DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2024.098
开放科学(资源服务)标识码OSID:

整体式墙面加筋土桥台承载特性模型试验研究

许浩哲[1a,1b],蔡晓光[1b,2],朱晨[3],李思汉[1a,1b],张黎[4]
(1.防灾科技学院 a.地质工程学院;b.廊坊市加筋土结构研发与应用重点实验室,河北 廊坊 065201;2.中国地震灾害防御中心,北京 100029;3.河北工业大学 土木与交通学院,天津 300401;4.盐亭县自然资源局,四川 绵阳 621600)

摘　要:整体式墙面加筋土桥台作为一种新的桥台形式,在小跨径桥涵工程中具有较高的推广应用价值。目前对其工作机理的研究尚不深入,特别对桥台承载力特性鲜有研究。以斯洛文尼亚北部Zverovinci桥为原型,基于桥台静载试验技术,开展整体式面板加筋土桥台模型静载试验,分析桥台顶部沉降、面板位移、土体位移、土工格栅应变规律和潜在破裂面形式,并将桥台筋材应力实测值与3种规范推荐的方法计算值进行对比,结果表明:在大荷载作用下,前墙与两翼墙面交界处为结构薄弱环节;最大荷载作用下,桥台的沉降值未超出规范推荐的使用极限及强度极限;桥台中部面板水平位移最大,墙面整体呈中部鼓胀;前、翼墙面板后土体最大位移均发生在模型顶部;筋材最大应变始终在0.50~0.65 m之间,随着面板距离的增大,筋材应变呈线性衰减;在特定荷载作用下,顺桥向筋材应变最大值小于规范值;桥台潜在破裂面呈折线形,下部接近朗肯破裂面,上部为非承载区后沿的破裂面;刚度法计算值与实测筋材应力最大值吻合良好。

关键词:土工合成材料;加筋土桥台;承载特性;模型试验;计算方法
中图分类号:U443.21　　**文献标志码:**A　　**文章编号:**2096-6717(2026)04-0188-10

Model experimental study on bearing characteristics of integral-wall geosynthetic reinforced soil abutments

XU Haozhe[1a,1b], CAI Xiaoguang[1b,2], ZHU Chen[3], LI Sihan[1a,1b], ZHANG Li[4]
(1a. College of Geological Engineering; 1b. Langfang Key Laboratory of Research and Application of Geosynthetic Reinforced Soil Structure, Institute of Disaster Prevention, Langfang 065201, Hebei, P. R. China; 2. China Earthquake Disaster Prevention Center, Beijing 100029, P. R. China; 3. School of Civil and Transportation Engineering, Hebei University of Technology, Tianjin 300401, P. R. China; 4. Yanting County Natural Resources Bureau, Mianyang 621600, Sichuan, P. R. China)

Abstract: The geosynthetic reinforced soil integral bridge, as a novel type of abutment, demonstrates significant application value in small-span bridges and culvert engineering. At present, the research on its operational mechanisms is limited, particularly with regard to the bearing capacity characteristics of abutments, which have seldom been studied. Taking the Žerovinci Bridge in northern Slovenia as the prototype and based

收稿日期:2024-07-01
基金项目:地震科技星火计划(XH204402)
作者简介:许浩哲(1999-),男,主要从事岩土地震工程研究,E-mail:xhz19990412@163.com。
蔡晓光(通信作者),男,教授,博士,E-mail:caixiaoguang123@163.com。
Received: 2024-07-01
Foundation item: The Earthquake Technology Spark Program of China (No. XH204402)
Author brief: XU Haozhe (1999-), main research interest: geotechnical earthquake engineering, E-mail: xhz19990412@163.com.
CAI Xiaoguang (corresponding author), professor, PhD, E-mail: caixiaoguang123@163.com.

on abutment static load test technology, this paper carries out static load tests on an integral-wall geosynthetic reinforced soil abutment model. The analysis encompasses the settlement at the top of the abutment, the displacement of the facing panel, the horizontal displacement of the soil behind the facing panel, the distribution of reinforcement strain, and the pattern of the potential failure surface. The measured tensile force of the abutment reinforcement is compared with the calculated values recommended by three codes. The results indicate that under the action of large load, the junction of the front wall and the two wing walls is the weak link of the structure; under the maximum load, the top settlement of the abutment does not exceed the serviceability limit and strength limit recommended by the code. The horizontal displacement of the middle panel of the abutment is the largest, and the wall surface is bulging in the middle as a whole; the maximum soil displacement behind the front and wing wall panels occurs at the top of the model; the maximum strain of the reinforcement is always between 0.5 m and 0.65 m, and the reinforcement strain decreases linearly with the increase of distance away from the panel. Under specific loading conditions, the maximum strain of longitudinal reinforcement remains below the specified limit; the potential failure surface of the abutment develops, with the lower part close to the Rankine failure surface, and the upper part being the failure surface of the back edge of the non-bearing area; the calculated stiffness values agree well with the measured maximum tensile force of the reinforcement.

Keywords: geosynthetics; geosynthetic reinforced soil abutment; bearing characteristics; model experiment; calculation method

土工合成材料加筋土柔性桥台复合结构（geosynthetic reinforced soil-integrated bridge system，简称GRS-IBS）最早由美国为解决小型单跨桥梁的更新换代问题而提出[1]。该结构可有效消除桥梁路基引桥之间的差异沉降[2]，具有绿色环保、造价低廉、施工便捷等特点[3]，在小跨径桥涵工程中具有较高的推广应用价值[4]。

作为承载结构，GRS-IBS的承载特性及其影响因素备受学者关注。周志刚等[5]通过试验分析了土工格栅加筋柔性桥台的工作机理，并将其与现场监测的加筋土桥台沉降与土压力数据进行对比，验证了加筋土桥台处治桥头跳车的有效性；张逍等[6]通过加筋土桥台静载试验系统分析了不同水平净距对桥台承载特性的影响规律，结果表明，桥台变形量与极限承载力随水平净距的增加而增大；Zhang等[7]通过缩尺试验研究了模块式、全高刚性式及返包式面板桥台的工作性能，分析了不同面板形式对桥台承载能力的影响；肖成志等[8]通过试验研究了基础偏移距、面板连接方式、加筋间距3个影响因素，明确了加筋土柔性桥台上部基础的最佳偏移位置和破裂面的形式；Ahmadi等[9]讨论了不同面板挡墙在上部荷载作用下面板刚度对筋材应变、土压力以及面板变形的影响，结果表明，墙体面板对结构侧向土压力和筋材最大拉力有显著影响；Zheng等[10-12]通过4个三维GRS桥台模型静载试验发现，上部荷载、加筋间距和加筋抗拉刚度是桥台承载能力的重要影响因素；Ardah等[13-14]对桥台开展数值模拟，获得了不同荷载下筋材应力的变形规律，讨论了GRS桥台的参数敏感性，发现加筋强度、加筋间距对桥台变形影响显著；朱晨[15]研究了三维模块式加筋土桥台的变形、承载力规律及相关影响因素。

目前关于加筋土桥台的研究和规范中只考虑二维平面应变问题，忽略了三维情况下翼墙与桥台前墙之间的相互影响。笔者在加筋土桥台已有研究成果和工程经验基础上，以实际工程案例为依托，以土工格栅为筋材，以刚柔组合墙为面层，采用大比例缩尺试验，进一步研究加筋土桥台的承载力、变形特征。

1　加筋土桥台模型试验

1.1　试验模型尺寸

模型以斯洛文尼亚北部Zverovinci桥[16]为原型设计，原型桥台全高约3.6 m，加筋间距为0.3 m，加密加筋层间距为0.1 m，填料采用级配不良粗砾，筋材采用抗拉强度为80 kN/m的聚酯双向焊接土工格栅。模型试验在防灾科技学院河北省地震灾害防御与风险评价重点实验室荷载模型加载平台开展。考虑反力架尺寸及场地条件限制，取几何相似比λ=2开展模型设计，试验相似比如表1所示。

该桥台为三维单侧桥台，模型主要由上部引道、桥座及下部结构组成，整体尺寸为1.95 m×2.025 m×2.25 m。其中GRS桥台全高为1.8 m，柔性面板厚度为15 cm，刚性混凝土面板厚度为7.5 cm，强度等级为C15；桥座采用C30钢筋混凝土浇筑，外

表 1 试验相似比

Table 1 Test similarity ratio

变量	相似因子	原型/模型
几何尺寸	λ	2
填料密度	1	1
应力	λ	2
应变	1	1
刚度	λ^2	4

形尺寸为 1.2 m×0.65 m×0.45 m,内部尺寸为 0.9 m×0.5 m×0.3 m,桥台模型及传感器布置如图 1 所示。

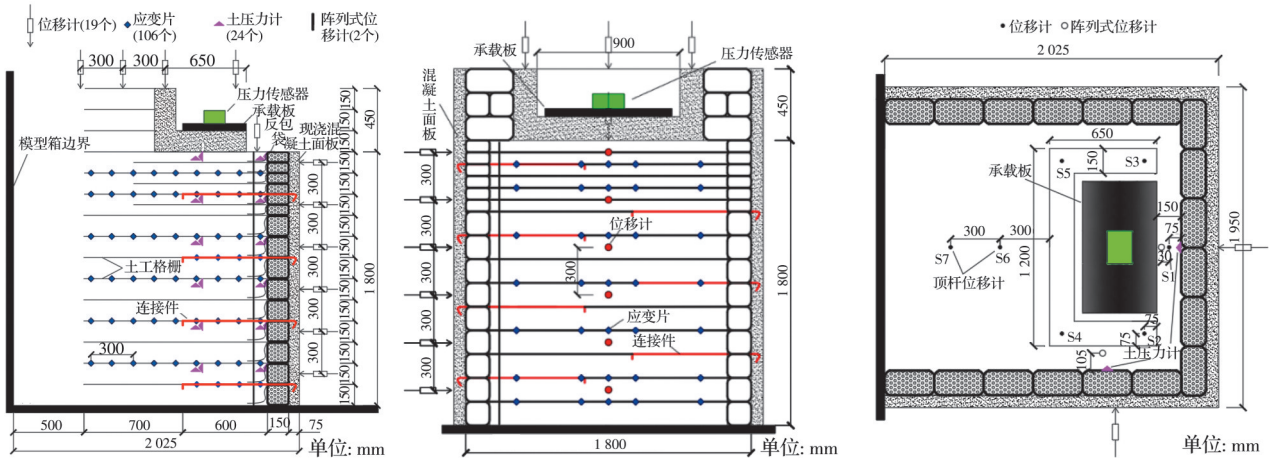
桥台下部结构高度为 1.8 m(记为 H),共布设 8 层主加筋层,加筋间距为 0.15 m,加筋长度取 0.7H;桥座下方承载区高度为 0.45 m,布设 6 层半高加密加筋层,加筋间距为 0.075 m。返包长度参照山西省太行一号国家风景道(陵川段)[17]加筋土桥台工程取值,长度缩小一半,即 0.25 m。模型上部由桥座与引道组成,桥座距前墙柔性面板 15 cm,引道区域土工格栅加筋间距亦为 15 cm。

1.2 试验材料

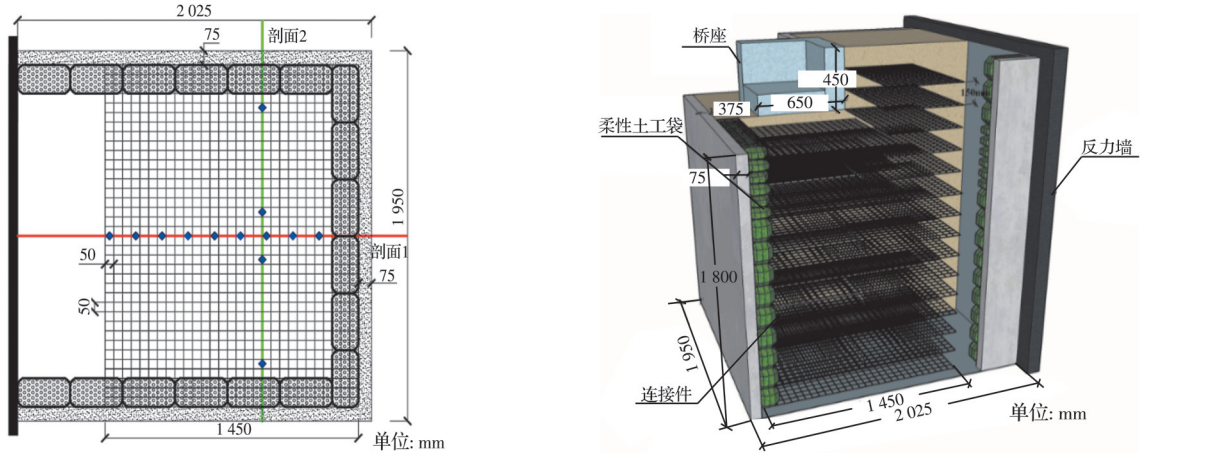
填料为根据 FHWA 规范[2]进行缩尺配比的级配不良细砾,填料颗粒级配曲线如图 2 所示。填料粒径处于规范推荐颗粒级配范围内;不均匀系数 C_u 为 3.34,曲率系数 C_c 为 1.09;最大干密度为 1.78 g/cm^3,最小干密度为 1.54 g/cm^3;填料内摩擦角为 42°,黏聚力为 0 kPa。

柔性墙面采用土工格栅返包错缝搭接土工袋砌筑而成。土工袋采用无纺土工布装填回填料制成,尺寸为 30 cm×15 cm×15 cm(长×宽×高)。刚性墙面由混凝土浇筑而成,3 面刚性面板均需布设 a 型连接件;考虑到桥台后部结构及 a 型连接件外形尺寸,为避免 3 面连接件同层布设产生重叠,采用一层土工袋、一层连接件的布设方式。考虑到桥座的存在,桥座后方引道布设角钢长度较短的 b 型连接件。两类连接件示意图如图 3 所示。

筋材采用湖北力特生产的 HSG25-25 聚酯双向焊接土工格栅。依据 ASTM D6637 试验规程[18],在 10%/min 应变拉伸速率条件下,采用单肋法对该双



(a) 模型剖面图 1　(b) 模型剖面图 2　(c) 模型俯视图



(d) 应变片布置图　(e) 三维模型图

图 1 试验模型及仪器布置图

Fig. 1 Test model and instrument layout

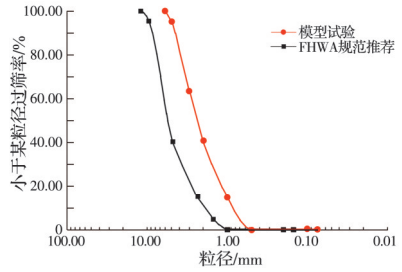
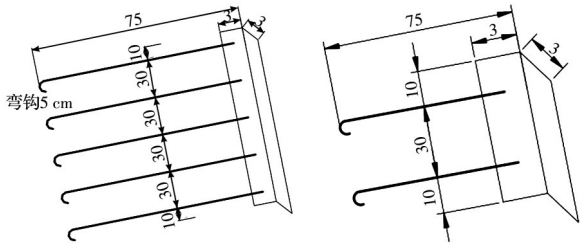


图 2　填料级配曲线

Fig. 2　Filler grading curves



（a）a型连接件　　（b）b型连接件

图 3　连接件示意图

Fig. 3　Diagram of connectors

向土工格栅进行拉伸试验，测得其拉伸强度为26.04 kN/m，桥台原型所用格栅抗拉强度为80 kN/m，在2%应变下抗拉刚度J_p为1 950 kN/m。根据相似比，试验筋材抗拉强度为12.32 kN/m，在2%应变下抗拉刚度J_m为616 kN/m，筋材刚度为325.5 kN/m，标称伸长率为8%。格栅拉伸曲线如图4所示。

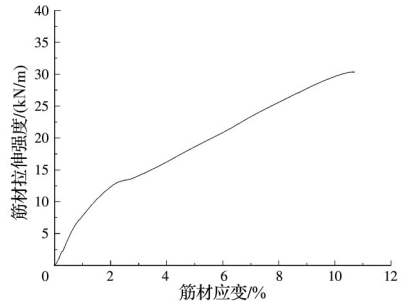


图 4　土工格栅拉伸曲线

Fig. 4　Tensile curve of geogrid

1.3　模型搭建

模型搭建流程为：格栅铺设、柔性面板土工袋错缝搭接、格栅返包、传感器埋设、填料回填及夯实、刚性面板支模、刚性面板混凝土浇筑。建造过程中采用“体积质量法”分层控制填料压实度不低于95%，分层厚度为0.15 m，共分12层填筑，模型如图5所示。

1.4　加载方案

采用液压千斤顶对桥台进行上部加载，加载共分50级，每级荷载20 kN，最大荷载为1 000 kN。每级加载完成后，维持荷载并采集数据20 min，待采集系统数据稳定后，结束本级加载。桥台满足以下任一指标即终止加载：沉降量达到5%H（9 cm，为桥台规范规定的强度极限状态）[2]；达到试验设计最大荷载。

（a）柔性面板施工结束　　（b）实验模型完成

图 5　加筋土桥台试验模型

Fig. 5　Test model of geosynthetic reinforced soil abutment

2　试验结果与分析

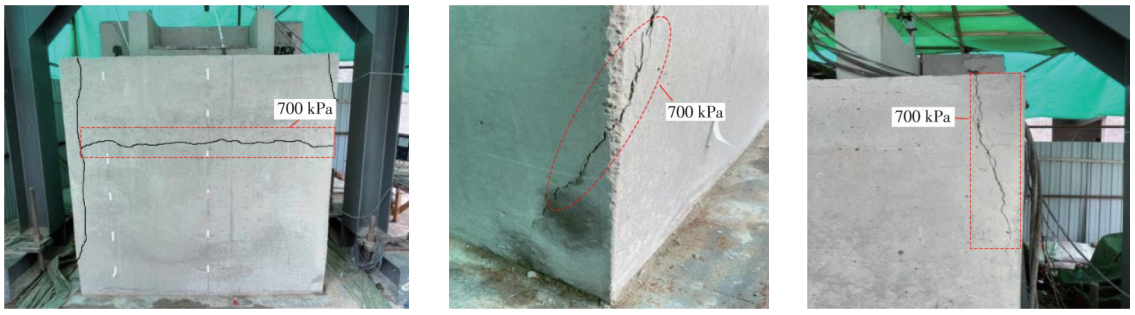
2.1　试验宏观现象

在加载过程中，当荷载加至7q_{sls}（q_{sls}为使用极限荷载，全称$q$service limit state，规范中q_{sls}为100 kPa）时，在墙高1.25 m处出现贯通前墙面板的横向裂缝，同时前墙面板左下部、右上部均出现裂缝；当上覆荷载为9.25q_{sls}时，翼墙面板出现竖向裂缝，距面板顶部17 cm，自前墙面板连接处起，逐步蔓延至距墙底30 cm处，裂缝长度为1.33 m；加载结束后桥座左下角及右下角均出现45°裂缝，如图6所示。由于应力的传递与扩散作用，前墙与翼墙交界处为结构薄弱部位，工程实践中可在混凝土面板纵横向交接处设置竖向钢筋及箍筋，并浇筑形成混凝土柱，以提高结构整体强度。

2.2　顶部沉降

模型顶部布设顶杆位移计S1～S7采集顶部沉降数据，其中S2～S5用于监测桥座沉降，沉降结果取各测点数据的平均值。图7为桥台顶部沉降分布规律。由图7可知，除第1个测点外，其余各测点沉降量均随着上部荷载的增大而增大。荷载作用下，桥台最大沉降位于桥座前端（S2测点，距挡墙面板0.45 m）。结合沉降监测数据与试验现象推断，桥座略微向前墙面板倾斜的原因是：施加竖向荷载时，前墙为单侧临空面，翼墙为两侧临空面，前墙水平位移更大，上部桥座随之向前倾斜。顶部沉降整体呈由承载区向两侧逐渐扩散的规律，与张逍[6]所述沉降规律基本一致。

取S2～S5测点沉降平均值作为桥座整体沉降值，桥座荷载-沉降曲线如图8所示。在2q_{sls}荷载下沉降为7.02 mm，即0.39%H，未超出FHWA[2]规范中1%H的使用极限；荷载增至12.5q_{sls}时沉降达到最大值，为45.01 mm，即2.5%H。可知，桥座整体沉降随着上部荷载的增大而线性增大，其最大沉降



(a) 前墙面板横向与竖向裂缝 (b) 前墙面板与左翼连接处裂缝 (c) 前墙面板与右翼连接处裂缝

(d) 右翼面板竖向裂缝 (e) 桥座左下角裂缝 (f) 桥座右下角裂缝

图 6 试验宏观现象

Fig. 6 Macroscopic experimental phenomena

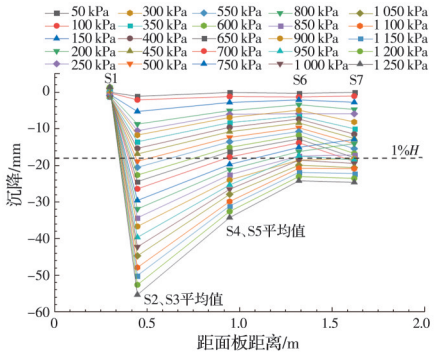


图 7 顶部沉降分布规律

Fig. 7 Distribution law of top settlement

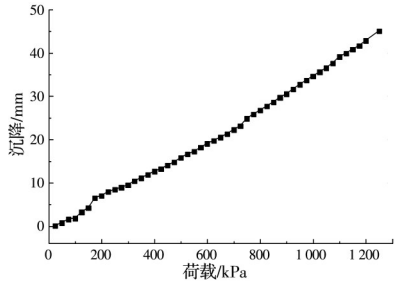


图 8 荷载-沉降曲线

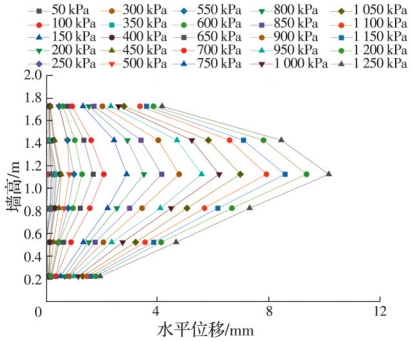
Fig. 8 Load-settlement curve

未达到FHWA规范5%的强度极限,且在12.5q_{sls}的荷载下桥台模型未进入极限破坏状态,仍处于正常服役状态。FHWA规范中使用极限承载力条件下(根据应力相似比,此时模型对应荷载为100 kPa),S3~S5为桥面沉降,S6、S7为引道沉降。由图7可知,在较低荷载下桥台沉降差异较小,最大沉降集中在桥座位置,沉降量向路基方向逐渐减小,顶部沉降由承载区向两侧扩散,GRS桥台作为柔性结构在荷载作用下表现出较好的变形协调能力[6]。

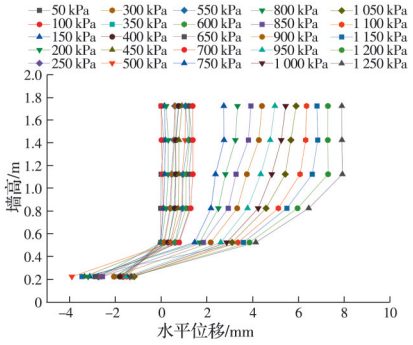
2.3 面板水平位移

前墙面板水平位移如图9(a)所示。前墙面板水平位移随上部荷载的增加而增大,各级荷载作用下水平位移最大值始终出现在面板中部,即距挡墙底部1.125 m处(62.5%H)。加载初期,面板水平位移值相对较小,且增长较为均匀。当荷载增至7q_{sls}时,前墙面板产生横向贯通裂缝,面板位移明显增大,挡墙整体呈中部鼓胀变形。继续加载至12.5q_{sls}时,面板最大水平位移达10.15 mm(0.56%H),且最大水平位移位置与横向裂缝位置(距挡墙底部1.25 m)相对应。

翼墙面板水平位移如图9(b)所示。由图9(b)可知,各测点水平位移均随荷载的增加而增大。翼墙面板整体呈倾覆趋势,其最大水平位移为7.92 mm(0.44%H)。当荷载小于7q_{sls}时,前墙、翼墙各测点水平位移增量均匀;当荷载达到7q_{sls}时,前墙与翼墙交界处出现竖向贯通裂缝。该裂缝会削弱前墙与翼墙面板间的相互约束作用,进而影响桥台整体稳定性,前墙、翼墙面板均出现较大位移增量,表明工程应用中需考虑上部荷载对结构性能的影响。通过对比前墙、翼墙水平位移结果可知,GRS桥台最大位移值大致相同,但二者变形模式存在差异,这也表明工程设计中需同时考虑前墙、翼墙的变形特性。



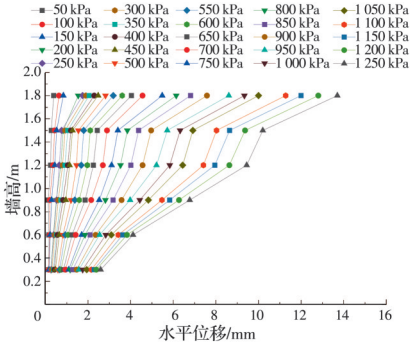
(a) 前墙面板水平位移



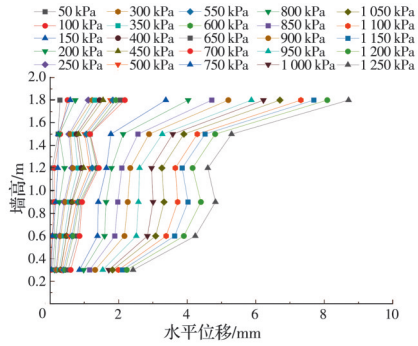
(b) 翼墙面板水平位移

图 9　刚性混凝土面板水平位移

Fig. 9　Horizontal displacements of rigid concrete panels



(a) 前墙墙后土体水平位移



(b) 翼墙墙后土体水平位移

图 10　墙后土体水平位移

Fig. 10　Horizontal displacements of soil behind the panels

2.4　墙后土体水平位移

图 10(a)为前墙墙后土体水平位移沿墙高的分布规律。由图 10(a)可知，土体位移整体随荷载的增加而增大，同一荷载下土体位移值随墙高逐渐增大。荷载达到 $7q_{sls}$ 前，土体水平位移增量较小，且最大位移始终出现在桥台顶部；当荷载达到 $7q_{sls}$ 后，土体水平位移增长速率变快，当荷载增至 $12.5q_{sls}$ 时，土体最大位移达 13.71 mm，为 $0.76\%H$。

图 10(b)为翼墙墙后土体水平位移沿墙高的分布规律。由图 10(b)可知，土体水平位移随上部荷载的增大而增大，随着桥台高度的增加呈非线性增长。当荷载为 $0\sim7q_{sls}$ 时，土体水平位移变化较小，最大位移仅为 2.18 mm($0.12\%H$)；当荷载达到 $7q_{sls}$ 后，前墙面板出现裂缝，削弱了前墙与翼墙间的相互约束作用，翼墙墙后土体位移明显增大。土体最大水平位移始终出现在结构顶部，当荷载增至 $12.5q_{sls}$ 时，最大位移达 8.71 mm($0.48\%H$)。

前墙的面板与墙后土体位移对比如图 11 所示。荷载小于 $7q_{sls}$ 时，前墙面板尚未发生破坏，墙后各测点土体位移均大于面板位移，这是由于此时土工袋处于受压变形阶段，墙后土体随土工袋受压变形产生较大位移；当荷载大于 $7q_{sls}$ 时，模型中下部(高度低于 1.125 m)土体与面板水平位移较为接近，主要原因是面板出现贯通性裂缝后，继续施加上部荷载，土体与面板形成整体结构，在侧向土压力作用下共同产生位移，表明 GRS 桥台的整体性良好。前墙面板最大水平位移出现在墙体中部($0.625H$)，而翼墙墙后土体位移出现在模型顶部；这是因为荷载较小时顶部土体压缩变形较大，同时受左右翼墙与前墙面板的共同约束作用。

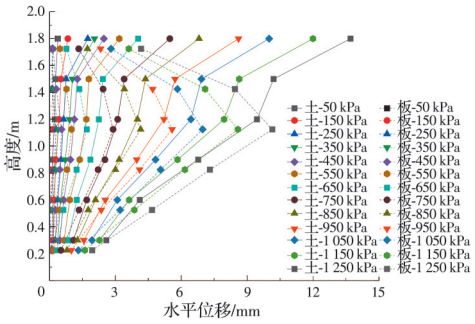


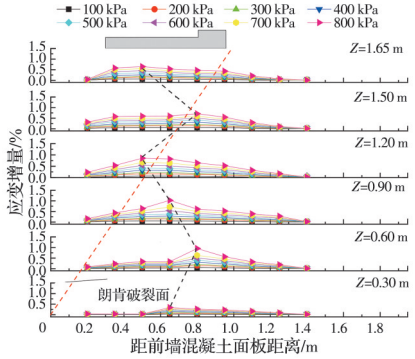
图 11　前墙的面板与墙后土体水平位移对比

Fig. 11 Comparison of horizontal displacements between the front wall panel and soil behind the panel

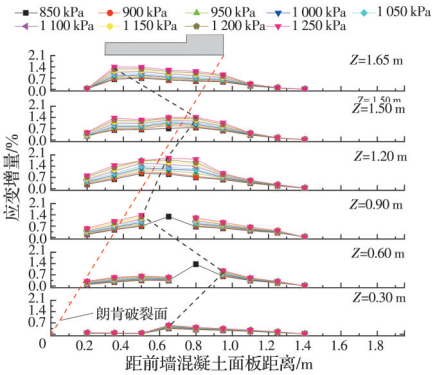
2.5　筋材应变

当荷载增至 $8.75q_{sls}$ 时，第 2 层格栅($Z=0.6$ m)第 5 个应变片与第 3 层格栅($Z=0.9$ m)第 4 个应变片发生损坏，导致 850～1 250 kPa 工况下前墙筋材相应位置的应变数据缺失，在图 12 中以空白点表示。图 12 所示为前墙筋材应变的分布规律：前墙筋材各监测位置的应变增量均随荷载的增大而增加，

且桥台中部的应变增量始终最大;筋材最大应变的水平位置稳定在距前墙面板 0.5～0.65 m 之间,这是因为桥座放置在 0.15～0.8 m 范围内,对该区域筋材应变影响较大;筋材应变的最大增量出现在桥台中部(Z=1.2 m),其值为 1.9%,该位置与前墙面板最大位移处(墙高 1.125 m)、前墙混凝土面板横向裂缝出现位置(墙高 1.25 m)基本吻合;连接各层筋材应变极值点可得到潜在破裂面,该破裂面呈折线形,下部趋近朗肯破裂面,上部为非承载区后沿处的破裂面。



(a) 100～800 kPa下前墙筋材应变



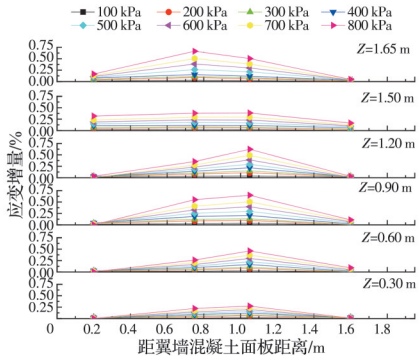
(b) 850～1 250 kPa下前墙筋材应变

图 12 前墙筋材应变

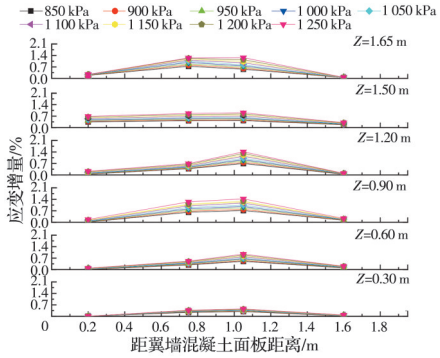
Fig. 12 Front wall reinforcement strains

翼墙筋材应变增量分布如图 13 所示。由图 13 可知:不同高度处筋材应变极值呈中上部大、下部小的分布特征;同一高度处呈中间大、向两边逐渐衰减的变化趋势,这是由上部荷载的应力扩散所致;筋材应变最大增量出现在 12.5q_{sls}工况下的第 3 层格栅,其值为 1.42%,小于 FHWA 规范限值 2%。

从前墙、翼墙各层筋材应变极值来看,桥台中部区域应变增量最大。此外,同一层的应变增量呈承载区内大、向两侧逐渐减小的趋势。这一结果揭示了 GRS 桥台在竖向荷载作用下的工作机理与变形特征:GRS 桥台具有筋材与填土协调变形的能力,这与传统桥台有所不同;在竖向应力集中区域,



(a) 100～800 kPa下翼墙筋材应变



(b) 850～1 250 kPa下翼墙筋材应变

图 13 翼墙筋材应变

Fig. 13 Wing wall reinforcement strains

GRS 桥台可依靠筋材应力提高土体承载力,同时减小土体侧向变形。

2.6 筋材应力理论计算对比

计算筋材应力的方法主要有两种:一是 AASHTO[19]规范中提出的计算方法(简称 AASHTO 法),如式(1)所示;二是考虑强度折减系数的刚度法,如式(3)所示。刚度法具有一定经验性,该方法基于全尺寸试验结果并结合经验建立。

$$T_{max}=S_v K\gamma(z+S) \tag{1}$$

$$K=\frac{\cos^2(\phi+\omega)}{\cos^2\omega\left(1+\sqrt{\frac{\sin\phi}{\sin\omega}}\right)^2} \tag{2}$$

式中:T_{max}为筋材最大拉力,kN/m;S_v为筋材间距,m;K为主动土压力系数;z为测点深度,m;S为上部荷载等效土层厚度,m;q为上部荷载,kPa;ϕ为填料摩擦角,(°);ω为墙面倾斜度,墙面直立时取 0。

$$T_{max}=S_v\left[H\gamma_r D_{tmax}+\left(\frac{H_{ref}}{H}\right)S\right]k_{avh}\Phi \tag{3}$$

$$\Phi=\Phi_g\Phi_{fs} \tag{4}$$

式中:H为面板高度,m;k_{avh}为主动土压力系数;H_{ref}为参考墙高,取 6 m;D_{tmax}为荷载分配系数;Φ为影响因子;Φ_g为整体刚度影响因子,取 0.07,用于解释加筋层刚度与间距对整体墙高的影响;Φ_{fs}为面板刚

度影响因子，取 0.42。

由于实际工程中小荷载工况更为常见，故仅对比 $8q_{sls}$ 条件下的理论值与实测值，结果如图 14 所示。由图 14 可知：AASHTO[19]法计算值与实测值在不同高度下筋材应力的分布规律基本一致，但随着附加荷载的增大，墙体中下部区域尤为明显，$8q_{sls}$ 工况下最大误差达 23.15 kN/m。

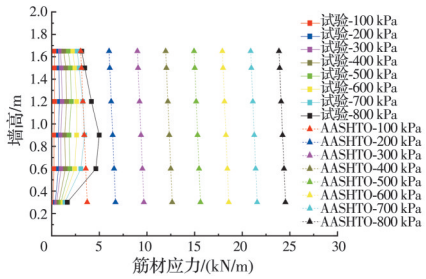


图 14　AASHTO 法计算值与实测值的对比

Fig. 14　Comparison between calculated values by AASHTO method and measured values

图 15 为刚度法计算值与实测值在不同高度下筋材应力的分布规律。由图 15 可见，除墙高 0.9、0.6 m 位置外，刚度法计算值均大于试验实测值，这与 $7q_{sls}$ 工况下前墙产生横向贯通裂缝有关，继续施加荷载使面板连同筋材向外移动，进而增加筋材应力。由于考虑了墙面、土体及筋材刚度等多种参数，所以刚度法计算值与实测值差异较小。

对比两种方法，AASHTO 法假设墙体为柔性结构，所得筋材应力分布规律虽与实测结果基本一致，但计算的筋材应力偏大；与 AASHTO 法相比，刚度法计算值与实测值吻合较好。

AASHTO 规范中还提出另一种基于竖向土压力计算筋材应力的方法（简称 AASHTO 土压力法），如式(5)所示。由于式中预估垂直附加应力时

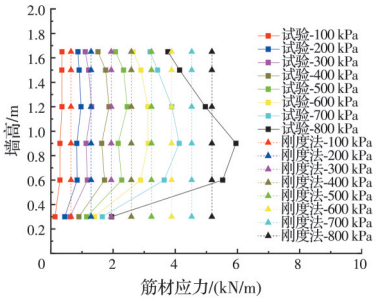


图 15　刚度法计算值与实测值的对比

Fig. 15　Comparison between calculated values by stiffness method and measured values

未考虑桥座水平净距及深度衰减问题，故计算结果与实际情况不符。采用 Boussinesq 解计算附加土压力，如式(7)所示。其同时考虑了深度衰减与同一深度的水平距离衰减。

$$T_{max}=S_v k_r \sigma_v \tag{5}$$

$$\sigma_v=\frac{q\cdot B}{B+2b} \tag{6}$$

$$\sigma_v=\frac{q}{\pi}\left[\alpha+\sin(\alpha)\cos(\alpha+2\beta)\right] \tag{7}$$

式中：σ_v 为土体自重引起的垂直应力，kPa；k_r 为水平土压力系数，取主动土压力系数 k_{avh}；b 为荷载与墙体的间距，m；B 为荷载宽度，m；α、β 为角度，其中 $\alpha=\arctan\left(\frac{x}{z}\right)-\beta$，$\beta=\arctan\left(\frac{x-B}{z}\right)$；$z$ 为计算点深度，m；x 为计算点距桥座后端的水平距离，m。

图 16 为 AASHTO 土压力法所得计算值与实测值的对比。在墙体中下部处，$8q_{sls}$ 工况下最大误差仅 3.32 kN/m。相较 AASHTO 法，该方法能显著提升计算精度，优化土压力计算方法后，计算值与实测值的分布规律基本一致，更符合实测筋材应力分布规律。3 种方法对比结果如表 3 所示，刚度法平均误差最小。

表 2　筋材应力计算方法对比

Table 2　Comparison of reinforcement stress calculation methods

上部荷载/kPa	试验筋材应力/(kN/m)	计算值/(kN/m)			误差/%		
		AASHTO 法	刚度法	AASHTO 土压力法	AASHTO 法	刚度法	AASHTO 土压力法
100	0.35	3.72	0.64	1.45	940.43	80.67	306.62
200	0.97	6.70	1.29	2.14	590.69	33.44	121.40
300	1.31	9.67	1.94	2.99	638.17	48.17	128.59
400	1.87	12.64	2.58	3.84	575.47	38.28	105.28
500	2.45	15.62	3.23	4.69	535.95	31.76	91.00
600	3.12	18.59	3.88	5.56	494.80	24.23	78.04
700	4.12	21.56	4.53	6.44	422.30	9.72	56.03
800	5.95	24.54	5.17	7.32	312.21	13.01	22.96
				误差平均值	563.75	34.91	113.74

注：误差=(计算值−实测值)/实测值×100%。

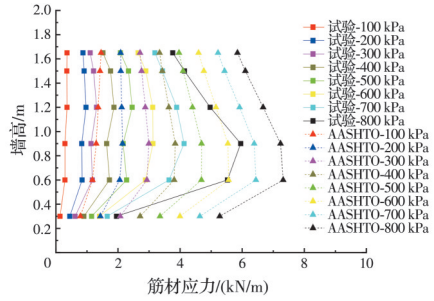


图 16 AASHTO 土压力法计算值与实测值的对比

Fig. 16 Comparison between calculated values by AASHTO earth pressure method and measured values

3 结论

通过GRS桥台静载模型试验对顶部沉降、面板位移、土体位移和筋材应变等承载特性进行深入研究,得出如下结论:

1)当荷载达到$7q_{sls}$时,在墙高1.25 m处出现贯通前墙面板的横向裂缝,同时前墙面板左下部、右上部均出现裂缝。前墙与翼墙交界处为结构薄弱部位,工程实践中可在混凝土面板纵横交接处设置竖向钢筋及箍筋,并浇筑形成混凝土柱。

2)桥台顶部沉降随上部荷载的增大而增大,在$2q_{sls}$荷载和$12.5q_{sls}$极限荷载工况下,GRS桥台沉降值均未超过FHWA规范规定的使用极限值$1\%H$和强度极限值$5\%H$,表明GRS桥台具备良好的变形协调能力。

3)前墙面板与翼墙面板的水平位移均随上部荷载的增大而增大,桥台前墙面板最大水平位移为$0.56\%H$,呈中部鼓胀破坏;翼墙最大水平位移为$0.44\%H$,呈顶部倾覆破坏,二者位移量相近,但破坏形式不同。前墙、翼墙墙后土体位移与面板位移差值较小,进一步验证了桥台整体性良好。

4)筋材各测点应变总体随上部荷载的增加而增大,且桥台中部始终是应变增量最大的位置;上部荷载对桥台中部范围以外的筋材应变影响较小且分布较为均匀,桥台在极限荷载下应变值为1.9%,低于FHWA规范建议的2%限值。

5)AASHTO法假设墙体为柔性结构,高估了筋材应力,工程适用性有限。优化竖向土压力计算方法后的AASHTO土压力法计算精确度更高,更符合实测筋材应力分布规律,但在较小荷载下,筋材最大应变的实测值与刚度法的计算值更为接近。相比前两种方法,刚度法计算结果偏差更小,在小荷载作用下适用性更强。

参考文献

[1] Michael A, Jennifer N, Tom S, et al. Geosynthetic reinforced soil integrated bridge system synthesis report: FHWA-HRT-11-027[R]. Washington, D.C.: Federal Highway Administration, 2011.

[2] Geosynthetic reinforced soil integrated bridge system interim implementation guide: FHWA-HRT-11-026[R]. Washington, D. C.: Federal Highway Administration, 2012.

[3] Design and construction guidelines for geosynthetic reinforced soil abutments and integrated bridge systems: FHWA-HRT-17-080[R]. Washington, D. C.: Federal Highway Administration, 2018.

[4] Geosynthetic reinforced soil-integrated bridge system-Bid price analysis and cost comparisons with alternative foundation systems: FHWA-HRT-19-024[R]. Washington, D.C.: Federal Highway Administration, 2019.

[5] 周志刚, 郑健龙, 宋蔚涛. 土工格栅加筋柔性桥台的机理分析[J]. 中国公路学报, 2000, 13(1): 18-21.
Zhou Z G, Zheng J L, Song W T. Analysis of mechanism of flexible abutment reinforced by geogrids[J]. China Journal of Highway and Transport, 2000, 13(1): 18-21. (in Chinese)

[6] 张逍, 徐超, 王裘申, 等. 加筋土桥台承载特性的载荷试验研究[J]. 岩土力学, 2020, 41(12): 4027-4034.
Zhang X, Xu C, Wang Q S, et al. Load test study of bearing characteristics of reinforced soil abutments[J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, 41(12): 4027-4034. (in Chinese)

[7] Zhang J, Jia Y F, Guo W H, et al. Experimental study on the load bearing behavior of geosynthetic reinforced soil bridge abutments with different facing conditions[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2022, 50(4): 632-643.

[8] 肖成志, 刘贺, 王荣霞, 等. 土工格栅加筋土柔性桥台结构性能的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(4): 767-772.
Xiao C Z, Liu H, Wang R X, et al. Experimental study on performance of GRS bridge abutment with flexible face[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(4): 767-772. (in Chinese)

[9] Ahmadi H, Bezuijen A. Full-scale mechanically stabilized earth (MSE) walls under strip footing load[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2018, 46(3): 297-311.

[10] Zheng Y W, Fox P J, Shing P B, et al. Physical model tests of half-scale geosynthetic reinforced soil bridge abutments. I: static loading[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2019, 145(11): 04019094.

[11] Zheng Y W, Mccartney J S, Shing P B, et al. Physical model tests of half-scale geosynthetic reinforced soil

bridge abutments. Ⅱ: dynamic loading[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2019, 145(11): 04019095.

[12] Zheng Y W, Guo W, Fox P J, et al. 2D and 3D simulations of static response of a geosynthetic reinforced soil bridge abutment[J]. Geosynthetics International, 2022, 29(5): 534-546.

[13] Ardah A, Abu-Farsakh M, Voyiadjis G. Numerical evaluation of the performance of a geosynthetic reinforced soil-integrated bridge system (GRS-IBS) under different loading conditions[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2017, 45(6): 558-569.

[14] Ardah A, Abu-Farsakh M Y, Voyiadjis G Z. Numerical evaluation of the effect of differential settlement on the performance of GRS-IBS[J]. Geosynthetics International, 2018, 25(4): 427-441.

[15] 朱晨. 模块式加筋土桥台承载力模型试验研究及数值模拟[D]. 河北 廊坊: 防灾科技学院, 2021.
Zhu C. Model test and numerical simulation of bearing capacity of modular reinforced earth abutment[D]. Langfang, Hebei: Institute of Disaster Prevention, 2021. (in Chinese)

[16] Lenart S, Kralj M, Medved S P, et al. Design and construction of the first GRS integrated bridge with FHR facings in Europe[J]. Transportation Geotechnics, 2016, 8: 26-34.

[17] Zhang J, Guo W, Ji M, et al. Field monitoring of vertical stress distribution in GRS-IBS with full-height rigid facings[J]. Geosynthetics International, 2022, 29(6): 610-621.

[18] Adams M T, Schlatter W, Stabile T. Geosynthetic reinforced soil integrated abutments at the Bowman road bridge in Defiance county, Ohio[C]//Geosynthetics in Reinforcement and Hydraulic Applications. Denver, Colorado, USA. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2007: 1-10.

[19] LRFDBDS-9 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications[S].

(编辑　朱备)