

DOI: 10.16285/j.rsm.2017.1663

整体刚性面板加筋土挡墙振动台模型试验研究

徐 鹏^{1,2}, 蒋关鲁^{1,2}, 邱俊杰¹, 高泽飞², 王智猛³

(1. 西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031; 2. 西南交通大学 高速铁路线路工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031;
3. 中铁二院工程集团有限责任公司, 四川 成都 610031)

摘 要: 加筋土挡墙在大量地震中显示了优越的抗震性能。地震荷载作用下, 加筋土挡墙的设计中通常采用拟静力法将动荷载等效为静力荷载。为了对比加筋土挡墙拟静力设计值与实际动力响应值的差异, 开展了整体刚性面板加筋土挡墙振动台模型试验。通过位移、加速度、土压力、筋材拉力的测试, 得到以下结论: 加筋土挡墙内部的加速度分布不均匀并呈现面板、加筋体加速度大于填土加速度的趋势, 同时测试的响应加速度值大于设计规范建议值; 面板背面土压力作用点高于设计值, 但合力仅为物部-冈部理论值的 15%~20%; 受加速度放大效应及动土压力作用点的影响, 墙体的主要变形模式为转动变形; 筋材拉力沿墙高非线性分布并且测试合力大于铁路规范建议值。

关 键 词: 加筋土挡墙; 地震; 拟静力法; 振动台模型试验; 加速度

中图分类号: U417.1+15

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598(2019)03-0998-07

Shaking table tests on reinforced soil retaining walls with full-height rigid facing

XU Peng^{1,2}, JIANG Guan-lu^{1,2}, QIU Jun-jie¹, GAO Ze-fei², WANG Zhi-meng³

(1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu, Sichuan 610031, China;

2. Key Laboratory of High-speed Railway Engineering, Ministry of Education, Southwest Jiaotong University, Chengdu, Sichuan 610031, China;

3. China Railway Eryuan Engineering Group Co., Ltd., Chengdu, Sichuan 610031, China)

Abstract: Reinforced soil retaining walls showed excellent seismic performance in a large number of earthquakes. In the design of reinforced earth retaining wall under seismic loading, the dynamic load can be regarded as equivalent to the static load according to the quasi-static method. A shaking table test of reinforced soil retaining wall with full-height rigid (FHR) facing was carried out to compare the difference between the response obtained by pseudo-static method and the actual dynamic response. The facing displacement, response acceleration, dynamic earth pressure, and the reinforcement load were measured and analyzed. The following conclusions have been drawn: the distribution of the response acceleration in the reinforced soil retaining wall is non-uniform, and the accelerations in the facing and the reinforced zone are larger than those in the retained zone; the response accelerations measured are larger than those calculated from the current design guidelines; although the location of the dynamic earth pressure at the back of the facing is higher than the design value, the resultant force is only 15%-20% of that calculated by the Mononobe-Okabe method; as a result of the effects of acceleration amplification along the facing and the higher location of the dynamic earth pressure, the predominant deformation mode of the FHR facing is rotation; the distribution of the reinforcement tensile force along the wall facing is nonlinear, and the measured force is larger than that calculated from the code in China.

Keywords: reinforced soil retaining wall; earthquake; pseudo-static method; shaking table test; acceleration

1 引 言

与通过自身重力来维持结构稳定的重力式挡墙不同, 结构轻便的加筋土挡墙通过筋材及柔性加筋

区实现自身内部与外部的稳定。加筋土挡墙的轻便、柔性特性使其在遭受地震等动荷载时的力学性能更加突出^[1]。近年来, 为了研究加筋土挡墙的动力特性, 各国学者开展了大量的研究工作, 如: 鉴于拟

收稿日期: 2017-08-11

基金项目: 中国铁路总公司科技研究开发计划项目 (No.2014G003-C)。

This work was supported by the Project of Science and Technology Research and Development Plan of China Railway Corporation (2014G003-C).

第一作者简介: 徐鹏, 男, 1988 年生, 博士研究生, 主要从事高速铁路路基及地基处理设计等方面的研究工作。E-mail: sdxp1t@163.com

通讯作者: 蒋关鲁, 男, 1962 年生, 博士, 教授, 主要从事道路与铁道工程方向的研究工作。E-mail: wgljiang@swjtu.edu.cn

静力法不能考虑动力的时程效应，程亚男等^[2]采用拟动力法对加筋土挡墙的稳定性和影响因素进行了分析；Bhattacharjee 等^[3]通过数值模拟对返包式加筋土挡墙在动荷载下加筋区、加筋末端及填土中的剪应变进行了分析并讨论了其影响因素；Panah^[4]、El-Emam^[5]等采用振动台模型试验研究了筋材和面板对加筋土挡墙动力响应的影响。

为指导加筋土挡墙的设计，各国基于拟静力法颁布了相应的设计规范，如《铁路工程抗震设计规范》（GB 50111—2006）^[6]、AASHTO^[7-8]、NCMA^[9]等。然而近年来，随着对加筋土挡墙抗震特性研究的不断深入，现有设计方法中存在的问题被不断关注，如：拟静力法无法考虑墙体中加速度的放大效应^[10]；物部-冈部土压力计算方法中忽视了惯性力与土压力的相位差^[11]，而保守的进行了两者的简单叠加；为简化设计，规范中忽略面板的存在，然而面板的设置将影响筋材拉力的大小^[5]；除此之外，各国规范对设计加速度、土压力、格栅拉力的计算取值也存在差异^[6-9]。

综上所述，现有的拟静力设计方法与加筋土挡墙实际动力响应之间存在差异。为了深入研究其异同，本文开展了振动台模型试验并将不同加载加速度时的实测土压力、响应加速度、筋材拉力与规范建议值进行了对比分析。

2 试验设计及模型加载

模型试验在西南交通大学道路与铁道系单向电液伺服驱动式地震模拟振动台上进行。振动台基本参数如表1所示。

表1 振动台参数

Table 1 Parameters of shaking table

参数	最大加速度/g	有效载重/t	长×宽×高/m	最大位移/cm
数值	1.2	25	3.5×1.5×2.1	±10

图1所示的整体刚性面板加筋土挡墙（FHR-GRS）具有结构整体性能好、变形小的特点。在日本，整套完善的设计施工技术使其大量应用于高速铁路中^[12]。

本文模型试验通过FHR加筋土挡墙的模拟，实现动力响应值与规范建议值的对比分析。

2.1 相似设计及模型制作

与离心场不同，振动台模型试验通常在1g的重力场中进行，而这将导致重力失真^[13]。为了在1g重力场中实现对原型的模拟，近年来，通过对理论

值进行修正的相似设计方法^[14]逐渐被学者们所采用并应用于模型试验中。

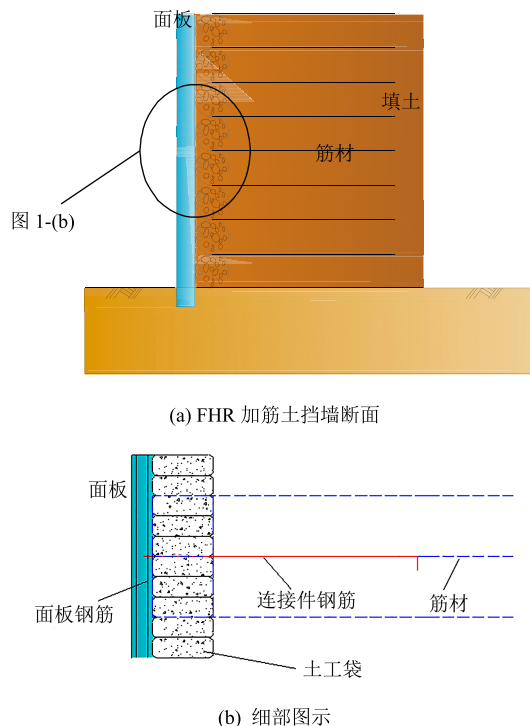


图1 FHR加筋土挡墙图示

Fig.1 A reinforced soil retaining wall with FHR facing

取几何相似比尺为5，根据相似理论及量纲分析可得模型理论设计相似比。根据文献^[14]，设计相似比如表2所示。

表2 相似比
Table 2 Scaling factors

物理量	理论相似比	修正相似比	相似常数
长度	n	n	5
密度	1	1	1
加速度	1	1	1
力	n^3	n^3	125
频率	$n^{-0.5}$	$n^{1-a/2}$	3.344
应力	n	n	5
应变	1	n^{1-a}	2.236
位移	n	n^{2-a}	11.180

注：n为几何相似比尺；a为修正系数。

模型试验中考虑到碎石级配较差，将碎石与砂土按照一定质量比进行混合并作为墙背填料。填料的参数如表3所示。

表3 填料参数
Table 3 Parameters of fillings

参数	不均匀系数 C_u	曲率系数 C_c	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$	重度 $\gamma/(\text{kN/m}^3)$	最优含水率 w_{op}
数值	10.6	3.2	43	20.33	4.1

模型试验中的筋材通常可根据刚度参数或强度参数进行相似设计。按照表 2 中的模型比尺,若采用实际工程中的格栅模拟原型筋材将导致其尺寸及力学参数(抗拉强度、抗拉刚度等)难以满足设计要求。为了避免上述问题,振动台模型试验中的格栅通常可采用焊接编制的铜网进行模拟^[15-16]。模型中竖向间距为 20 cm 的筋材,采用宽度为 10 mm、厚度为 0.15 mm 的铜带进行编制。尽管上述模型筋材可实现原型材料自身力学参数的模拟,但模型筋材与填土的接触强度较小,而如果将其直接埋在土中则可能出现筋材抗拔力不足的现象。为此,根据文献[16-17],在模型筋材上、下表面黏贴砂土。单根模型铜带室内试验测得的界面摩擦角为 35.3°。根据几何尺寸相似的同时考虑到实际钢筋材料的直径规格,模型试验中采用直径为 6 mm 的钢筋模拟实际直径为 25 mm 的连接件钢筋。

模型的制作按照 FHR 加筋土挡墙的现场施工顺序进行。

(1) 采用夯机进行地基填筑:模型试验中地基填筑高度为 30 cm;

(2) 返包加筋体填筑:铺设格栅并堆置土工袋,采用小型夯机按照最优含水率进行填料压实。为了保证压实质量,模型填筑前预先在刚性模型箱侧壁与后壁标注填筑高度线,单层压实高度为 10 cm;

(3) 连接件布置:在设计高度处预放连接件;

(4) 重复步骤(2)~(3)直至加筋体施工完成;

(5) 面板浇筑:为了避免现浇混凝土与模型箱侧壁粘贴,模型填筑前在侧壁布置一层塑料薄膜。

2.2 模型加载

振动台模型试验加载的波形通常有两类:地震波、简谐波。考虑到简单的波形便于数据的分析,简谐波被广泛用于加筋土挡墙的振动台模型试验中^[14-17]。本次模型试验中采用图 2 所示频率为 5 Hz

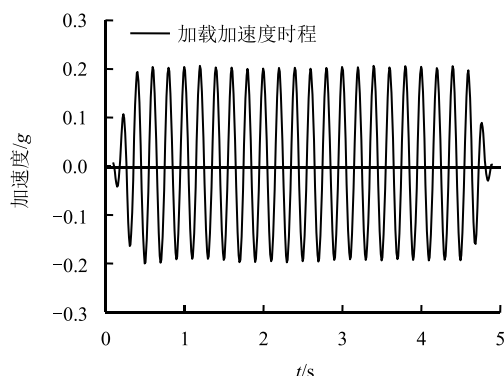


图 2 加载波时程

Fig.2 Time history of input wave

的正弦波加载^[17]。

3 模型测试及数据分析

3.1 模型测试

为便于与现有规范对比分析,模型测试量主要为加速度、面板位移、墙背土压力及筋材应变等。传感器布置如图 3 所示。

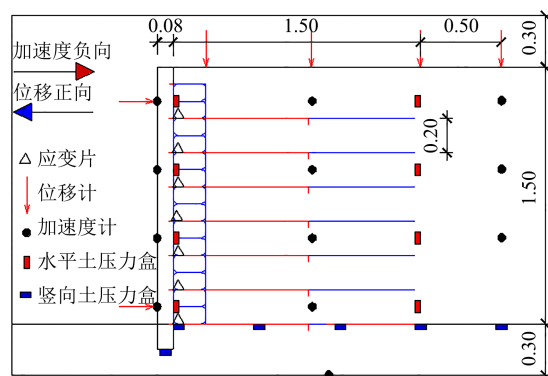


图 3 仪器布置图(单位: m)

Fig.3 Instruments layout (unit: m)

3.2 测试数据分析

3.2.1 加速度

现有规范^[6-9]在进行加筋土挡墙抗震设计时,通常不考虑加速度在面板、加筋体及填土中的分布差异,而是采用某一恒定的加速度值作为结构的平均加速度。《铁路工程抗震设计规范》(GB 50111—2006)^[6]及 AASHTO^[7-8]等分别采用下式计算设计加速度值:

$$a_m = \eta a \quad (1)$$

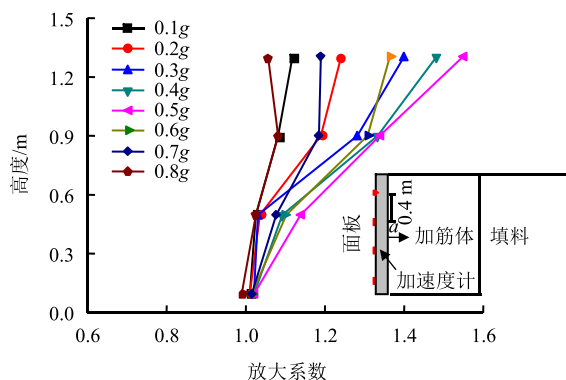
$$a_m = (1.45 - a)a \quad (2)$$

式中: a 为峰值加速度; a_m 为设计加速度; η 为修正系数,可取为 0.25。

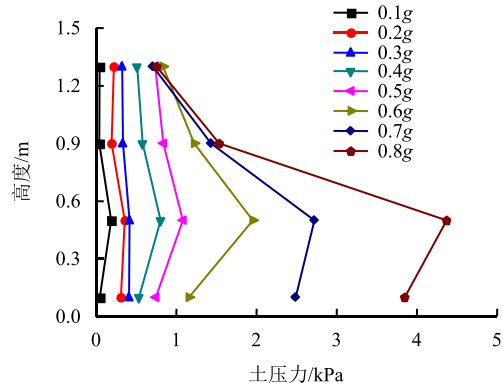
由图 4 可知,响应加速度沿墙高非线性分布并整体呈现墙顶大于墙底的趋势。与 Matsuo 等^[16]的研究相似,当加载加速度较小时,响应加速度逐渐增大,但随着墙体位移的增加,响应加速度在加载加速度较大时放大效应降低。出现上述现象的原因可能为:随着加载的进行,墙体的自振频率逐渐降低并接近加载频率,出现“共振”;之后随着墙体位移的持续增大以及填土的阻尼发挥,放大效应减弱。

为了分析面板、加筋体及填料 3 部分的加速度大小差异,将分别埋置在上述顶部部位的加速度计测试值作为各自平均值进行分析。由图 4(c)可知,

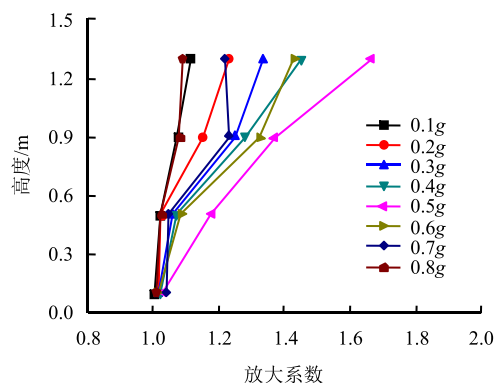
模型各部位的响应加速度斜率随着加载加速度的增大整体呈现先增大后趋于减小的趋势，即随着加载加速度的增大，各部位响应加速度由大于加载值逐渐趋近甚至小于加载值。各部位加速度的大小关系为：面板与加筋体中的加速度大于填料内部加速度。与各设计规范相比，我国铁路规范设计值远小于模型测试值，而 AASHTO 建议值更接近填料内部的加速度测试值。



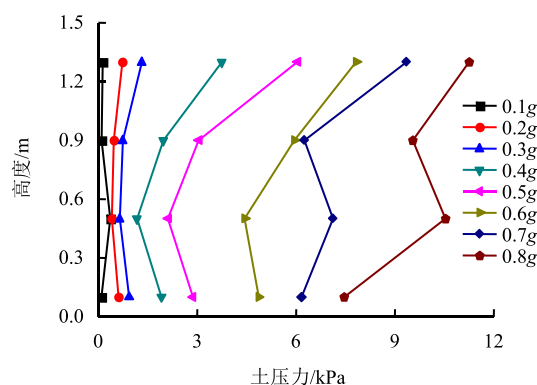
(a) 面板加速度



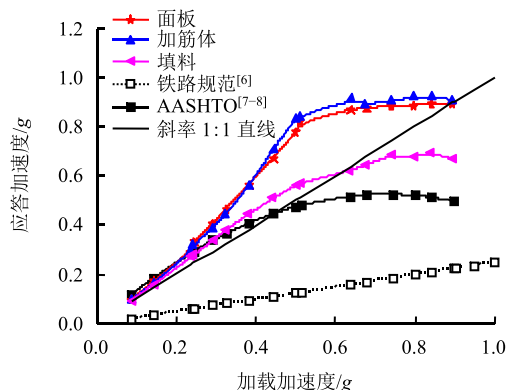
(a) 主动土压力分布



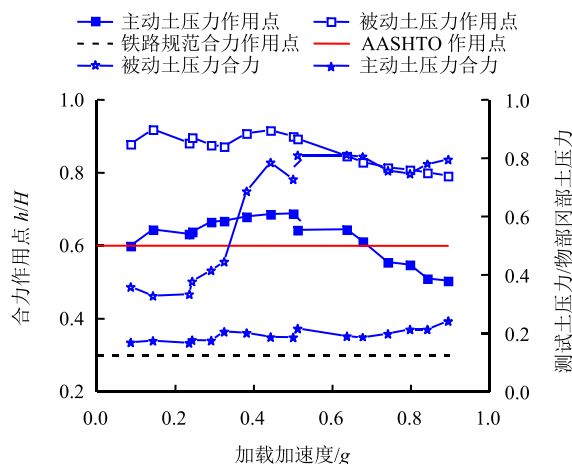
(b) 加筋体加速度



(b) 被动土压力分布



(c) 面板、加筋体、填土平均加速度



(c) 土压力合力及作用点

图4 响应加速度

Fig.4 Response accelerations

3.2.2 土压力

规范^[6-9]中土压力的计算多以物部-冈部理论为

基础进行计算，并且土压力沿墙高呈线性分布。

分别取加载加速度达到负向、正向最大值时的动土压力增量进行分析。由图5可知，测试土压力增量沿墙高非线性分布。以主动土压力增量为例，随着加载加速度的增大，土压力增量由沿墙高均匀分布模式逐渐变为底部大、顶部小的分布模式。根据图5(c)可知，模型试验测试主动土压力作用点整体大于规范建议的 $0.6H$ 或 $0.3H$ ，特别是在抗震设

图5 水平动土压力增量

Fig.5 Incremental dynamic earth pressures

防烈度范围内^[6]。图中, H 为墙高, h 为土压力合力作用高度。

主动土压力增量合力值与物部-冈部计算值相比仅为后者的 15%~20% 左右, 产生上述较大差异的原因为: 物部-冈部拟静力算法与结构实际动力响应存在差异。根据图 2、3 可知, 当加速度达到负向最大值时(主动状态), 由于混凝土面板的模量大于加筋土的模量, 则波在面板中的传播速度大于加筋土中的速度, 所以出现面板先发生位移而加筋土后产生变形的现象, 这将导致测试土压力小于理论值。与测试的主动土压力相比, 被动土压力增量的合力及作用点均大于前者。需要特别说明的是, 尽管在模型加载测试中的被动土压力大于主动土压力, 但考虑到加筋土挡墙的破坏通常为主动破坏, 因此在试验数据分析中应当以主动土压力作为研究对象, 而不应片面地选取加载中的土压力最大值进行分析。

由于加筋土挡墙的滑动、倾覆破坏与惯性力和土压力有关, 所以通常惯性力与土压力之和越大, 墙体越易产生外部破坏。综合图 4 与图 5, 尽管我国铁路规范在设计中低估了加速度即惯性力, 但是理论土压力计算值大于实测值。

3.2.3 面板位移

由图 6 可知, 随着加载加速度的增大, 面板位移逐渐增大。当加载加速度大于 0.5g 后, 面板位移出现陡增现象。根据面板底部与顶部的水平位移可知, 在加载过程中面板整体呈现转动变形模式, 即顶部位移量远大于底部位移量。上述转动变形可能与图 4 中的加速度放大效应及图 5 中较高的合力作用点有关。

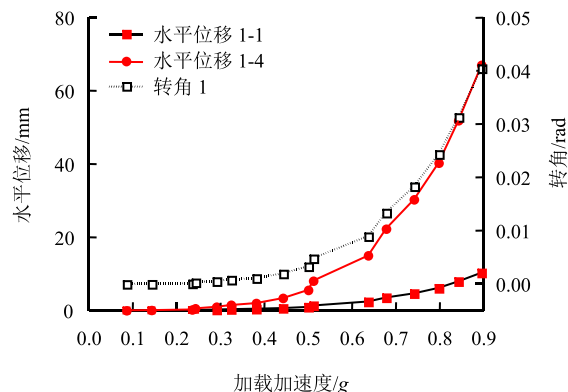
3.2.4 筋材拉力

图 7(a)中格栅-面板的连接拉力与主动压力增量的分布类似, 均为随着加载加速度的增大而逐渐增大并且当加速度较小时拉力沿墙高分布较为均匀, 当加速度大于 0.5g 后拉力沿墙高呈三角形分布。对比规范^[6-9]中的线性分布模式, 测试值与规范设计值存在一定差异。

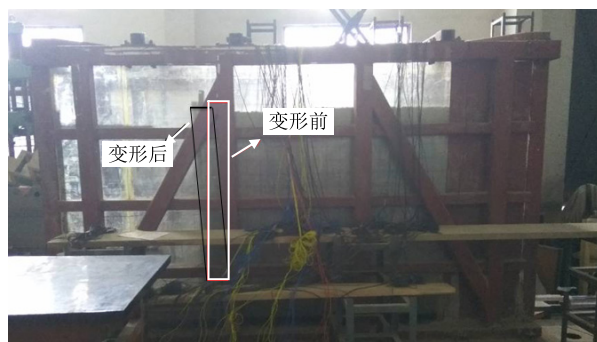
由于 FHR 加筋土挡墙在加筋体中除了常规加筋材外还埋置了连接件钢筋^[12], 因此连接件钢筋也将承担部分拉力。为了分析 FHR 加筋土挡墙中各层筋材拉力分布比重, 定义格栅拉力比重为 κ :

$$\kappa = \frac{T_1}{T_1 + T_2} \quad (3)$$

式中: T_1 与 T_2 分别为筋材拉力、连接件拉力。



(a) 面板变形曲线



(b) 模型加载后墙体变形

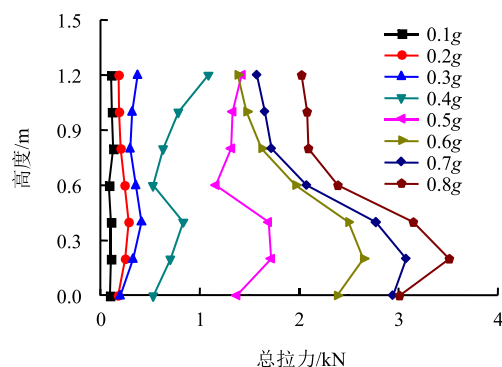
图 6 面板位移

Fig.6 Displacements of facing

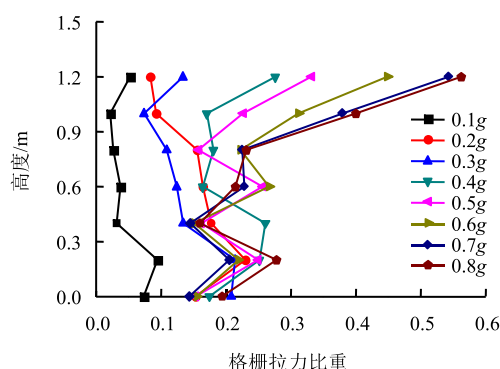
由图 7(b)可知, 由于连接件钢筋的刚度大于格栅的刚度, 所以在两者共同变形时连接件的拉力将大于格栅的拉力, 进而使格栅拉力比重相对较小。受墙体转动变形影响, 当墙顶产生较大位移时, 连接件抗拔力发挥到极值后便不再增大, 继而导致较多的拉力由格栅承担, 所以格栅拉力比重整体呈现底部小于顶部的趋势。

各规范在计算筋材拉力时存在一定的差异, 如: 我国铁路规范^[6]与 AASHTO^[7-8]以加筋区破裂面内的楔块惯性力来计算每层筋材的拉力, NCMA 则在计算中考虑了面板的惯性力。由图 7(c)可知, 测试筋材拉力合力大于铁路规范及 AASHTO 计算值并且小于 NCMA 计算值。综上可知, 忽略面板惯性力的设计方法可能偏于不安全, 特别是在加载加速度较大时。各规范计算的筋材合力作用点的大小顺序为: NCMA>AASHTO>铁路规范。随着加载加速度的增大, 模型测试拉力作用点变化较大并呈现逐渐减小且趋近于铁路规范的趋势。对比图 7(c)中的拉力作用点与图 5(c)中土压力作用点可知, 尽管设计规范中采用筋材拉力来平衡土压力的设计方法,

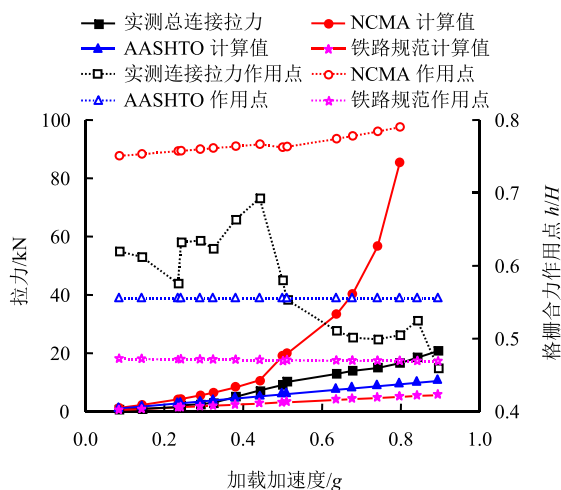
但是由于可能受到面板底部约束与惯性力的影响, 两者的大小及作用点存在差异。



(a) 格栅压力分布



(b) 格栅拉力比重



(c) 总拉力合力即作用点

图7 测试量时程曲线

Fig.7 Tensile forces of reinforcement

4 结 论

(1) 与规范建议的整个结构采用一个加速度值进行设计相比, 模型内部加速度分布不均匀, 主要表现为: 水平方向上整体呈现面板、加筋体加速度大于填土加速度的趋势; 竖直方向上加速度放大响

应明显。

(2) 实测动土压力合力远小于理论值, 但是合力作用点大于设计值。

(3) 受加速度放大效应及土压力作用点的影响, 整体刚性面板加筋土挡墙在简谐波荷载下的变形以转动为主。

(4) 筋材拉力沿墙高非线性分布。与规范相比, 测试筋材合力作用点变化更明显。测试筋材拉力作用点随着加载加速度的增大逐渐降低并接近我国铁路规范计算值。

参 考 文 献

- [1] KUWANO J, MIYATA Y, KOSEKI J. Performance of reinforced soil walls during the 2011 Tohoku earthquake[J]. *Geosynthetics International*, 2014, 21(3): 179—196.
- [2] 程亚男, 孙树林, 阮晓波, 等. 加筋土挡墙地震稳定性的拟动力分析[J]. *岩土力学*, 2013, 34(12): 3573—3579. CHENG Ya-nan, SUN Shu-lin, RUAN Xiao-bo, et al. Pseudo-dynamic analysis of seismic stability of reinforced soil walls[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2013, 34(12): 3573—3579.
- [3] BHATTACHARJEE A, MURALI K A. Development of numerical model of wrap-faced walls subjected to seismic excitation[J]. *Geosynthetics International*, 2012, 19(5): 354—369.
- [4] PANAH A K, YAZDI M, GHALANDARZADEH A. Shaking table tests on soil retaining walls reinforced by polymeric strips[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2015, 43(2): 148—161.
- [5] EL-EMAM M M, BATHURST R J. Facing contribution to seismic response of reduced-scale reinforced soil walls[J]. *Geosynthetics International*, 2005, 12(5): 215—238.
- [6] 中华人民共和国国家标准编写组. GB 50111—2006 铁路工程抗震设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2006.
The National Standards Compilation Group of People's Republic of China. GB 50111—2006 Code for seismic design of railway engineering[S]. Beijing: China Planning Press, 2006.
- [7] AASHTO. AASHTO-LRFD Bridge design specification and commentary[M]. Washington D C: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014.

- [8] AASHTO. AASHTO-LRFD Bridge Design specification and commentary[M]. Washington D C: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2005.
- [9] NCMA. Design manual for segmental retaining walls[S]. 5th ed. [S. l.]: National Concrete Masonry Association, 2012.
- [10] REN F, ZHANG F, XU C, et al. Seismic evaluation of reinforced-soil segmental retaining walls[J]. **Geotextiles and Geomembranes**, 2016, 44(4): 604—614.
- [11] MURALI K A, BHATTACHARJEE A. Behavior of rigid-faced reinforced soil-retaining walls subjected to different earthquake ground motions[J]. **International Journal of Geomechanics**, 2016, 17(1): 1—14.
- [12] TATSUOKA F, TATEYAMA M, KOSEKI J, et al. Geosynthetic-reinforced soil structures for railways in Japan[J]. **Transportation Infrastructure Geotechnology**, 2014, 1(1): 3—53.
- [13] 叶海林, 郑颖人, 李安洪, 等. 地震作用下边坡抗滑桩振动台试验研究[J]. **岩土工程学报**, 2012, 34(2): 251—257.
- YE Hai-lin, ZHENG Ying-ren, LI An-hong, et al. Shaking table tests on stabilizing piles of slopes under earthquakes[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2012, 34(2): 251—257.
- [14] SABERMAHANI M, GHALANDARZADEH A, FAKHER A. Experimental study on seismic deformation modes of reinforced-soil walls[J]. **Geotextiles and Geomembranes**, 2009, 27(2): 121—136.
- [15] TATSUOKA F, HIRAKAWA D, NOJIRI M, et al. A new type of integral bridge comprising geosynthetic-reinforced soil walls[J]. **Geosynthetics International**, 2009, 16(4): 301—326.
- [16] MATSUO O, YOKOYAMA K, SAITO Y. Shaking table tests and analyses of geosynthetic-reinforced soil retaining walls[J]. **Geosynthetics International**, 1998, 5(1-2): 97—126.
- [17] NAKAJIMA S. Study on seismic performance of geogrid reinforced soil retaining walls and deformation characteristics of backfill soil[C]//Proceedings of 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics. Shanghai: [s. n.], 2008.

上接第 950 页

- [31] 焦建康. 动载扰动下巷道锚固承载结构冲击破坏机制及控制技术[D]. 北京: 煤炭科学研究总院, 2018.
- JIAO Jian-kang. Burst failure mechanism and control technology of roadway anchorage bearing structure under dynamic load disturbance[D]. Beijing: China Coal Research Institute, 2018.
- [32] LI C C, DOUCET C. Performance of D-bolts under dynamic loading[J]. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, 2012, 45(2): 193—204.
- [33] YI X, KAISER P K. Impact testing for rockbolt design in rockburst conditions[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics Abstracts**, 1994, 31(6): 671—685.
- [34] CAI M, CHAMPAIGNE D. Influence of bolt-grout bonding on MCB conebolt performance[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 2012, 49(1): 165—175.
- [35] LI X B, WU Q H, TAO M, et al. Dynamic Brazilian Splitting Test of Ring-Shaped Specimens with Different Hole Diameters[J]. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, 2016, 49(10): 1—9.
- [36] LI X B, LOK T S, ZHAO J, et al. Oscillation elimination in the Hopkinson bar apparatus and resultant complete dynamic stress- strain curves for rocks[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 2000, 37(7): 1055—1060.
- [37] LI X B, ZHOU Z L, LOK T S, et al. Innovative testing technique of rock subjected to coupled static and dynamic loads[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 2008, 45: 739—748.
- [38] 孙训方, 方孝淑, 关来泰. 材料力学(II) (第四版) [M]. 北京: 高等教育出版社, 2002.
- SUN Xun-fang, FANG Xiao-shu, GUAN Lai-tai. Mechanics of materials (Vol. 2)[M]. Beijing: Higher Education Press, 2002.