

土工格室加筋土挡墙大模型静动载试验研究

张文海^{1,2}, 侯森磊^{1,2}, 王家全^{1,2*}, 张俊^{1,2}

(1. 广西科技大学 土木建筑工程学院, 广西 柳州 545006;

2. 广西壮族自治区岩土灾变与生态治理工程研究中心, 广西 柳州 545006)

摘要:为了研究土工格室加筋土挡墙在静动荷载作用下的受力变形特性,分别设计在静载和动载作用下的加筋土挡墙大模型试验,分析加筋土挡墙的竖向土压力、竖向沉降、面板水平位移以及动力加速度等参数的分布规律。试验结果表明:加筋层数的增倍增强了土工格室的侧限作用,使挡墙内部受力更加充分和均衡,极限承载力提高了120%,墙面水平最大位移降低了14.3%;动载下挡墙模型的极限承载力为静载模型极限承载力的70%,且模型破坏时的墙面水平位移为相同条件下静载模型的2倍;与动载幅值相比,动载频率对挡墙竖向土压力影响微弱,因此建议在进行动载下加筋土挡墙土压力计算分析时不将频率作为重点影响因素考虑。

关键词:加筋土挡墙;土工格室;静动载试验;加速度响应

中图分类号: U417.1+1

文献标志码: A

加筋土技术能有效减小土体变形,提高土体承载力,已广泛应用于路基边坡工程^[1-2],土工格室加筋土挡墙作为一种新型支护结构,具有结构稳定、承载能力强、经济效益高、生态保护好等优点,因此在公路边坡防护中具有广阔的应用前景^[3]。

土工格室由于其独特的三维几何结构,能为填土施加较大的侧向约束,提高土体强度和模量,非常适用于加筋土挡墙的设计^[4-5],故国内外学者对其做了大量研究。Chen等^[6-7]通过室内模型试验和二维数值分析研究了墙体参数和附加荷载对土工格室加筋土挡墙变形和破坏模式的影响;屈战辉等^[8]运用有限元方法研究了土工格室柔性挡墙设计参数对土压力的影响,并通过有限元方法分析了柔性挡墙的水平变位特征,提出了挡墙的极限主动土压力计算方法;王启龙等^[9]通过现场监测和模型试验研究了土工格室柔性挡墙受力及变形特性,发现土工格室柔性挡墙水平变形呈鼓形分布,在挡墙中部达到最大且微分单元法计算得出的墙背土压力与实测值较接近。

目前对静荷载作用下加筋土结构的研究已逐渐成熟,各国都制定了相应的技术规范用于工程实践^[10],动载下加筋土结构的承载及变形规律研究也逐渐受到学者们的关注。Leshchinsky等^[11]通过大型振动台试

验,分析了地震条件下土工格室加筋土挡墙的滑动面,提出了土工格室式挡土墙抗震设计的等效拟静力系数;徐鹏等^[12]通过分块式加筋土挡墙的振动台模型试验,研究动荷载作用下,惯性力与动土压力对加筋土挡墙的稳定性的影响规律,发现挡墙在主动状态时的惯性力与加载中实测土压力峰值存在约180°相位差;高昂等^[13]通过室内模型试验研究了分级循环荷载下不同加筋层数、格室高度、格室焊距等对土工格室加筋路堤变形承载特性的影响。但以上研究均未系统地分析荷载类型对土工格室加筋土挡墙承载与变形特性的影响,且考虑到室内小模型试验的边界尺寸效应,此次挡墙试验采用大尺寸模型箱,并通过MTS电液伺服加载系统对挡墙施加静动荷载,重点对比分析静、动荷载作用下加筋土挡墙变形承载特性。

1 试验概况

1.1 试验装置

为了尽可能模拟真实边界条件,减少尺寸效应,此次土工格室加筋土挡墙试验采用大尺寸模型箱:3 m×1.6 m×2 m(长×宽×高),内部挡墙总高度 H 为1.8 m,墙面由12层0.15 m高的混凝土砌块堆砌

收稿日期:2022-06-20(修改稿)

基金项目:国家自然科学基金资助项目(编号:41962017);广西自然科学基金重点项目(编号:2022GXNSFDA035081);广西高等学校高水平创新团队及卓越学者计划项目(编号:桂教人才[2020]6号);广西研究生教育创新计划项目(编号:YCSW2021310)

作者简介:张文海,男,大学本科,实验师。E-mail:3936734@qq.com

* **通信作者:**王家全,男,博士,教授。E-mail:wjquan1999@163.com

而成。通过 MTS 电液伺服加载系统,在挡墙顶部施加静动荷载,加载板尺寸为 0.6 m×0.2 m。在每块砌块的中部即距模型箱底部 0.075 m、0.225 m、0.375 m、…、1.725 m 位置处设置位移传感器,位移传感器距地面高度记为 h ,在距墙面 0.1 m 及 0.7 m 位置(加载板下方)处设置土压力盒及加速度计,分别位于 0.3 m、0.9 m 及 1.5 m 高度处,所有的测量元件均布设在挡墙宽度的中间部位,土工格室及测量元件布设具体如图 1 所示。

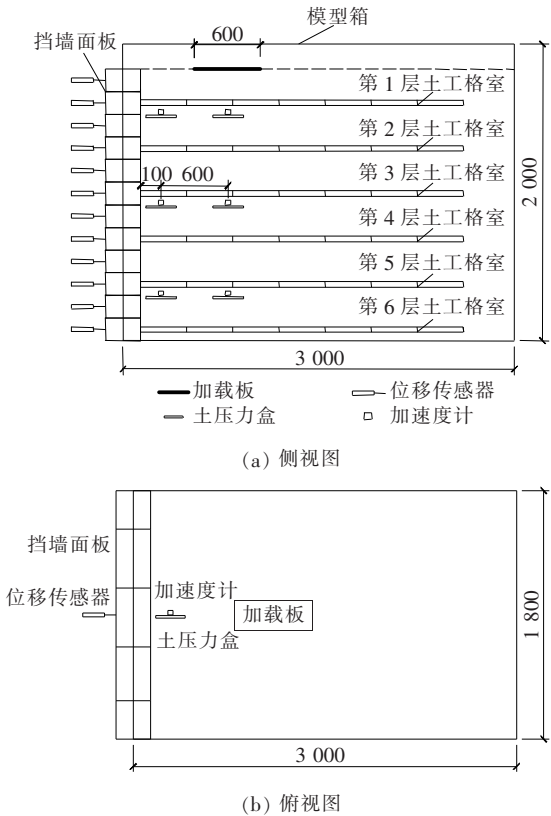


图 1 测量元件布设图(单位:cm)

1.2 试验材料

试验采用砂土取自柳州本地河沙,颗粒筛分试验结果表明其为颗粒级配良好的中砂,不均匀系数 $C_u=8.89$,曲率系数 $C_c=1.33$ 。该砂土的土粒比重 2.65、干密度 $\rho_d=1.69\text{ g/cm}^3$,内摩擦角 $\varphi=39^\circ$ 。试验采用长 2.8 m、宽 1.6 m、锚距为 0.4 m 的土工格室作为加筋材料,其具体性能参数如表 1 所示。

表 1 土工格室材料参数

格室高度/ mm	格室尺寸/ (mm×mm)	片材屈服 强度/MPa	板材抗拉 强度/MPa
50	400×400	18	150

1.3 试验方案

为研究土工格室加筋土挡墙的静动承载变形特性及加筋层数对土工格室加筋土挡墙性能的影响,设置了 3 层加筋的静载工况 S1(对应 6 层加筋的第 1、3、5 层)和 6 层加筋的静载工况 S2 及 6 层加筋的动载工况 D1。

参考文献[14]的加载方式,对土工格室加筋土挡墙施加静动荷载。静动荷载均为分级加载,静荷载从 10 kN 开始加载,每级荷载增加 10 kN,每级荷载加载持续时间为 15 min 或者加载板 30 s 沉降小于 0.01 mm,直至加筋挡土墙破坏为止;动荷载采用正弦波,从 (10 ± 10) kN 开始加载,每级荷载分为 2 Hz、4 Hz、6 Hz 和 8 Hz 共 4 种不同的频率进行加载,每种频率加载持续时间 10 min 或者加载板 30 s 沉降小于 0.01 mm,随后增加动荷载平衡值 20 kN,形成 0~20 kN、20~40 kN、40~60 kN…这样的递进荷载关系,直至加筋挡土墙破坏为止。

试验时采用分层填筑的方法,15 cm 为一层,填筑时严格控制每一层砂的质量相同。每填筑 15 cm 时,先用平板振动器进行找平夯实 3 遍,再人工用 20 kg 砝码对其击实,最后再采用平板振动器进行夯实找平,然后继续下一层的填筑,通过控制击实次数,保证每层的压实度达到 95%。挡墙填筑时,在相应位置处埋设好测量仪器,填筑完毕后进行仪器的调试运行,以确保试验正常开展。

2 试验结果分析

2.1 静载下加筋土挡墙力学特性分析

2.1.1 竖向土压力分析

静载作用下不同墙体高度处竖向土压力如图 2 所示。由图 2 可知:挡墙内部不同位置处的竖向土压力均随上部附加静荷载的增大而增大。同一水平高度下,加载板下方位置处的竖向土压力要大于挡墙面板背部竖向土压力。且相同条件下 S1 的曲线均位于 S2 曲线的上部,即随着加筋层数的增加,相对应位置处的竖向土压力减小,表明土工格室加筋结构层能较好地改善挡墙内部土体应力场,削弱均化土体竖向土压力。

分析图 2 可以发现:挡墙竖向土压力随土体深度的增加而减小。且在相同荷载条件下,同一位置处的土压力随加筋层数的增加而减少。以距墙面 0.7 m,墙高 1.5 m 和 0.9 m 位置处的竖向土压力为例,当附加荷载为 60 kPa 时,S2 工况下加筋土挡墙墙高 0.9 m

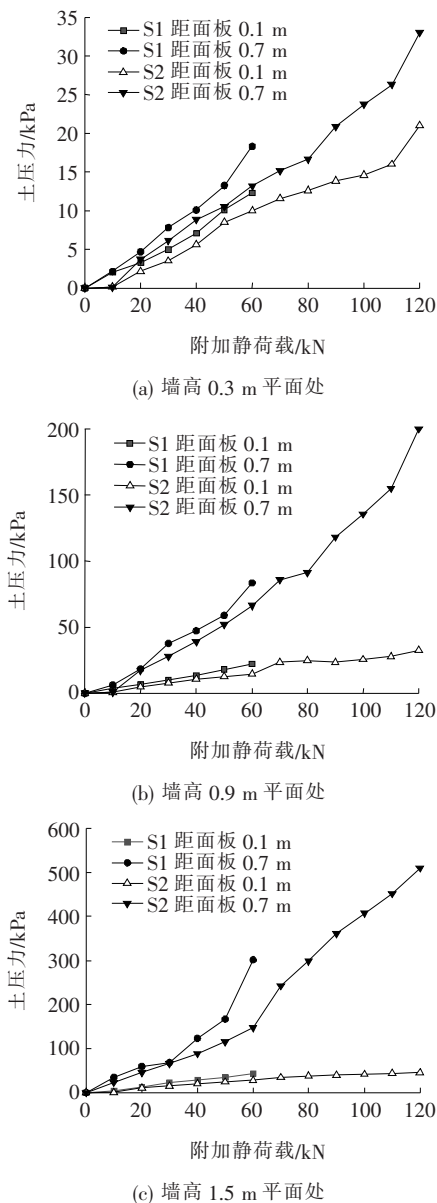


图 2 静载下挡墙竖向土压力

处的土压力为 S1 工况下挡墙相同位置处的 0.794, 而 S2 工况下挡墙墙高 1.5 m 处的土压力仅为 S1 工况下挡墙相同位置处的 0.492。这体现了土工格室加筋对土体竖向土压力的削弱均化作用。与墙高 1.5 m 位置处的竖向土压力相比, 墙高 0.9 m 处 S1 的土压力衰减了 72.3%, S2 的土压力衰减了 55.2%。虽然竖向土压力随着加筋层数的增加而减少, 但土压力的衰减率并没有得到有效提高, 在实际工程中如何选择最经济的加筋层数还需继续探讨。

2.1.2 竖向沉降分析

图 3 为静载作用下土工格室加筋土挡墙加载板沉降量与竖向荷载之间的关系。由图 3 可知: 加载板沉

降量随附加荷载的增加而增加。挡墙的极限承载力和最终沉降量受加筋层数影响严重, 加筋层数的增多能明显提高挡墙的极限承载力。

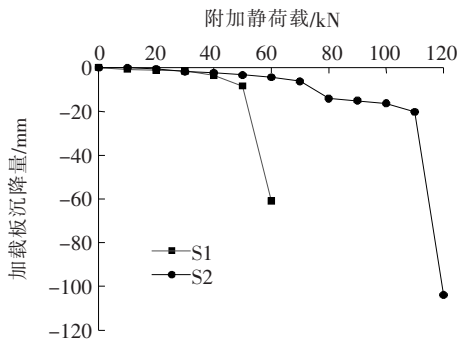


图 3 静载下挡墙竖向沉降

模型 S1 由于布筋间距较大, 格室高度较小, 格室对土体和挡墙砌块的约束力较小, 格室的立体加筋作用不能充分发挥, 在 60 kN 的附加荷载下, 模型破坏, 顶部最大沉降达到了 60.9 mm, 其极限承载力为 416.7 kPa (附加荷载 $P_{\max} = 50$ kN); 模型 S2 因加筋层数提高 1 倍, 较好地发挥了土工格室的立体加筋作用, 提高挡墙的整体特性, 在 120 kN 的附加荷载下, 模型顶部沉降只有 103.8 mm, 其极限承载力为 916.7 kPa (附加荷载 $P_{\max} = 50$ kN), 为 S1 的 2.2 倍。

2.1.3 挡墙面板水平位移分析

图 4 为分级附加静荷载作用下, 挡墙墙面水平位移随墙高的变化曲线。由图 4 可知: 挡墙墙面的水平位移发展趋势大致分为 3 个阶段。阶段 1: 挡墙模型初始受力, 此时墙面水平位移较小, 土工格室刚开始受到拉力; 阶段 2: 挡墙模型充分受力, 此时墙面已经出现明显的水平位移, 土工格室加筋层已充分受力; 阶段 3: 挡墙模型破坏受力, 此时墙面水平位移急剧增加, 挡墙内部土工格室破坏。

由图 4 可知: 挡墙模型 S1 水平位移发展第 1 阶段界限荷载为 40 kN, 第 2 阶段界限荷载为 50 kN, 第 3 阶段破坏荷载为 60 kN, 此时 S1 墙面的水平最大位移为 54.5 mm, 与挡墙模型 S1 相比, 模型 S2 由于加筋层数的提高, 土工格室对挡墙模型内部土体和挡墙砌块的侧限作用增强, 挡墙的水平位移减少, 挡墙模型 S2 水平位移发展第 1 阶段界限荷载为 60 kN, 第 2 阶段界限荷载为 110 kN, 第 3 阶段破坏荷载为 120 kN, 为 S1 的 2 倍, 此时 S2 墙面的水平最大位移为 46.7 mm, 仅为 S1 的 85.7%。挡墙模型 S2 的水平位移在第 2 阶段的过渡性变化增长过程明显, 是因为加筋层数的增加使模型内部受力更加充分和均衡。且 S2 破

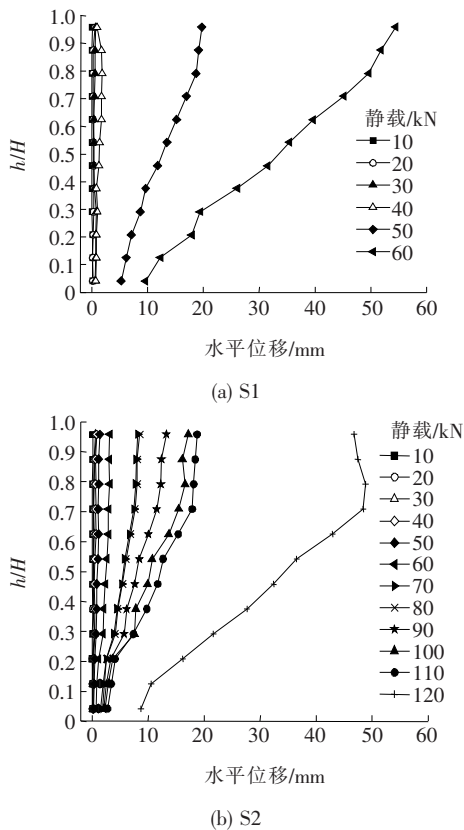


图4 静载下墙面水平位移沿墙高分布曲线

坏时上部出现“鼓肚”现象,这是模型内部中上部的土工格室层的结构性破坏所致。

2.2 动载下加筋土挡墙力学特性分析

2.2.1 竖向土压力分析

动载作用下不同墙体高度处竖向土压力如图5所示,其中每级荷载中各点分别表示2 Hz、4 Hz、6 Hz、8 Hz所对应的竖向土压力。由图5可知:动载下土压力的分布规律与静载相似,即随附加动荷载的增大土压力增大,且加载板下方位置处的竖向土压力要大于挡墙面板背部竖向土压力。

对比分析图5可发现:随着频率的增大,竖向土压力有着轻微的增大,当施加下级荷载时,即动载幅值增大,土压力会出现瞬时突增,且加载板下方位置土压力突增的现象最为明显。与动载幅值相比,动载频率对挡墙竖向土压力的影响微弱,因此在进行动载作用下加筋土挡墙土压力计算分析时建议不将频率作为重点影响因素考虑。

取距挡墙面板0.7 m位置的竖向土压力进行分析,并将同一加载阶段不同频率下竖向土压力平均值视为加载阶段的竖向土压力。当附加荷载为100 kPa时,与墙高1.5 m位置处的竖向土压力相比,墙高0.9 m

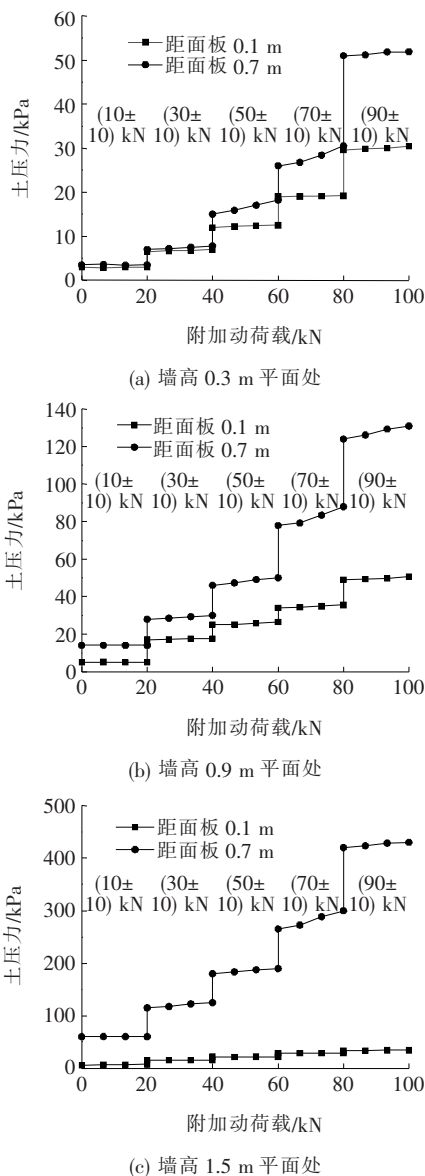


图5 动载下挡墙竖向土压力

处D1的土压力衰减了70.0%,相同条件下,S2的土压力了66.7%,衰减率降低了3.3%,这是由于动载作用下,筋材在其强度范围内形成反复的动态“伸张效应”,使得筋材对土中应力的扩散更加充分^[14]。

2.2.2 竖向沉降分析

图6为动载作用下挡墙加载板沉降量与荷载值、加载频率的关系,其中每级荷载中各点分别表示2 Hz、4 Hz、6 Hz、8 Hz所对应的加载板沉降量。

由图6可知:在(90±10) kN的附加荷载下,加筋土挡墙模型破坏,顶部最大沉降达到了88.3 mm,即D1工况下加筋土挡墙模型的极限承载力为666.7 kPa(附加极限荷载 $P_{\max}=80$ kN),仅为静载S2工况下加筋土挡墙模型极限承载力1 222.2 kPa(附加极限

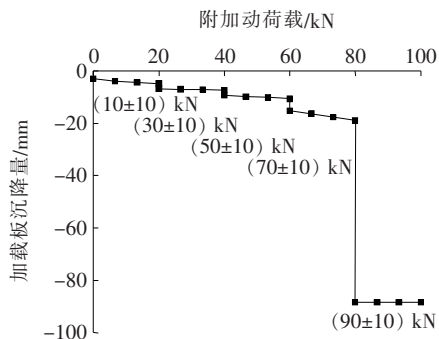
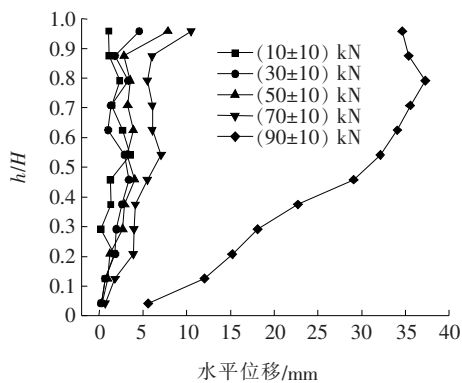
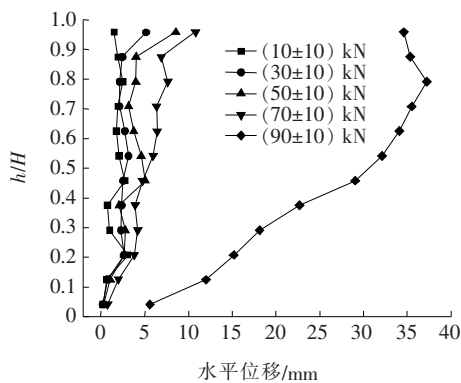


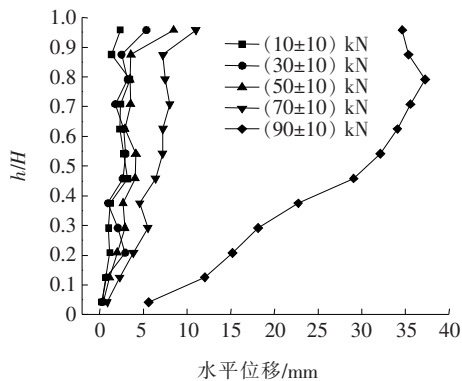
图 6 动载下挡墙竖向沉降



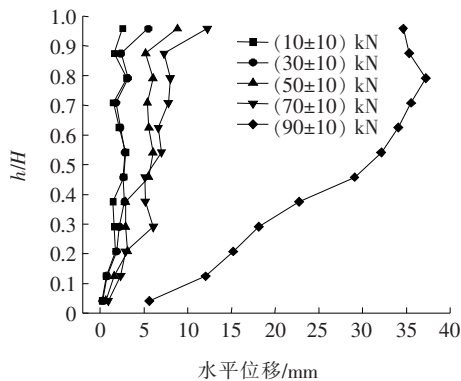
(a) 2 Hz



(b) 4 Hz



(c) 6 Hz



(d) 8 Hz

图 7 动载下墙面水平位移沿墙高分布曲线

由图 7 可知:挡墙模型 D1 水平位移发展第 3 阶段破坏荷载为 (90 ± 10) kN,与模型 S2 相似,表现为墙高中上部“鼓肚”现象。且动载频率的增加使得对应位置的挡墙水平位移略微增长,但在达到破坏荷载后,频率对水平位移的影响极其微弱,此时 D1 墙面的水平最大位移为 34.6 mm,是相同荷载条件下模型 S2 的 2 倍,即动载下挡墙模型墙面水平位移变化明显大于同样条件下的静载模型。分析原因为对挡墙施加具有一定频率的动载相当于施加持续的冲击荷载,使得荷载作用的范围和强度更大,墙面水平位移更大。

荷载 $P_{\max} = 110$ kN) 的 0.7。这是由于相对于静载作用,不同频率变换下的动载作用对模型有较大的冲击力,使得挡墙极限承载力降低。

2.2.3 挡墙面板水平位移分析

图 7 为分级附加动荷载作用下,挡墙墙面水平位移随墙高和频率的变化曲线。由图 7 可知:动载下挡墙水平位移发展趋势第 1 阶段与第 2 阶段界限不明显,即动载下挡墙水平位移易产生突然破坏,在实际工程中应加强对土工格室挡墙的水平位移监测,防止挡墙突然破坏,造成危害。

2.2.4 加筋土挡墙动力加速度响应

在动载作用下,挡墙内部的加速度所引起的惯性力是引起结构破坏的原因之一^[10],因此土工格室加筋土挡墙的加速度也是研究重点。图 8 为加载板正下方不同动载下沿墙高的加速度变化曲线。

由图 8 可知:不同频率下,挡墙加速度大致呈现相似的规律,即加速度随附加荷载值的增大而减少,且沿墙顶到墙趾的墙高方向,加速度不断减小。这是由于荷载的不断施加,使土体受到反复的振动,挡墙内部的土工格室加筋层增大了挡墙土体的阻尼,并在振动中

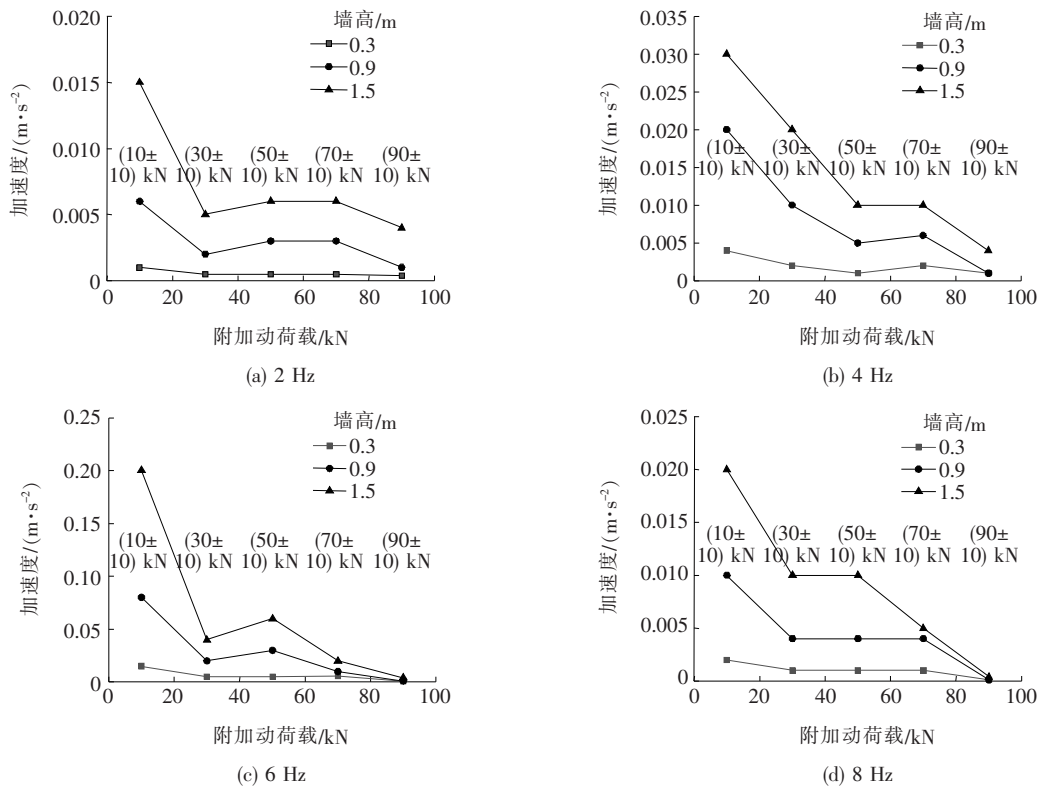


图8 加载板下方加速度沿墙高分布曲线

不断消耗能量,不断衰减消散土中加速度。
图9为加载板正下方不同动载频率下加速度峰值由加载初期到结束的衰减率。

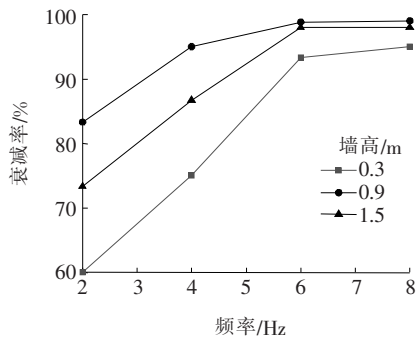


图9 不同频率下挡墙加速度衰减率

由图9可知:频率的增大有助于加速度峰值的衰减,但在6 Hz后,频率对加速度峰值的衰减促进作用已经趋于稳定。

3 结论

(1) 加筋层数的增倍,土工格室对挡墙模型内部土体和挡墙墙面的侧限作用增强,内部受力更加充分和均衡,极限承载力提高了120%,水平最大位移降低

了14.3%。
(2) 动载下挡墙模型的极限承载力仅为静载模型极限承载力的70%,且动载下挡墙模型破坏时的墙面水平位移为相同条件下静载模型的2倍。
(3) 与动载幅值相比,动载频率对挡墙竖向土压力、竖向沉降及面板水平位移的影响微弱。
(4) 频率的增大有助于模型加速度峰值的衰减,当频率大于6 Hz时,其对加速度峰值的衰减促进作用则趋于稳定。

参考文献:

[1] 胡卫国,何桥敏.土工格栅在填方路堤中的加筋作用试验研究[J].中外公路,2018,38(1):38—42.
[2] TATSUOKA F,TATEYAMA M,MOHRI Y,et al. Remedial Treatment of Soil Structures Using Geosynthetic-Reinforcing Technology[J].Geotextiles and Geomembranes,2007,25(4—5):204—220.
[3] 宋飞,谢永利,杨晓华,等.填土面作用荷载时土工格室柔性挡墙破坏模式研究[J].岩土工程学报,2013,35(S1):152—155.
[4] MADHAVI L G,SOMWANSHI A. Effect of Reinforcement Form on the Bearing Capacity of Square Footings on Sand [J]. Geotextiles and Geomembranes,2009,27(6):409—422.