所示。计算前六阶动力特性,结果见表 4 所列。

PHC700-130-B 设计参数见表 5 所列,E2 地震动作用下的桩基内力及验算结果见表 6 所列。从中可见,桩身截面受拉,但其自身为预应力结构,仍具有一定的承载能力。顺桥向为管桩抗震设计控制方

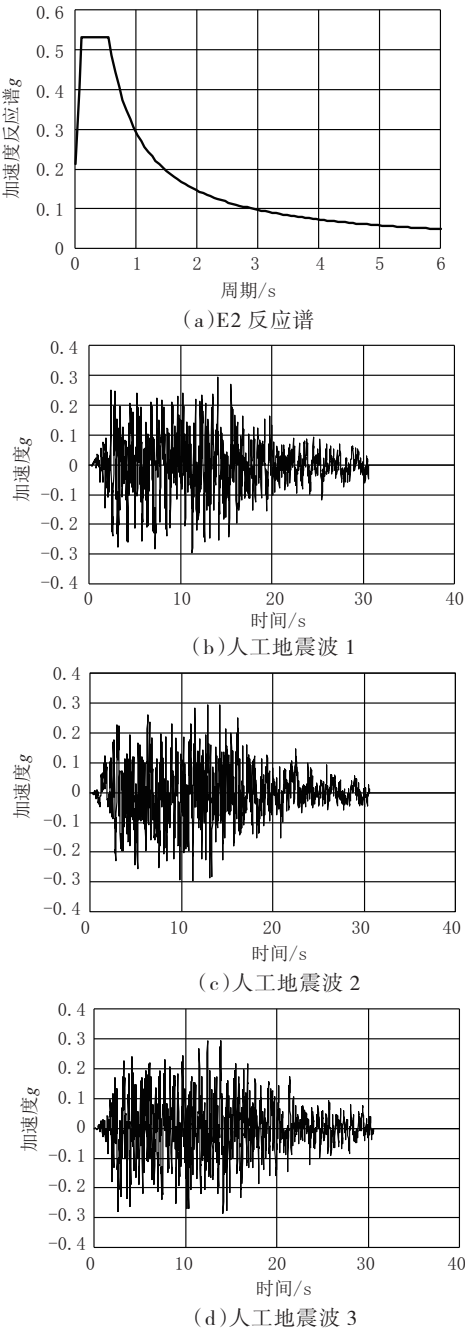


图 3 E2 反应谱及人工地震波图示

表 4 结构动力特性一览表			
模态号	频率 /Hz	周期 /s	振动方向
1	0.30	3.39	顺桥向平动
2	0.41	2.46	横桥向平动
3	0.42	2.39	竖向扭转
4	0.64	1.57	横桥向平动
5	0.74	1.36	竖向扭转
6	1.23	0.81	顺桥向平动

向,承载能力冗余度适中,单桩截面强度满足设计要求。为探明设计合理性、寻求最佳方案,需对设计参数进行优化分析。

表 5 PHC700-130-B 设计参数表

外径 D/mm	700
壁厚 t/mm	130
型号	B
预应力配筋	26 ϕ 10.7
螺旋筋规格	Φ b6
配筋率 /%	1.01
预应力筋分布直径 /mm	590
混凝土有效压应力 /MPa	8.14

表 6 PHC700 设计方案管桩内力验算结果表

方向	顺桥向	横桥向
轴拉力 /kN	149	95
弯矩设计值 /($\text{kN}\cdot\text{m}$)	463	279
弯矩抗力值 /($\text{kN}\cdot\text{m}$)	511	561
安全系数	1.19	2.01

3 方案优化

3.1 方案一:PHC800 管桩

将原有 8 根 PHC700 管桩替换为 6 根 PHC800 管桩(设计参数见表 7 所列),以增加结构经济性,其平面布置见图 4 所示。支座型号及布置情况与原始方案保持一致。重新计算结构动力特性,非线性时程分析验算结果如表 8 所列。

表 7 PHC800-130-B 设计参数表

外径 D/mm	800
壁厚 t/mm	130
型号	B
预应力配筋	32 ϕ 10.7
螺旋筋规格	Φ b6
配筋率 /%	1.01
预应力筋分布直径 /mm	690
混凝土有效压应力 /MPa	8.47

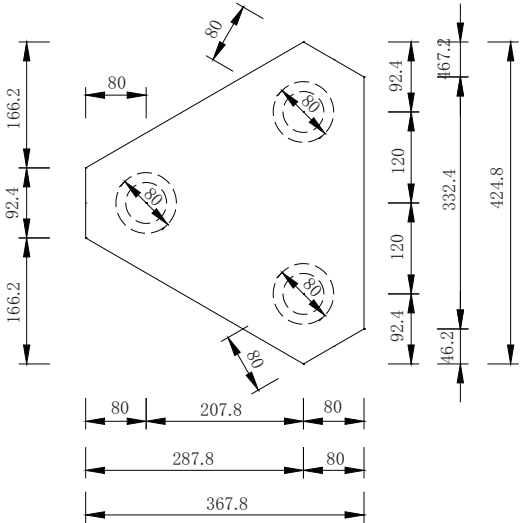


图 4 6 根 PHC800 管桩平面布置图

表 8 PHC800 设计方案管桩内力验算结果表

方向	顺桥向	横桥向
轴拉力 /kN	-431	-4
弯矩设计值 /($\text{kN}\cdot\text{m}$)	765	180
弯矩抗力值 /($\text{kN}\cdot\text{m}$)	734	872
安全系数	0.96	4.60

由于该方案管桩为顺、横桥向非对称布置,对两个方向自振周期的影响程度不同,最终表现为管桩顺桥向为抗震不利方向(强度安全系数为 0.96)。为满足设计要求,需增加构件的抗力或减小结构在地震动下的响应,研究方案二和方案三。方案二从增加构件抗力值方面调整设计参数,方案三从减小结构响应方面调整设计参数。

3.2 方案二:PRC800 管桩

基于方案一的计算结果,桩基抗力值偏小,为增加管桩截面强度,采用 PRC I 800 B 130 管桩(设计参数如表 9 所列)。此时,桩身强度验算结果见表 10 所列,其抗力提高了 15%左右,满足规范设计要求。

表 9 PHC I 800 B 130 设计参数表

外径 D/mm	800
壁厚 t/mm	130
型号	B
预应力配筋	24 ϕ 10.7
非预应力筋配筋	24d12
螺旋筋规格	Φ b6
预应力配筋率 /%	0.79
非预应力配筋率 /%	0.99
预应力筋分布直径 /mm	690
混凝土有效压应力 /MPa	6.66

表 10 PRC800 设计方案管桩内力验算结果一览表

方向	顺桥向	横桥向
轴拉力 /kN	-431	-4
弯矩设计值 /($\text{kN}\cdot\text{m}$)	765	180
弯矩抗力值 /($\text{kN}\cdot\text{m}$)	850	942
安全系数	1.11	5.24

3.3 方案三:增加支座滑动半径

基于方案一的计算结果,结构响应值偏大,为减小结构响应情况,将摩擦摆支座的滑动半径增加至 2.5 m。支座更改前后管桩内力验算对比情况见表 11 所列。支座滑动半径增加后,管桩安全系数由原方案的 0.96 提高至现方案的 1.14,结构安全系数提高了 18%左右,效果明显,满足规范设计要求。在后续设计中,应着重考虑支座的布设空间是否足够。

3.4 方案四:延性设计

为明确减隔震方案的实际效果,建立延性设计

表 11 支座更改前后管桩内力验算对比表			
方向		顺桥向	横桥向
R=1.55 m	轴力 /kN	-431	-4
	弯矩效应 /(kN·m)	765	180
	屈服弯矩 /(kN·m)	734	872
	安全系数	0.96	4.60
R=2.5 m	轴力 kN	-299	-23
	弯矩效应 /(kN·m)	670	225
	屈服弯矩 /(kN·m)	764	823
	安全系数	1.14	3.66

计算模型,将摩擦摆支座替换为常规的盆式橡胶支座,结构响应对比情况见图 5 所示、表 12 所列。

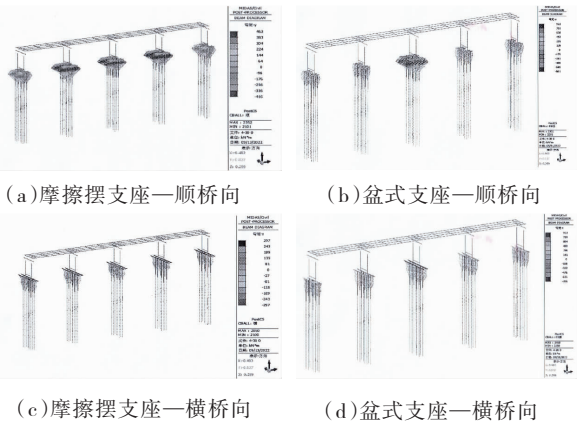


图 5 E2 地震动下管桩弯矩对比图

表 12 E2 地震动下管桩弯矩对比表			
管桩		次边墩	中墩
顺桥向弯矩 / (kN·m)	摩擦摆支座	454	463
	盆式支座	243	922
	减隔震效果	-86.8%	49.8%
横桥向弯矩 / (kN·m)	摩擦摆支座	279	269
	盆式支座	636	913
	减隔震效果	56.1%	70.5%

在 E2 地震动下,采用减隔震设计时,结构的内力响应较为均匀,次边墩和中墩的管桩内力较为接近;而采用延性设计时,结构内力响应差异较大,次边墩和中墩的管桩内力分布不均,顺桥向的弯矩主要集中在固定墩的管桩,而其它管桩内力较小。总体来看,减隔震设计可减小管桩 50%~70%的内力响应。

原始方案和优化方案的主要设计参数及管桩内力对比情况见表 13 所列。其中,方案二和方案三采用了 6 根管桩,经济性较高,且结构安全富裕度均在 10%以上,符合规范设计要求。建议:(1)当梁底支座布设空间足够时,按照优化方案三设计,即:摩擦摆支座滑动半径取值 2.5 m,管桩型号采用 2×3 PHC800-130-B。(2)当梁底支座布设空间较小时,按照优化方案二设计,即:摩擦摆支座滑动半径取值 1.55 m,管桩型号采用 2×3 PRC I 800-130-B。

表 13 不同设计方案对比分析表							
方案	设计方法	管桩型号	支座滑动半径 / m	管桩数量	设计弯矩 /(kN·m)	屈服弯矩 /(kN·m)	安全系数
原始方案	减隔震设计	PHC700-130-B	1.55	2×4	463	511	1.19
优化方案一	减隔震设计	PHC800-130-B	1.55	2×3	765	734	0.96
优化方案二	减隔震设计	PRC I 800-130-B	1.55	2×3	765	850	1.11
优化方案三	减隔震设计	PHC800-130-B	2.5	2×3	670	764	1.14
优化方案四	延性设计	PHC700-130-B	1.55	2×4	922	减隔震效果 50%左右	

注:优化方案四仅作为对比方案,用于分析减隔震设计效果,因此并未进行屈服弯矩的计算。

4 结 语

以桥梁大直径管桩为研究对象,通过数值计算,对比分析不同设计方案结构的内力响应差异,探讨不良地质条件下管桩的适用性,得到结论如下:

(1)相比于钻孔灌注桩,预制管桩延性较差,当按常规延性设计时,固定墩的管桩内力往往较大,而非固定墩的管桩内力较小;若采用减隔震设计,管桩间内力差异将大大降低,进而提高管桩在不良地质条件下的适用性。

(2)不良地质条件下,桩基础存在受拉现象,由于预应力的存在,预制管桩的适用性优于钻孔灌注桩。

(3)对于不良地质条件下的多梁式结构,减隔震设计成为首选方案,适当调整摩擦摆支座滑动半径可优化减隔震效果,但需注意核查梁底支座布设空间是否足够。

(4)在一定范围内,改变 PHC 管桩型号、增减管桩数量、采用 PRC 混合配筋管桩,均可提高结构的安全储备;当采用合理设计参数时,三种方案的优化效果基本一致,可根据经济性确定最佳设计方案。

参考文献:

[1] 范枝波,徐其功,过民龙,等.新型预制混凝土组合管桩抗震性能试验研究[J].建筑结构,2021,51(7):46-51.
[2] 刘亨,徐其功.全装配式混凝土墙板结构的竖向接缝研究[J].建筑结

一种由空气吹充水泥浆固化形成的蜂窝状多闭合孔的轻质填充材料,材料容重容易受水浸泡影响。在实际工程设计时,除非有严密防水措施或确定在使用期内基本不受水的影响外,使用期设计容重应在施工时测定容重的基础上,建议根据泡沫轻质土浸水的可能性或受水的影响程度对容重进行修正后确定设计值。对易经常受水浸泡环境下,为保守起见,泡沫轻质土设计容重需要乘以 1.25 左右的修正系数,其它情况根据泡沫轻质土受水影响程度在 1.00~1.25 范围之间结合吸水试验确定修正参数。

5 结 语

为验证气泡混合轻质土在路堤填筑中的实用性及可靠性,通过室内试验对气泡混合轻质土的渗透及吸失水特性进行研究,并得到如下试验结论:

(1)气泡混合轻质土是一种由纯水泥浆液充气固化形成的轻质材料,其渗透系数约为 $10^{-5} \sim 10^{-6}$ 数量级,介于粉质粘土与粘土的渗透系数之间。

(2)气泡混合轻质土受水浸泡,容重最大增加约 25%,失水后容重仍然有约 9.5% 增加量,表明气泡轻质土受水浸泡对设计容重影响较大,应根据不同置换路基施工环境对设计容重按照 1.0~1.25 之间进行修正。

(3)容重为 5.5 kN/m^3 气泡轻质土在抽气饱和后,容重增加 113%,和干容重相比可知,气泡轻质土有 75% 以上孔隙,这说明气泡轻质土材料部分闭合孔

可以被高压水头破坏,变成容水空间,因此设计中避免应用于有高压水头破坏可能的工作环境。

参考文献:

[1] 陈永辉,石刚传,曹德洪,等.气泡混合轻质土置换路基控制工后沉降研究[J].岩土工程学报,2011(12):1854-1862.
[2] 孙红林.高速铁路软土路基地基处理与沉降控制探究[J].铁道建筑技术,2017(05):1-10.
[3] 吴海刚,王宝军,郑永红,等.大规模采用泡沫轻质土处理软基设计方法探讨[J].铁道工程学报,2016,33(2):28-33.
[4] 邓飞.泡沫轻质土在杭州东站软土路基地基处理中的应用[J].铁道标准设计,2018,62(3):31-35.
[5] 李明,严松宏,李盛,等.采用泡沫轻质土对高填明洞二次回填的结构受力特性研究[J].铁道学报,2022,44(2):135-142.
[6] 陶洁.高速公路改扩建泡沫轻质土路基分析[J].交通世界,2022(9):79-80.
[7] Otani J, Mukunoki T, Kikuchi Y. Visualization for engineering property of in-situ light weight soils with air foams [J]. Soils and Foundations, 2002, 42(3):93-105.
[8] 李明东,田安国.泡沫塑料混合轻质土在循环荷载下的力学性质[J].岩土工程学报,2010,32(11):1806-1810.
[9] 陈金威,刘勇,石苏意,等.不同掺料泡沫轻质土的强度特性[J].长沙理工大学学报(自然科学版),2016,13(4):15-22.
[10] Le T H M, Lee S H, Park D W, et al. Evaluation on the full-scale testbed performance of lightweight foamed soil using railroad loading system [J]. Construction and Building Materials, 2022, 330: 127249.
[11] 张宏博,刘明朋,孙玉海,等.粉土基泡沫轻质土三轴力学特性[J].山东大学学报(工学版),2022,52(1):39-46,57.

(上接第 211 页)

构,2018,48(7):68-72.
[3] Culmo M P. Accelerated Bridge Construction - Experience in Design, Fabrication and Erection of Prefabricated Bridge Elements and Systems[J]. Bridge Members, 2011.
[4] Tomek, Radan. Advantages of Precast Concrete in Highway Infrastructure Construction[J]. Procedia Engineering, 2017, 196:176-180.
[5] 逮宗典.采用高阻尼支座的 PHC 管桩桥梁抗震性能分析[J].结构工

程师,2021,37(3):58-62.
[6] 翟莲,杨莹莹,张竹军,等.预应力混凝土管桩研究现状及前景[J].混凝土世界,2020(3):46-48.
[7] 邱昊.PHC 管桩抗震性能试验研究及数值模拟 [J]. 铁道工程学报,2017,229(10):20-24.
[8] 王铁成,王文进,赵海龙,等.不同高强预应力管桩抗震性能的试验对比[J].工业建筑,2014,44(7):84-89.