

加筋土柔性桥台复合结构抗震性能试验

罗敏敏, 徐超, 杨阳, 杨子凡

(同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

摘要: 通过一组土工合成材料加筋土柔性桥台复合结构(GRS-IBS)全桥模型的振动台试验, 研究该结构的抗震性能。研究表明: GRS-IBS 结构具有良好的抗震性能, 在峰值加速度约为 0.8g 的 Kobe 地震波作用下, 结构保持整体稳定, 仅发生面层外倾、桥头差异沉降等微小的变形; 在保持筋材极限强度与加筋间距比值相同的前提下, 减小加筋间距有助于提高 GRS 桥台复合结构的抗震性能。

关键词: 柔性桥台; 加筋土复合体; 土工合成材料; 振动台试验; 抗震性能

中图分类号: TU997

文献标志码: A

Seismic Performance of Geosynthetic Reinforced Soil-Integrated Structure in Shaking Table Test

LUO Minmin, XU Chao, YANG Yang, YANG Zifan

(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: In this paper, the seismic performance of the geosynthetic reinforced soil-Integrated bridge system (GRS-IBS) structure is analyzed by conducting a set of shaking table test with a full bridge model. The results show that the GRS-IBS structure has a good seismic performance. Under the motion of Kobe seismic wave with a peak acceleration of 0.8g, the overall stability of the structure is good, and only minor deformations occur, such as surface excavation and differential settlement between the bridge beams. Under the premise of keeping the same ratio of T_f to S_v , reducing the reinforcement spacing helps to improve the seismic performance of the GRS abutment.

Key words: flexible abutment; geosynthetic reinforced soil (GRS) composite; geosynthetic; shaking table test; seismic performance

土工合成材料加筋土柔性桥台复合结构 (geosynthetic reinforced soil-integrated bridge system, GRS-IBS) 可用于交通基础设施建设, 其中 GRS 桥台的加筋间距小于 30 cm, 填料压实度大于 95%, 与传统的桩基桥台相比, 在建造成本和施工效率等方面具有明显优势^[1]。通过一体化设计的 GRS-IBS 结构能够从本质上消除桥梁与引道路基之间的差异沉降, 解决“桥头跳车”难题。

关于静载条件下 GRS 桥台的性能, 国际上已有比较系统的研究。比如, Adams 等^[2]、Wu 等^[3-4]和 Nicks 等^[5]对 GRS 桥台的承载力性能及其影响因素进行了深入的研究; Adams 等^[6]和 Benjamim 等^[7]总结了大量工程实例的变形情况; Wu 等^[8]和 Adams 等^[9]提出了相应的计算评价方法。

关于地震作用下 GRS 桥台动力响应特性的研究成果还不多见。Helwany 等^[10]研究了高为 3.6 m 的三维 GRS 桥台在水平单向正弦波作用下的抗震性能, 当峰值加速度达到 1.0g 时, 仅在底部转角处出现局部裂缝, 而整体结构保持稳定。Zheng 等^[11-12]通过振动台试验研究了高 2.7 m 的三维 GRS 桥台在纵、横方向上的抗震性能, 施加的人工地震波最大峰值加速度约为 0.58g, 结果表明 GRS 桥台在纵、横方向上均只有微小的变形。需要指出的是, 这些研究工作都是针对单个桥台进行的, 并不能完全反映完整桥梁系统的动力响应特性。

本文在借鉴已有关于 GRS 桥台振动台试验研究的基础上, 首次进行了 GRS-IBS 结构完整桥梁模型(即全桥系统)的振动台试验研究。研究内容包括 GRS-IBS 结构的动力响应特性、受力特性以及变形特性等抗震性能的分析。

收稿日期: 2018-12-26

基金项目: 国家科技部重点专项(2016YFE0105800); 国家自然科学基金(41772284); 中央高校基本科研业务费专项资金(22120180625)

第一作者: 罗敏敏(1988—), 男, 博士生, 主要研究方向为土工合成材料加筋土结构。E-mail: zjluominmin@163.com

通信作者: 杨阳(1988—), 女, 工程师, 工学博士, 主要研究方向为土体材料动力特性、土体内部侵蚀。

E-mail: 2011yang@tongji.edu.cn

1 试验方案

1.1 试验模型与材料

本次试验研究依托同济大学土木工程防灾国家重点实验室的振动台试验平台进行. 试验以美国特拉华州的 Guthrie Run 桥^[13]为原型. 该桥为一典型的 GRS-IBS 结构. 限于振动台的尺寸, 试验模型需按一定的相似关系进行缩尺. 表 1 提供了本次试验使用的相似关系, 该相似关系由 Iai 推导提出, 并已在 1g 振动台试验中多次使用.

表 1 模型试验的相似比要求^[14]

Tab.1 Similitude relationships for model test		
变量	理论相似比	实际相似比
长度	λ	4
填料密度	1	1
应力	λ	4
应变	1	1
模量	λ	4
筋材刚度	λ^2	16
时间	$\lambda^{1/2}$	2
频率	$\lambda^{-1/2}$	1/2
加速度	1	1

由于工程原型的桥台两侧大部分被后期填土掩埋, 即有足够的侧限条件, 因此模型桥台按平面应变条件进行设计. 图 1 为制作完成的试验模型, 包括左、右两侧的桥台和桥跨结构等构成一个完整的桥梁体系. 模型总长 4.0 m, 除去桥梁净跨 1.4 m, 两边桥台各长 1.3 m (其中面层厚度 0.1 m). 模型箱体净宽 0.7 m, 即 GRS 桥台宽度为 0.7 m. 模型总高 1.5 m, 包括 GRS 桥台高度 H_a 为 1.2 m, 加筋土基础厚度 0.15 m 和引道填土厚度 0.15 m. 相关尺寸如图 2 所示. 图中, x 表示与面层背面的水平距离, z 表示与桥台底部的垂直距离, L_r 为加筋长度, S_v 为加筋间距.

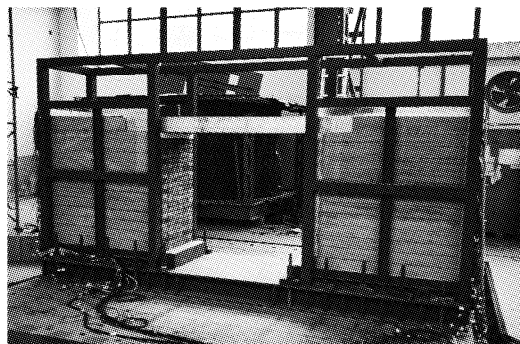


图 1 试验模型
Fig.1 Test model

试验的边界条件受模型箱(图 1)控制, 模型箱由

左、右两个对称的箱体构成其主体部分, 通过底部型钢底座和上部槽钢横梁连成一个具有足够刚度的整体. 单个箱体的一面侧壁为 1 cm 厚的固定钢板, 另一面侧壁为 2 cm 厚的有机玻璃板(并设置纵、横梁增加其侧限)以便于观测, 背壁为可拆卸的钢板(1 cm 厚)以便于模型桥台的填筑. 背壁内侧衬垫一层 5 cm 厚的 EPS(expanded polystyrene, 聚苯乙烯)泡沫板进行消震.

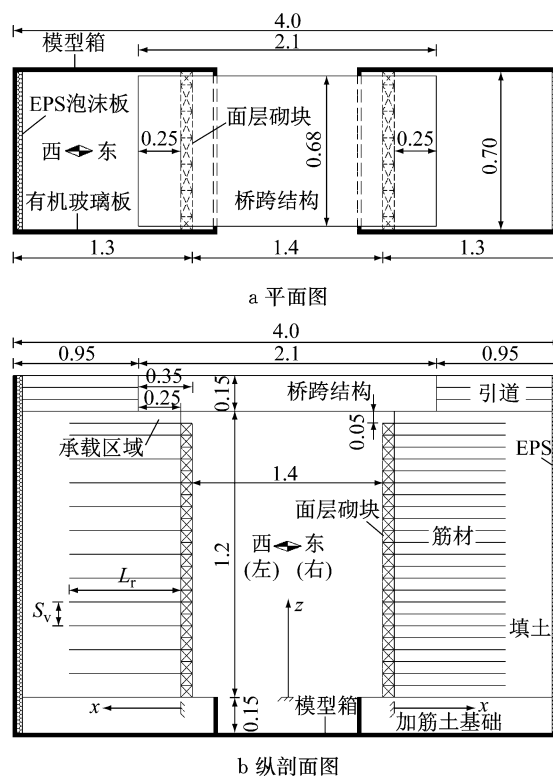


图 2 试验模型尺寸分布图(单位:m)

Fig.2 Configuration of test model(unit: m)

由于铝的重度与钢筋混凝土的重度相近, 为省去配重的麻烦和不必要的影响, 模型桥跨结构采用铝板代替. 铝板的尺寸为 $2.1\text{ m} \times 0.68\text{ m} \times 0.15\text{ m}$, 即厚度与引道填土一致, 宽度比模型箱净宽略小以避免与侧壁的摩擦, 长度即为总跨度. 铝板重约 0.65 t, 纵向与单个桥台的接触宽度 0.25 m, 相当于桥跨施加在桥台顶面的荷载为 18.3 kPa.

面层采用 $23\text{ cm} \times 10\text{ cm} \times 5\text{ cm}$ (长 \times 宽 \times 高)的砌块, 砌块宽度即前述面层厚度. 面层砌块分层错缝码放, 与筋材的连接方式为摩擦型连接.

筋材选用 120 g 和 200 g 规格的牛皮纸代替工程原型中的土工布, 其拉伸曲线如图 3 所示. 由图可知, 极限拉伸强度分别约为 $5.0\text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ 和 $10.0\text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$.

填料采用粒径范围 0.5~3.0 mm 的石英砂, 图

4 为其颗粒级配曲线. 根据级配曲线, 不均匀系数 $C_u=2$, 曲率系数 $C_c=0.95$, 为级配不良的均匀土. 填料的最小干密度 $\rho_{d\min}$ 和最大干密度 $\rho_{d\max}$ 分别为 $1.33 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$ 和 $1.74 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$. 在模型制作过程中, 填料的干密度控制在 $1.64 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$ 左右. 由三轴试验测得的填料内摩擦角 φ 和黏聚力 c 分别为 49° 和 0 kPa , 10 kPa 围压下的土体模量 E_{50} 约为 6.4 GPa . 填料重度、模量及其他力学指标均近似满足表 1 所示的相似关系.

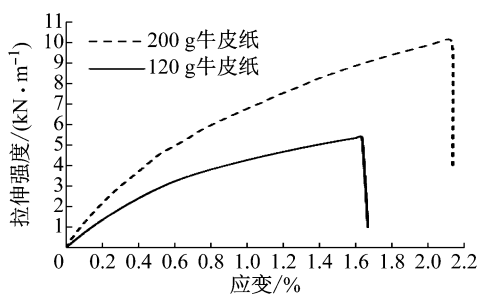


图 3 牛皮纸拉伸曲线

Fig.3 Tensile tests of biaxial kraft

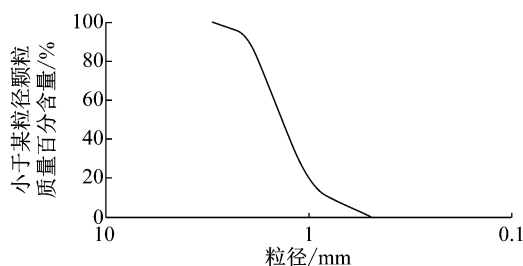


图 4 试验用填料的级配曲线

Fig.4 Grain size distribution of sands

1.2 试验方案

左、右桥台的筋材布设方式如表 2 所示, 主要区别在于加筋间距的不同, 但筋材极限拉伸强度 T_f 与加筋间距 S_v 的比值保持不变. 实际工程中, GRS-IBS 结构的加筋间距通常为 0.2 m ^[9], 根据表 1 所示的相似关系, 试验基本参照组模型(右桥台)的加筋间距取为 0.05 m ; 对照组(左桥台)则取其两倍, 即加筋间距为 0.1 m . 两者的加筋长度均取为 $0.7H_a=0.84 \text{ m}$.

表 2 筋材分布方式

Tab.2 Distribution of reinforcement

桥台位置	加筋间距/cm	筋材强度/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$)
左	10	10
右	5	5

实际工程中的筋材通常选用极限拉伸强度约 $72 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ 的 PP(聚丙烯)土工布^[9], 按表 1 折算后的基本参照组筋材的极限拉伸强度应为 $4.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$

左右, 相应对照组的筋材极限拉伸强度应为 $9.0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ 左右, 以保证 T_f/S_v 为一定值. 由图 3 可知, 试验选用的筋材基本满足要求.

试验激振采用 Kobe 波^[15], 仅沿模型纵向(设为 x 向)施加, 激励波的正值方向指向模型左侧, 即图 2 中标示的正西方向. 原型波与按时间相似比压缩的模型波(保持峰值加速度不变)如图 5 所示, 其正方向的峰值加速度为 $0.73g$, 负方向的为 $0.66g$.

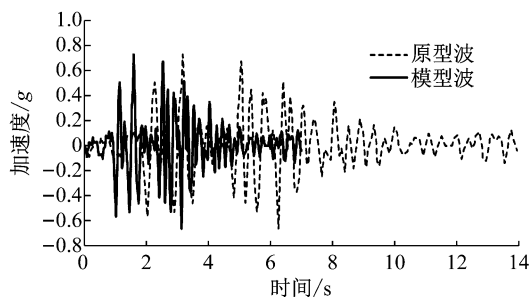


图 5 Kobe 波的原型波和按时间相似比压缩的模型波

Fig.5 Original Kobe motion and scaled input motions by time similarity ratio

1.3 监测方案

试验监测内容主要包括桥台面层侧向位移、桥头沉降、GRS-IBS 结构不同部位的加速度响应、桥台面层背后侧向土压力以及桥跨承载区中心下方竖向土压力、筋材应变等. 监测元件的布置如图 6 所示, 监测数据均为模拟地震波作用下的增量值, 不包括模型施工过程中的静态数值.

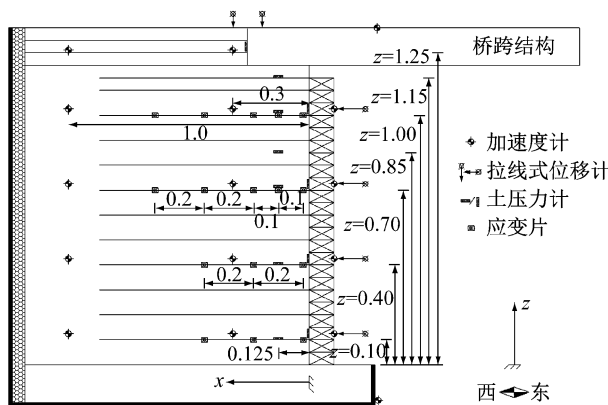


图 6 监测方案(单位:m)

Fig.6 Monitoring instrumentation(unit: m)

1.4 模型建造

试验模型按既定试验方案建造, 建造过程中采用“体积质量法”分层控制填料的压实度, 分层厚度为 5 cm , 共分 24 层填筑. 完成后, 填料的压实度控制在 95% 左右, 即砂土的相对密度为 0.8 .

为减少模型箱侧壁摩擦的影响, 在有机玻璃面

涂刷硅油进行减阻;在钢板一侧先固定一层 1 mm 厚的聚四氟乙烯膜,然后在膜上涂刷凡士林进行减阻.图 7 为桥台内部实测竖向土压力与理论自重应力值的对比,两者比较接近,说明达到了预期的减阻效果.图中, D 表示测点距离桥台顶面的埋深, H_a 表示桥台高度.

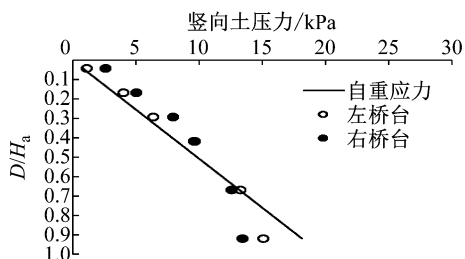


图 7 桥台内部竖向土压力实测值与理论值对比

Fig. 7 Comparison of theoretical value and measured value of the vertical stress in abutment

2 试验结果与分析

在进行试验成果分析之前,首先对相关数据的正、负方向作出规定.对于桥台基础底部受到的地震作用而言,以指向桥台临空面外侧为正;对于面层侧向位移,亦以指向桥台临空面外侧为正;对于桥头沉降而言,按岩土工程惯例,以竖直向下的压缩变形为正.

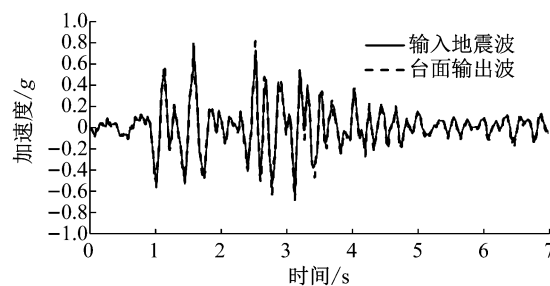
2.1 模型系统验证

图 8a 为振动台测试系统中输入的地震波与监测到的台面输出波之间的波形对比,发现两者的吻合程度较好,能满足试验的使用要求.但需要指出的是,振动台台面实际输出波的峰值加速度与输入地震波在数值上存在一定的偏差,台面输出波正方向的峰值加速度为 $0.82g$,而负方向的为 $0.68g$.由于两侧桥台对称相向,则左侧桥台基础底部实际受到的正向峰值地震作用(指向临空面外侧)为 $0.68g$,小于右侧桥台的 $0.82g$.

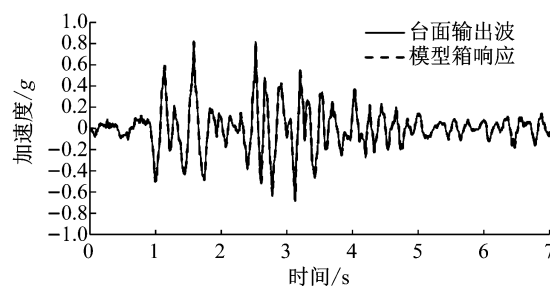
图 8b 则反映了模型箱的加速度响应情况,其实测加速度时程曲线与台面输出波的波形曲线吻合良好,相位保持一致,说明模型箱整体刚度能够满足试验使用的要求.

2.2 试验现象描述

图 9 为右侧结构在试验结束后的局部破损情况,左侧结构的变形迹象比右侧还小.这说明 GRS-IBS 结构的抗震性能良好,在峰值加速度约为 $0.8g$ 的 Kobe 波作用下能保持整体结构良好,仅在桥台面层处和桥头接缝处产生微小的变形.



a 振动台台面



b 模型箱

图 8 振动台台面与模型箱的加速度响应情况

Fig. 8 Response on acceleration of shaking table and model box



a 面层倾斜



b 桥头差异沉降

图 9 试验结束后右侧结构的破损情况

Fig. 9 Local damage of right structure after the test

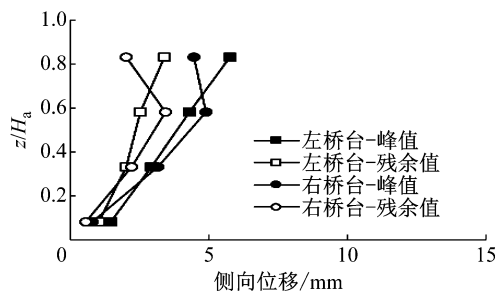


图 10 左、右桥台面层侧向位移分布规律

Fig. 10 Distribution of lateral displacement along height

2.3 面层位移和桥头沉降

图 10 为左、右桥台面层的侧向位移(包括峰值和残余值)随桥台高度的分布规律. 总体而言,面层侧向位移沿桥台高度逐渐增大,基本上呈现线性变化. 无论是峰值还是残余值,左、右两桥台的侧向位移基本接近,差值不超过 1.5 mm;但右侧桥台实际受到的正向峰值地震作用(0.82g)比左侧桥台的(0.68g)大得多,说明右侧桥台(加筋间距为左侧桥台的一半)的抗震性能比左侧桥台良好. 可见,尽管保持 T_i/S_v 一致,缩小加筋间距仍有利于提高 GRS 桥台的抗震性能.

试验结束后,面层残余位移比峰值位移约减小 30%~55%,可见面层位移有较大的恢复. 此外,面层残余位移的最大值不超过 4 mm(变形不足桥台高度的 0.5%),说明 GRS-IBS 结构在地震作用下具有很强的抗变形能力.

根据桥头位置的位移计记录,试验结束后,桥跨铝板的左、右两端均抬升约 1.4 mm,说明在振动过程中桥台顶部的土体有所震松,但总体变形很小,约为桥台高度的 0.12%. 左、右桥头处铝板与引道之间的差异沉降均未超过 0.5 cm.

2.4 加速度

图 11 和图 12 分别为左、右两桥台的面层处、加筋土体部位和被支挡土体部位监测到的峰值加速度及其放大系数沿桥台高度的分布. 右桥台各部位的加速度值一般均大于左桥台,原因在于右桥台受到的正向地震作用较大. 左侧桥台的加速度放大系数一般不小于 1.0,而右侧桥台有多处加速度放大系数小于 1.0. 监测到的最大加速度放大系数为 1.35,位于左侧引道填土部位.

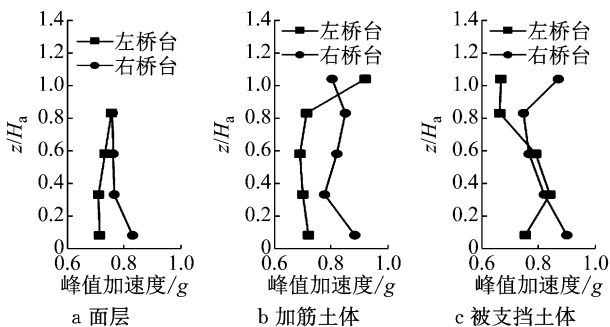


图 11 峰值加速度沿桥台高度的分布

Fig. 11 Distribution of peak acceleration along abutment height

2.5 侧向土压和竖向土压

图 13 为左、右桥台面层背后的侧向土压力(包括峰值和残余值)的分布规律. 就总体趋势而言,侧

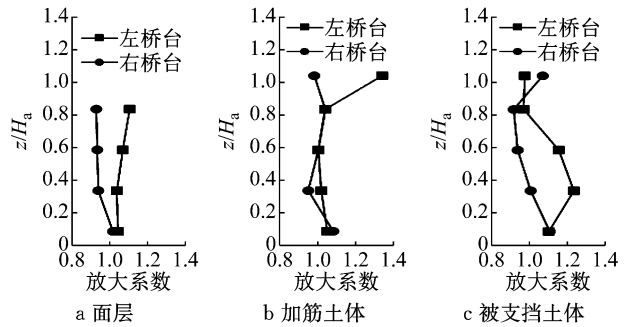


图 12 加速度放大系数沿桥台高度的分布

Fig. 12 Distribution of amplification along abutment height

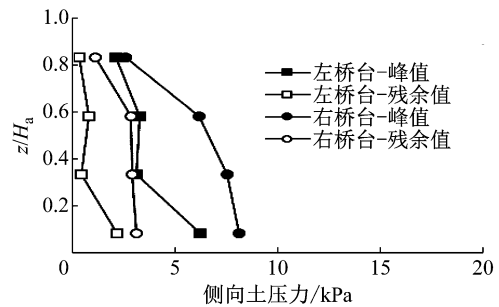


图 13 左、右桥台面层背后侧向土压力分布规律

Fig. 13 Distribution of lateral earth pressure

向土压力沿桥台高度逐渐减小,与面层侧向位移的分布规律具有一定的内在相关性. 即侧向变形越大,应力释放越大,从而面层处的侧向土压力越小. 无论是峰值还是残余值,右侧桥台的侧向土压力值均比左侧桥台要大得多,其原因可能是右侧桥台实际受到的正向地震作用比左侧桥台大许多. 此外,右桥台加筋较密,对侧向变形的限制较大,也可能是导致面层侧向土压力较大的原因之一.

侧向土压力的最大峰值约为 8 kPa,还原到工程实际则为 32 kPa. 因此,在抗震设计时应重视面层与筋材之间的连接强度. 残余土压力相比峰值土压力则要小得多,一般减小 50%以上.

桥跨铝板左、右两端侧的峰值侧向土压力分别为 5.1 kPa 和 7.7 kPa,残余值分别是 -4.9 kPa 和 -7.1 kPa. 右侧峰值大于左侧的原因是右侧受到的正向地震作用比左侧大. 残余值出现负值是因为振动使桥头处的填土松散,导致填土与土压力计脱空.

图 14 为左、右桥台承载区正下方竖向土压力(包括峰值和残余值)的分布规律. 除桥台最顶部的数据以外,竖向土压力基本呈现随深度增加而增加的线性规律. 至于桥台最顶部,可能受桥跨结构摆动的影响较大,导致该处的土压力读数有些异常. 无论是峰值还是残余值,左、右两桥台的竖向土压力比较

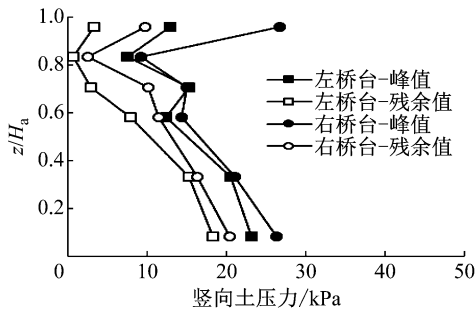


图 14 左、右桥台承载区正下方竖向土压力分布规律
Fig.14 Distribution of vertical earth pressure

接近;如前所述,右侧桥台受到的正向地震作用比左侧桥台大很多,说明右侧桥台的抗震性能比左侧桥台要好,亦即减小加筋间距能提高 GRS 桥台的抗震性能。

竖向土压力在试验结束后也有一定程度的减小,衰减 20%~90%不等.竖向土压力的最大峰值接近 30 kPa,还原到工程实际则为 120 kPa.这虽然对桥台结构的抗滑移和抗倾覆稳定性有利,但也增加了对桥台自身承载能力及地基承载力的要求。

2.6 筋材应变

图 15 为左、右桥台筋材应变(包括峰值和残余值)的分布规律.当筋材位于桥台底部时,同一层筋材的最大应变大致出现在靠近面层处;随着筋材分布高度的增加,同一层筋材的最大应变逐渐向远离面层的方向发展;当筋材分布靠近桥台顶部时,最大筋材应变出现在承载区域的中心部位附近.从理论上讲,尽管左侧桥台的加筋间距是右侧桥台的 2 倍,但其筋材刚度也接近于右侧桥台的 2 倍,则当所受正向地震作用相同时,左、右两侧桥台的筋材应变应当基本相等;但是右侧桥台受到的正向地震作用大于左侧桥台,则右侧桥台的筋材应变应当大于左侧桥台,而实际却相反(除个别数据点外).这说明,即使提供的极限抗力一致(即 T_i/S_v 一致),减小加筋间距仍能使筋材应变(轴力)更小、更均匀。

试验监测到的最大筋材变形不超过 0.5%,加上模型施工时引起的静态应变也不超过 2.0%,能满足 GRS-IBS 结构设计时对筋材变形的要求.试验结束后,筋材应变也有一定程度的恢复,残余应变相比于峰值应变一般减少 20%~50%。

图 16 为各层筋材的最大应变沿桥台高度的分布曲线.该曲线显示,在 GRS 桥台结构中,因地震作用引起的筋材最大应变出现在桥台高度的 2/3 位置附近。

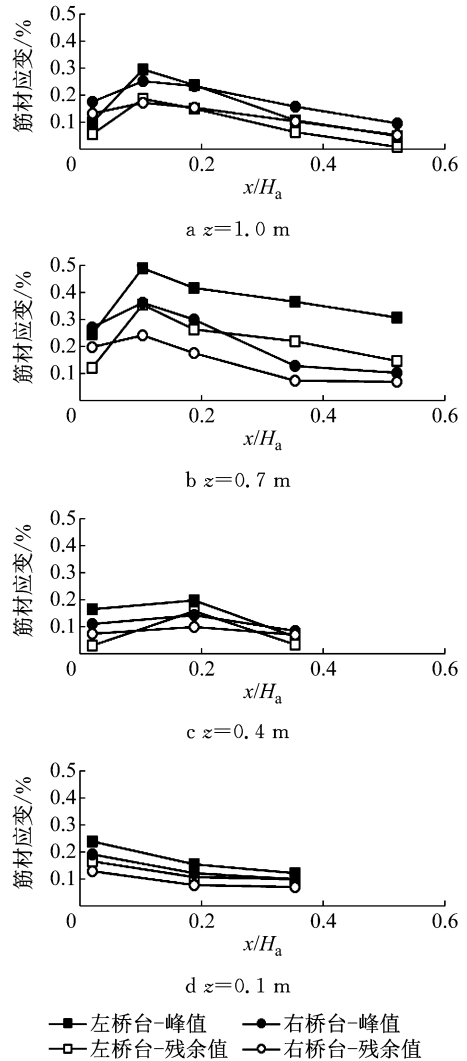


图 15 左、右桥台筋材应变分布规律

Fig.15 Distribution of reinforcement strain

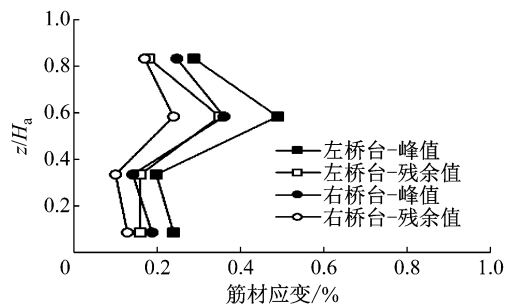


图 16 筋材最大应变沿桥台高度的分布

Fig.16 Distribution of maximum reinforcement strain along abutment height

3 结论

本文通过振动台试验研究 GRS-IBS 结构(全桥系统)的抗震性能,可总结得出以下相关结论:

- (1) GRS-IBS 具有良好的抗震性能,在峰值加

速度约为 0.8g 的 Kobe 地震波作用下,能够保持结构整体稳定性,仅发生面层外倾、桥头差异沉降等微小的变形。

(2) 在保持 T_i/S_v 相同的前提下,尽管右侧桥台(加筋间距是左侧桥台的一半)受到比左侧桥台大得多的正向地震作用,但在受力、变形特性等方面的表现基本与左侧桥台接近,说明减小加筋间距有助于提高 GRS 桥台的抗震性能。

(3) 尽管试验过程中只施加了水平单向的地震波作用,但依旧在结构体内部引起了较大的竖向土压力增量,因此在进行 GRS-IBS 结构抗震设计时,应注意结构体本身及下伏地基的承载力验算。

(4) 振动过程中,面层连接处的侧向土压力值较大,因此在抗震设计中应注意面层连接处的连接强度验算。

由于试验模型是全桥系统,在试验过程中左、右两侧桥台可能通过中间的刚性桥跨而产生相互作用与影响。这种影响将在后续研究中探讨。

参考文献:

- [1] ADAMS M T, SCHLATTER W, STABILE T. Geosynthetic reinforced soil integrated abutments at the Bowman Road Bridge in defiance county, Ohio[C]//Geo-Denver. Reston: American Society of Civil Engineers, 2007: 16-26.
- [2] ADAMS M T, OOI P S, NICKS J E. Mini-pier testing to estimate performance of full-scale geosynthetic reinforced soil bridge abutments[J]. Geotechnical Testing Journal, 2014, 37(5): 884.
- [3] WU J T H, LEE K Z Z, PHAM T. Allowable bearing pressures of bridge sills on GRS abutments with flexible facing[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, 132(7): 830.
- [4] WU J T H, PHAM T Q, ADAMS M T. Composite behavior of geosynthetic reinforced soil mass[R]. McLean: The US Federal Highway Administration, 2013.
- [5] NICKS J E, ADAMS M T, OOI P S K, *et al.* Geosynthetic reinforced soil performance testing-axial load deformation relationships[R]. McLean: The US Federal Highway Administration, 2013.
- [6] ADAMS M, NICKS J, STABILE T, *et al.* Geosynthetic reinforced soil integrated bridge system synthesis report[R]. McLean: The US Federal Highway Administration, 2011.
- [7] BENJAMIM C V S, BUENO B S, ZORNBERG J G. Field monitoring evaluation of geotextile reinforced soil retaining walls[J]. Geosynthetics International, 2017, 14(2): 100.
- [8] WU J T H, PHAM T Q. Load-carrying capacity and required reinforcement strength of closely spaced soil-geosynthetic composites[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, 139(9): 1468.
- [9] ADAMS M T, NICKS J, STABILE T, *et al.* Geosynthetic reinforced soil integrated bridge system interim implementation guide[R]. McLean: The US Federal Highway Administration, 2012.
- [10] HELWANY S M B, WU J T H, MEINHOLZ P. Seismic design of geosynthetic-reinforced soil bridge abutments with modular block facing[R]. Washington D C: The US Transportation Research Board, 2012.
- [11] ZHENG Y, SANDER A C, RONG W, *et al.* Shaking table test of a half-scale geosynthetic-reinforced soil bridge abutment[J]. Geotechnical Testing Journal, 2017, 41(1): 171.
- [12] ZHENG Y, MCCARTNEY J S, SHING P B, *et al.* Transverse shaking table test of a half-scale geosynthetic reinforced soil bridge abutment[J]. Geosynthetics International, 2018, 25(6): 582.
- [13] TALEBI M. Analysis of the field behavior of a geosynthetic reinforced soil integrated bridge system during construction and operation[D]. Delaware: The University of Delaware, 2016.
- [14] IAI S. Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid models in 1g gravitational fields[J]. Soils and Foundations, 1989, 29(1): 105.
- [15] LING H I, MOHRI Y, LESHCHINSKY D, *et al.* Large-scale shaking table tests on modular block reinforced soil retaining walls[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, 131(4): 465.