

面板型式对墙顶荷载作用下加筋土挡墙 承载力的影响研究

徐 鹏¹, 王 慧², 苏奕豪², 杨广庆², 李 婷², 梁训美³

(1. 石家庄铁道大学 省部共建交通工程结构力学行为与系统安全国家重点实验室, 河北 石家庄 050043; 2. 石家庄铁道大学 土木工程学院, 河北 石家庄 050043; 3. 山东路德新材料股份有限公司, 山东 泰安 271000)

摘要: 当前加筋土挡墙设计中忽视了面板型式对墙体承载能力的影响。为此, 开展整体式与模块式面板加筋土挡墙离心模型对比试验, 并结合有限元极限分析法对不同面板型式挡墙的承载力进行分析。研究表明: 当筋材强度较小、竖向间距较大、长度较短时, 整体式与模块式面板挡墙承载力差异更大, 最大相对差值接近 20%; 墙趾约束越强时, 虽然面板型式对墙体承载力的影响增大, 但不同面板型式时承载力相差不超过 6%; 随着墙顶荷载远离墙面, 承载力呈倒 V 型分布, 同时当筋材长度大于 0.5 倍墙高并且墙顶荷载位置至面板距离大于 0.5 倍筋材长度时, 采用整体式面板对承载力提升的效果最为显著。

关键词: 土力学; 加筋土挡墙; 面板; 承载力; 筋材; 墙顶荷载

中图分类号: TU 47

文献标识码: A

文章编号: 1000-6915(2025)10-2804-10

Effect of wall facing type on the bearing performance of MSE walls subjected to surcharge loads

XU Peng¹, WANG Hui², SU Yihao², YANG Guangqing², LI Ting², LIANG Xunmei³

(1. State Key Laboratory of Mechanical Behavior and System Safety of Traffic Engineering Structures, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang, Hebei 050043, China; 2. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang, Hebei 050043, China; 3. Shandong Road New Material Co., Ltd., Taian, Shandong 271000, China)

Abstract: In the current design code for Mechanically Stabilized Earth (MSE) walls, the influence of the wall facing is not considered in the bearing capacity analysis. Therefore, comparative centrifugal model tests were conducted on MSE walls with full-height rigid facing and modular block facing, in conjunction with the finite element limit analysis (FELA) method to evaluate bearing capacity. The results indicate that the difference in bearing capacity between the wall with full-height rigid facing and that with modular block facing is significant, particularly when the reinforcement strength is low, the vertical spacing is large, and the length is short, with the peak relative difference approaching 20%. Although the influence of wall facing on bearing capacity becomes more pronounced with stronger toe constraints, the difference in bearing capacity among different wall facing types does not exceed 6%. The bearing capacity exhibits an inverted V-shaped distribution as the surcharge load moves away from the wall face. It is recommended to use full-height rigid facing to enhance the bearing capacity for walls with reinforcement lengths greater than half the height of the wall, and surcharge load positions greater than 0.5 times the length of the

收稿日期: 2025-05-12; **修回日期:** 2025-06-12

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2022YFE0104600); 国家自然科学基金资助项目 (52108331); 河北省自然科学基金资助项目 (E2024210145)

Supported by the National Key Research and Development Program of China (Grant No. 2022YFE0104600), National Natural Science Foundation of China (Grant No. 52108331) and Hebei Natural Science Foundation (Grant No. E2024210145)

作者简介: 徐 鹏 (1988-), 男, 2020 年于西南交通大学道路与铁道工程专业获博士学位, 现任讲师, 主要从事路基工程方面的研究工作。E-mail: sdxplt@163.com。通讯作者: 杨广庆 (1971-), 男, 博士, 现任教授。E-mail: Yanggq@stdu.edu.cn

DOI: 10.3724/1000-6915.jrme.2025.0314

reinforcement material.

Key words: soil mechanics; MSE wall; wall facing; bearing capacity; reinforcement; surcharge load

1 引言

加筋土挡墙是一种由填土、筋材以及墙面组成的柔性支挡结构。面板作为墙体的主要组成部分,需具有一定的刚度、强度、耐久性等。整体式与模块式面板加筋土挡墙被广泛应用于我国铁路与公路工程中来支撑上部路基与交通荷载^[1-2]。当前铁路规范^[3]规定“对变形要求较高时,应采用整体式面板、复合式面板”,而公路规范^[4]规定“墙面宜采用钢筋混凝土预制件”。由此可知,不同行业规范对面板型式的应用规定存在显著差异,亟需对墙顶荷载作用下不同面板型式挡墙的承载能力开展研究、明确面板型式对承载力的影响。

对于模块式面板加筋土挡墙,学者们通过试验与数值计算等方式详细研究了墙体的受力变形特性^[5-7]。试验方面:肖成志等^[2, 8]基于室内试验研究了墙顶荷载作用下挡墙的承载特性与失稳机制,并发现墙面易出现鼓胀变形;B. Cai等^[9]分析了地震作用下墙体的动力特性,同时认为拟静力法低估了结构抗震性能。数值计算方面:F. Zhang等^[10]采用数值解析的方式对墙体稳定性进行了分析;Q. Wang等^[11]提出了模块式面板加筋桥台侧向变形计算方法。

不同于欧美地区主要采用模块式面板加筋土挡墙^[12],日本^[13]以及我国铁路^[1]中多采用整体式面板加筋土挡墙。日本方面:F. Tatsuka^[13]通过室内振动台试验与震后调研统计发现,整体式面板挡墙的地震永久位移很小,可以满足路基工作性能要求。国内铁路方面:杨广庆等^[14]对成昆铁路加筋土挡墙开展现场测试后认为,可采用 $0.3H$ 法预测墙后筋材应变峰值沿墙高的分布形状;P. Xu等^[15-16]发现整体式面板墙身较大的抗弯能力可以调动筋材拉力的整体发挥,并且使筋材拉力大小沿墙高的分布较为均匀。

与目前设计规范中不考虑面板对加筋土挡墙受

力变形特性影响不同,部分研究结果显示不同面板型式时墙体的性能差异较大。试验方面:T. Li等^[17]认为由于模块式面板的变形更大,因而其背面的土压力系数小于整体式面板工况时的数值;P. Xu等^[18]比较了模块式与整体式面板挡墙的地震响应,并发现后者的墙体侧向水平位移更小、加速度放大系数更大。T. M. Allen等^[19-20]通过对大量实测结果进行统计分析及开展数值模拟后发现,加筋土挡墙墙面刚度越大时,筋材拉力越小。虽然学者们已经对不同面板型式时墙体的响应特性开展了一些对比研究工作,但是很少关注其对墙顶荷载作用下挡墙承载力的影响。

综上可知,面板是加筋土挡墙的重要组成部分。然而,当前加筋土挡墙受力变形设计中未考虑面板的影响,同时鲜有关于面板对墙顶荷载作用下墙体承载能力的研究。为此,本文开展了不同面板型式的加筋土挡墙离心模型试验,并在此基础上采用有限元极限分析(finite element limit analysis, FELA)方法详细研究了面板型式对墙顶荷载作用下挡墙承载力的影响。

2 离心模型试验

本次试验在西南交通大学 TLJ-2 型土工离心机上进行,离心机主要技术参数如下:容量 $100\text{ g}\cdot\text{t}$;最大离心加速度 200 g ;有效半径 2.7 m ;模型箱尺寸 $0.6\text{ m}\times 0.8\text{ m}\times 0.6\text{ m}$;最大连续工作时间 12 h 。试验中填土、筋材与面板的参数见表^[15, 17, 21]。

加筋土挡墙离心模型试验断面如图1所示。模型相似比尺为 $1:50$,其中地基、墙体、路基高度分别为 $30, 15, 4.5\text{ cm}$ 。地基与墙后填土均为压实系数 0.95 的砂土,不均匀系数 C_u 与曲率系数 C_c 分别

表1 离心模型材料参数^[15, 17, 21]

Table 1 Material parameters of centrifugal model wall^[15, 17, 21]

墙高 H/cm	面板厚度 W/cm	填土黏聚力 c/kPa	填土摩擦角 $\phi/(\text{^\circ})$	填土重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	填土剪胀角 $\psi/(\text{^\circ})$	铝板模量 E_f/GPa	筋材-填土界面 摩擦角 $\phi_s/(\text{^\circ})$
15	0.4	0	43.7	17.8	10.4	95	31.6
筋材长度 l/H	筋材抗拉刚度 $k/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-1})$	筋材竖向间距 s_v/cm	路基摩擦角 $\phi_b/(\text{^\circ})$	路基黏聚力 c_b/kPa	路基重度 $\gamma_b/$ $(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	铝板重度 $\gamma_f/$ $(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	面板模块界面 摩擦角 $\phi_{fb}/(\text{^\circ})$
1	52.8	0.3	35	27	20	26.7	46

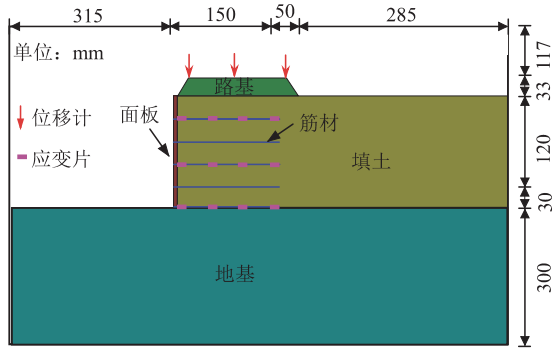


图1 加筋土挡墙离心模型断面

Fig.1 Cross section of centrifuge model of MSE wall

为 1.41, 1.06; 采用三轴试验测试得到的砂土摩擦角为 43.7° 。采用小型振动夯机按照每层 1.5 cm 进行填土压实, 夯机平板尺寸 $0.6 \text{ m} \times 0.01 \text{ m} \times 0.05 \text{ m}$ 。根据现场加筋土挡墙压实工序, 试验中先压实面板附近的填土, 然后夯机逐渐远离面板。填土时通过压实度测试发现, 每层夯击 24~27 次后的压实系数接近目标值 0.95。

现场原型加筋土挡墙面板为厚度 0.3 m 的钢筋混凝土。按照相似比设计时, 模型中钢筋混凝土面板厚度仅为 0.006 mm, 面板质量不易保证。因此, 按照抗弯刚度相似原则, 采用厚度 0.004 mm 铝板模拟模型面板^[15]。对于模块式面板, 其尺寸为 $0.015 \text{ m} \times 0.02 \text{ m} \times 0.004 \text{ m}$, 用于模拟现场 $0.75 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 0.3 \text{ m}$ 的预制混凝土面板。由于模型中模块式面板厚度较小, 因此相邻模块间仅设置摩擦接触。通过开展直剪试验测得面板模块间、面板-填土间的界面摩擦角分别为 46° , 32° 。

筋材的尺寸与力学参数均会对加筋作用产生影响, 尤其是后者。目前缩尺模型试验中主要通过控制力学参数来实现筋材的模拟。为便于筋材应变测试中应变片的黏贴, 按照抗拉刚度相似采用厚度 0.012 cm 的铜带模拟筋材。拉伸试验结果显示, 模型筋材的抗拉刚度为 52.8 kN/m(对应的原型刚度为 2 640 kN/m), 可以较好地反映实际工程中筋材的抗拉刚度范围^[22]。考虑到模型铜带表面较光滑, 结合 T. Li 等^[17]既有研究结果, 在其表面黏贴墙后填土。筋材拉拔试验结果显示, 黏贴填土后的筋材与填土间界面摩擦角为 31.6° 。试验中在面板上预留钻孔并通过在钻孔中填充胶浆实现面板与筋材的直接连接^[17]。

试验中离心加速度按照 10 g 增量从 0 开始逐级增大。每级加载工况持续 50 min, 其中 30 min 加速度恒定阶段用于模拟原型挡墙在墙顶荷载作用下约

50 d 内的行为响应, 前后各 10 min 为试验中离心加速度均匀上升阶段。当墙顶产生明显沉降变形时, 停止试验。

3 有限元极限分析法与验证

3.1 有限元极限分析法

开展有限元极限分析时用如图 2 所示的六节点三角形单元离散计算域 Ω , 单元内任意一点的速度为

$$u = \sum_{i=1}^6 N_i u_i \quad (1)$$

$$v = \sum_{i=1}^6 N_i v_i \quad (2)$$

式中: u_i , v_i 为节点 i 处的位移; N_i 为形函数:

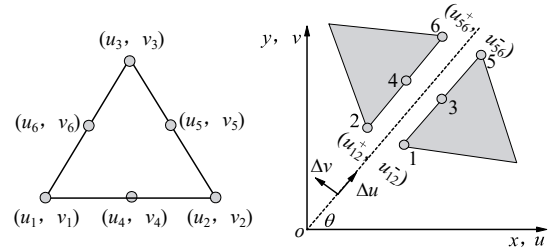
$$N_i = (2L_i - 1)L_i \quad (3)$$

$$N_4 = 4L_1L_3 \quad (4)$$

$$N_5 = 4L_2L_3 \quad (5)$$

$$N_6 = 4L_3L_1 \quad (6)$$

式中: L_1, L_2, L_3 为三节点三角形单元时的形函数^[23]; $i = 1, 2, 3$ 。



注: 角标表示节点编号

图2 六节点三角形离散单元

Fig.2 Six-node triangular discrete elements

在平面应变条件下, 莫尔-库仑屈服准则可以表示为

$$F = \sqrt{(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (2\tau_{xy})^2} - [2c \cos \phi - (\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) \sin \phi] \leq 0 \quad (7)$$

式中: F 为屈服函数; σ_{xx} , σ_{yy} 均为法向应力; τ_{xy} 为剪应力。

当材料服从关联流动准则时, 体积应变率 ε_v 和塑性能耗率 d_p^s 可分别写为

$$\varepsilon_v = \lambda \sin \phi \quad (8)$$

$$d_p^s = \lambda c \cos \phi \quad (9)$$

式中: λ 为辅助变量, 其可表示为二阶锥不等式:

$$\lambda \geq \|e^{\text{red}}\| \dots \quad (10)$$

$$e^{\text{red}} = [2(\varepsilon_{xx} - \frac{1}{2}\varepsilon_v) \quad 2\varepsilon_{xy}]^T \quad (11)$$

式中: ε_{xx} , ε_{xy} 为应变率分量。

因此, 计算域内土体总塑性能耗 D_p^s 为

$$D_p^s = \sum_{i=1}^{N_s} \sum_{j=1}^3 \frac{1}{3} A_i \lambda_{ij} (c \cos \phi)_j \quad (12)$$

式中: i 为土体离散单元编号, j 为离散单元顶点编号, A 为离散单元面积, N_s 为离散单元个数。

相邻离散单元公共边界处即速度间断线上需考虑速度间断产生的能耗。在速度间断线上具有相同坐标的单元节点可能对应不同的速度状态。由图 2 可知, 对于速度间断线的任意一对节点(i, j), 其切线与法向速度间断量 Δu_{ij} , Δv_{ij} 分别为

$$\Delta \mu_{ij} = \mu_{ij}^+ - \mu_{ij}^- \quad (13)$$

$$\Delta v_{ij} = \Delta \mu_{ij} \tan \phi \quad (14)$$

式中: μ_{ij}^+ , μ_{ij}^- 为速度间断线上节点(i, j)两侧的切向绝对速度。式(13)和(14)在局部坐标系内可表示为

$$\Delta \mu_{ij} = (\mu_j - \mu_i) \cos \theta + (v_j - v_i) \sin \theta \quad (15)$$

$$\Delta v_{ij} = (\mu_j - \mu_i) \sin \theta + (v_j - v_i) \cos \theta \quad (16)$$

式中: θ 为速度间断线与 x 轴正向之间的夹角。因此, 速度间断线上产生的总能耗 D_p^d 为

$$D_p^d = \int_{\Omega} c \Delta u dl = \frac{c}{6} \sum_{k=1}^{N_d} (l_d)_k (u_{12}^+ + u_{12}^- + 4u_{34}^+ + 4u_{34}^- + u_{56}^+ + u_{56}^-)_k \quad (17)$$

式中: k 为速度间断线编号, l_d 为速度间断线长度, N_d 为发生速度间断的线条数。

假定填土中的筋材仅能承受拉力^[24], 则其塑性能耗 D_p^g 为

$$D_p^g = \frac{1}{2} \sum_{m=1}^{N_g} A_m \sigma_t \varepsilon_a^g \quad (18)$$

式中: m 为筋材编号; N_g 为离散单元个数; A 为筋材的横断面积; σ_t 为筋材应力; ε_a^g 为筋材拉伸应变率:

$$\varepsilon_a^g = \frac{u_{2i}^g - u_{1i}^g}{l_i} \quad (19)$$

式中: u_{2i}^g , u_{1i}^g 分别为筋材离散单元首、尾两端的速度。

模块面板之间、筋材与填土以及墙体与填土之间的相对变形也将产生能耗。接触面上的速度可通过式(15), (16)表示。根据 S. Yuan^[24]的研究结果, 上述 3 类接触面间的总能耗 D_p^f 为

$$D_p^f = \sum_{a=1}^3 \sum_{n=1}^{N_n} \left[\frac{c_{\text{int}-n} l_{\text{int}-n}}{2} (u_{1n}^- + u_{2n}^- + u_{1n}^+ + u_{2n}^+) \right]_a \quad (20)$$

式中: n 为接触面编号; c_{int} , l_{int} 分别为黏聚力与长度; u_1^- , u_2^- 为负向相对位移; u_1^+ , u_2^+ 为正向相对位

移; N_n 为接触面离散单元数; a 为接触面类型编号。

加筋土挡墙系统重力产生的功率 W_p^b 为

$$W_p^b = \int_{\Omega} \gamma v dA = \sum_{j=1}^{N_s} \sum_{i=1}^6 \frac{1}{6} (A_i \gamma v_i)_j \quad (21)$$

式中: v 为离散单元节点速度。

强度为 q 的墙顶荷载产生的外功率 W_{ext} 为

$$W_{\text{ext}} = q b v_0 \quad (22)$$

式中: b 为墙顶荷载宽度, v_0 为竖向速度。

上述理论基于关联流动准则, 即假定剪胀角 ψ 等于摩擦角 ϕ 。然而, 对于岩土材料, 前者通常远小于后者。为此, 当采用非关联流动准则时, 根据 Davis 方法^[25], 调整后的摩擦角 ϕ' 与黏聚力 c' 分别为

$$\tan \phi' = \frac{\sin \phi \cos \psi}{1 - \sin \phi \cos \psi} \quad (23)$$

$$c' = \frac{c \cos \phi \cos \psi}{1 - \sin \phi \sin \psi} \quad (24)$$

结合上限定理与二阶锥规划理论, 对于上述流动准则约束与耗散能函数可以构造以下方程进而对墙顶极限荷载进行求解:

$$\left. \begin{array}{l} \text{minimize} \quad \mathbf{C}^T \mathbf{x} \\ \text{subject to} \quad \mathbf{A} \mathbf{x} = \mathbf{b} \\ \quad \quad \quad x_1 \leq x \leq x_u \\ \quad \quad \quad x \in K \end{array} \right\} \quad (25)$$

式中: $\mathbf{x}$ 为全局优化变量矩阵, 由节点速度、二阶锥规划变量等组成; $\mathbf{C}$ 为目标函数系数矩阵; $\mathbf{A}$, $\mathbf{b}$ 分别为系数矩阵与对应向量; x_1 , x_u 分别为优化变量的下限与上限; K 为二阶锥约束集合。对于式(25), 可采用 MATLAB 中的优化工具箱 Mosek 进行求解。

3.2 离心模型试验结果与计算结果对比

图 3 为试验加载时间 - 离心加速度 - 路基顶沉降曲线, 其中路基沉降为图 1 中 3 个位移计实测平均值。由图可知, 随着试验中离心加速度的增大, 路基顶面沉降逐渐增大, 并且当整体式与模块式面板模型挡墙的离心加速度分别达到 80 g, 70 g 时, 沉降出现陡增的现象, 即此时墙体失去承载能力。

表 2 列出了通过离心试验与数值计算方法得到的模型临界失稳离心加速度。本文 FELA 法与基于 Geo5 的 LE(limit equilibrium)法计算参数采用表 1 中的数值, 其中 LE 法中涉及的参数主要为材料强度与重度参数、界面参数等。按照如图 1 所示的试验模型, 依次建立地基、加筋土挡墙、路基并设置相应材料参数后, 通过增大重力加速度来模拟试验中的离心加速度。由表 2 中的结果可知, 与模块式面板相比, 整体式面板可增大墙体的承载力。对于临界离心

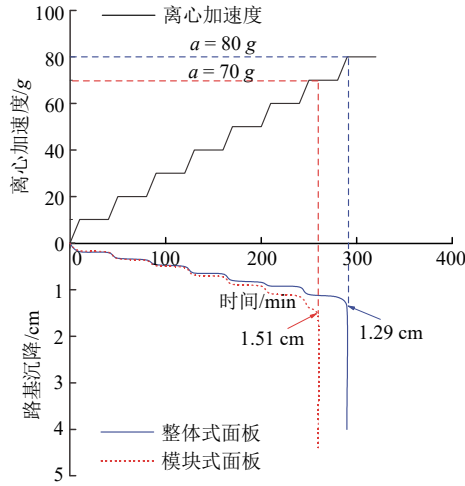


图3 加载时间 - 离心加速度 - 路基沉降曲线
Fig.3 Loading time vs. centrifugal acceleration vs. subgrade settlement curves

表2 临界失稳离心加速度与路基沉降

Table 2 Critical centrifugal accelerations and corresponding subgrade settlements

工况	临界失稳离心加速度/g			路基沉降/cm	
	试验值	FELA	LE	试验值	FELA
整体式面板	80	79.6	82.3	1.29	1.27
模块式面板	70	68.9	73.1	1.51	1.52

加速度: 与测试值以及 FELA 法计算值相比, LE 法的计算结果相对更大, 其中整体式与模块式面板工况时, LE 法计算值较 FELA 法计算值分别偏大约 3.4%, 6.1%。上述现象的原因可能在于 LE 法采用预设圆弧形滑动面, 而 FELA 法通过计算搜索确定滑动面, 二者确定的滑面形状不同。路基沉降方面: 相同离心加载加速度作用下整体式面板时的沉降值相对更小, 即采用整体式面板可更好地控制墙顶沉降变形。由于本文 FELA 方法计算时忽略了试验中相邻离心加速度加载幅值间的渐进增大过程, 因此计算数值略小, 但其与测试值间的误差小于 2.5%。

图 4 为通过模型试验与 FELA 方法得到的筋材应变分布曲线。试验与计算结果均显示, 各层筋材应变沿筋材长度方向呈非线性分布, 并且整体呈自面板背面向筋材末端逐渐减小的趋势。墙顶荷载作用下, 面板的侧向变形在使筋材产生水平拉伸的同时面板背面填土的差异沉降使筋材出现挠曲变形, 最终导致面板附近的筋材拉力更大。由于在加载过程中墙后填土与墙顶路基的非均匀沉降使同层筋材的上覆应力与约束状态不同, 进而致使筋材拉力沿长度方向的调动不一致, 出现筋材应变非线性分布的趋势。此外, 与 P. Xu 等^[18]既有研究结果相一致, 由

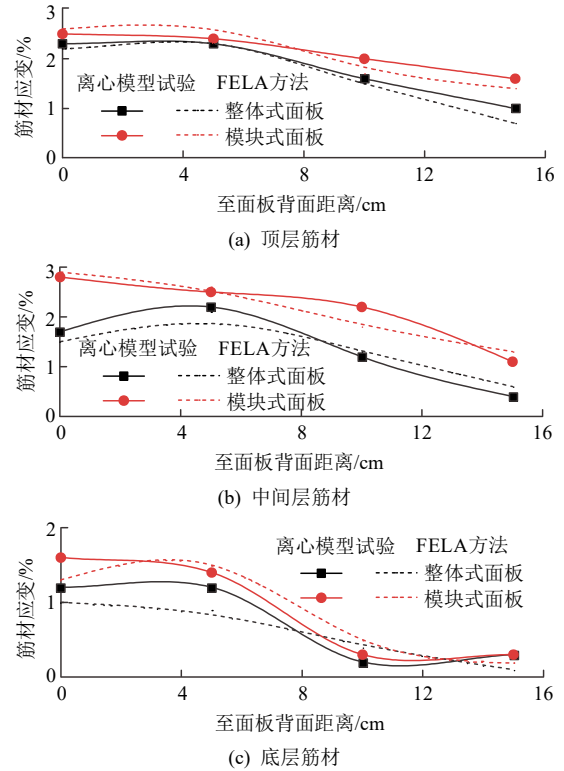


图4 离心模型试验和 FELA 方法得到的应变分布曲线
Fig.4 Strain distribution curves of reinforcement materials obtained by centrifugal model test and FELA method

于整体式面板刚度相对更大, 因而筋材应变相对较小, 特别是底层筋材。综上可知, 本文计算结果与试验结果吻合较好, 两者具有较好的一致性。

4 墙顶荷载作用下的参数分析

本节采用上述 FELA 方法研究墙顶荷载作用下整体式、模块式面板加筋土挡墙承载力随筋材参数、墙趾约束条件以及墙顶荷载位置等参数的变化。计算分析中基准模型挡墙与参数如图 5 所示: 根据既有直剪试验结果^[3], 模块式混凝土面板间的摩擦角与

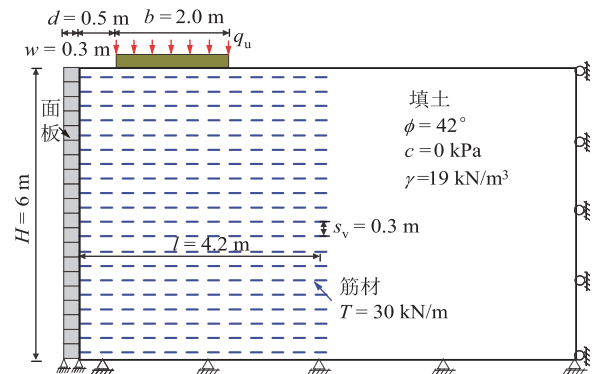


图5 墙顶荷载作用下加筋土挡墙计算基准模型
Fig.5 Benchmark model for bearing capacity of reinforced soil retaining wall under wall toe load action

黏聚力分别取为 57° , 64 kPa , 同时根据美国 FHWA 规范, 模块式面板中模块的高度设置为筋材竖向间距^[1], 其厚度与整体式面板相同, 均为 0.3 m 。

有限元数值计算中离散单元的数量会影响最终的计算结果。与 P. Xu 等^[26]既有研究结果类似, 随着网格数量的增大, 计算结果将趋于恒定, 同时网格数量过大会导致计算效率降低。本文通过试算发现, 此次计算模型网格数量超过 10 000 后计算数值几乎不再改变。为此, 模型中的网格数量取为 10 000。

为便于分析, 分别采用 N , α 表示归一化的加筋土挡墙承载力以及不同面板型式时挡墙承载力的相对差值:

$$N = \frac{q_u}{Q_u} \quad (26)$$

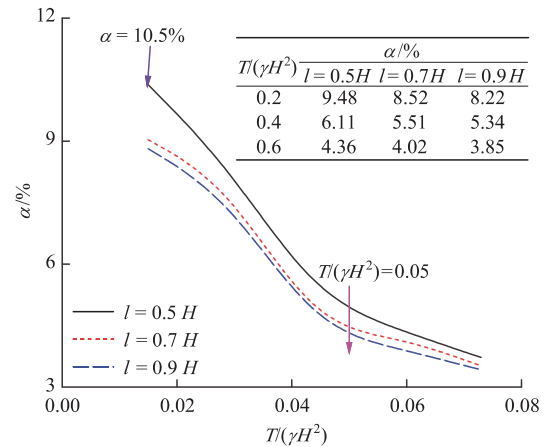
$$\alpha = \frac{q_{u-r} - q_{u-m}}{q_{u-m}} \quad (27)$$

式中: Q_u 为通过太沙基地基承载力公式确定的半无限非加筋地基承载力理论值; q_u 为通过本文方法得到的加筋土挡墙承载力; q_{u-r} , q_{u-m} 分别为整体式面板与模块式面板工况时的承载力计算值。

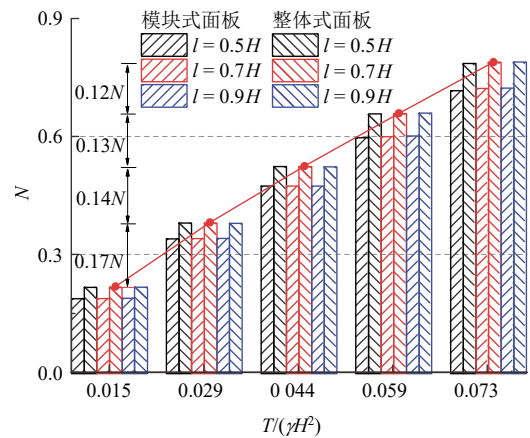
4.1 筋 材

筋材抗拉强度 T 、长度 l 及竖向间距 s_v 是加筋土挡墙设计中的关键参数。图 6 为不同筋材参数时墙面型式对基准模型挡墙归一化承载力 N 及对应 α 的影响图示, 其中 N 与 α 由式(26), (27)得到。图 6(a) 和(b)中的结果显示, 当筋材竖向间距 $s_v = 0.1 \text{ m}$ 时:

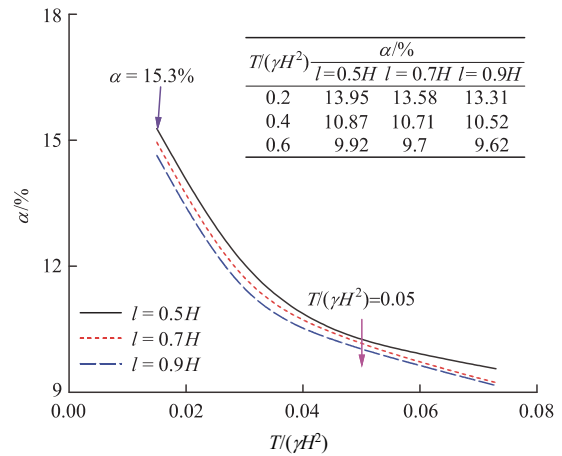
(1) 与模块式面板工况相比, 不同筋材抗拉强度 $T/(\gamma H^2)$ 条件下整体式面板时挡墙的承载力更大, 并且当 $T/(\gamma H^2) < 0.029$ (即 $T < 20 \text{ kN/m}$) 时, 两者归一化承载力数值 N 均小于 1.0。这表明墙体临空面的存在导致筋材强度较小时的挡墙承载力小于半无限非加筋地基的承载力。此外, 随着 $T/(\gamma H^2)$ 的增大, α 始终为正值并且数值逐渐减小, 即 $T/(\gamma H^2)$ 越大时, 面板



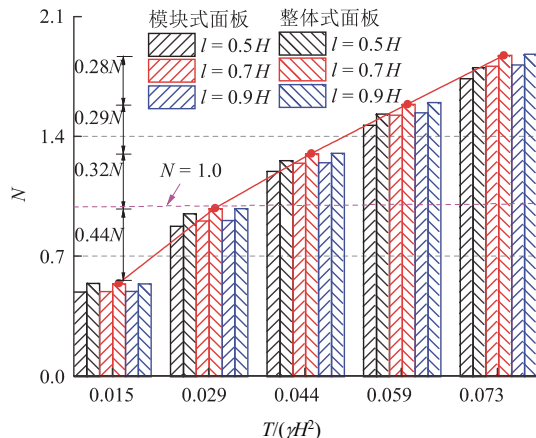
(b) $s_v = 0.1 \text{ m}$, α



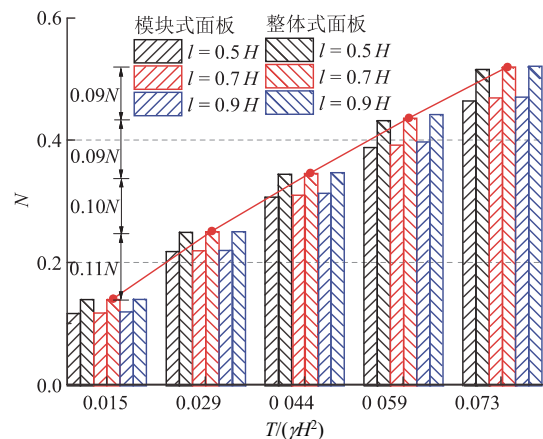
(c) $s_v = 0.3 \text{ m}$, N



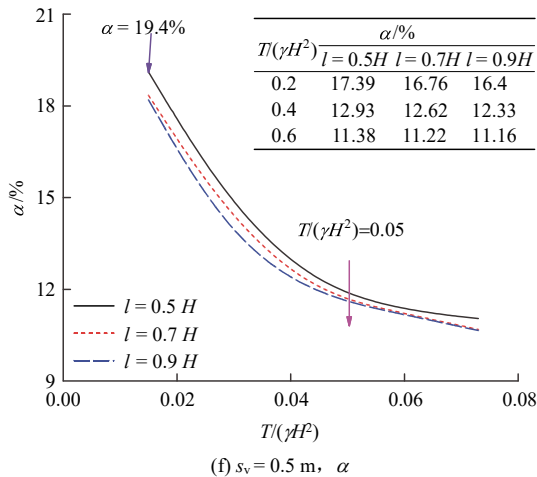
(d) $s_v = 0.3 \text{ m}$, α



(a) $s_v = 0.1 \text{ m}$, N



(e) $s_v = 0.5 \text{ m}$, N

图6 筋材对不同面板型式墙体承载力 N 与 α 的影响Fig.6 Effects of reinforcement parameters on bearing capacity N and α for walls with different wall facing types

型为正值并且数值逐渐减小, 即 $T/(\gamma H^2)$ 越大时, 面板型式对承载力的影响越小, 特别是当 $T/(\gamma H^2) > 0.05$ 时。

(2) 随着 $T/(\gamma H^2)$ 的增大, 2 种面板型式挡墙的 N 值增加趋势均逐渐减弱。以整体式面板工况为例, 当 $T/(\gamma H^2) > 0.044$ (即 $T > 30$ kN/m) 时, N 的增加量减小并趋于稳定值 (0.28~0.29) N 。因此, 实际工程中采用高强土工合成材料时可能出现挡墙承载力改善效果不明显的现象。上述现象与筋材的失效机制有关: 由于墙顶荷载作用下筋材拉力的发挥值为自身抗拉强度与锚固力间的最小值, 因而前者过大时的筋材拉力由后者决定, 进而导致筋材拔出破坏。

(3) 不同面板型式时的 N 值均随着筋材长度 l/H 的增大而增大, 但后者对前者的影响整体不明显。此外, 当 l/H 超过 0.7 后, 面板型式对承载力的影响减弱。上述研究表明, 当场地受限导致筋材设计长度较短时, 宜采用整体式面板来保证墙体在墙顶荷载作用下的承载力。

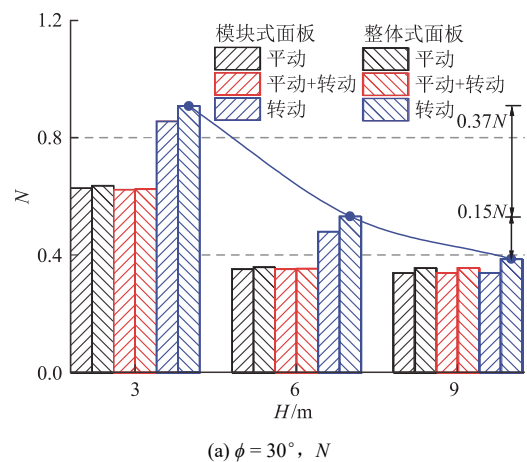
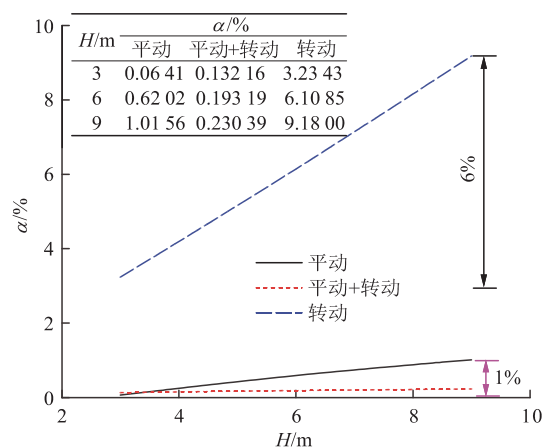
将图 6(a) 和 (b) 中的结果与图 6(c)~(f) 中的结果进行对比可知: 随着筋材竖向间距 s_v 的增大, 不同面板型式时的 N 值均非线性减小, 尤其是当 s_v 由 0.1 m 增大为 0.3 m 时。此外, s_v 增大至 0.3, 0.5 m 后, N 随 $T/(\gamma H^2)$ 的增大趋势逐渐减小, 即 $T/(\gamma H^2)$ 对 N 的影响减弱。虽然不同 s_v 工况下 α 均随着 $T/(\gamma H^2)$ 的增大而减小, 但 s_v 越大时的 α 数值越大, 所以当筋材布置较为稀疏时, 通过用整体式面板来增大墙体承载力的效果更显著。例如, 在 $l=0.5H$, $T/(\gamma H^2)=0.015$ 条件下, s_v 为 0.1, 0.3, 0.5 m 时对应的 α 分别为 10.5%, 15.3%, 19.4%。综上可知, 当筋材强度较小 ($T/(\gamma H^2) <$

0.05)、竖向间距较大 ($s_v > 0.3$ m)、长度较短 ($l < 0.7H$) 时, 面板型式对加筋土挡墙承载力的影响逐渐增大, 此时应优先选用整体式面板。

4.2 墙趾约束条件

考虑到在按照规范^[3-4]进行倾覆与滑动稳定性分析时分别假定墙体绕墙趾转动、沿地基表面平移, 因此计算中分别设置转动、平动墙趾约束来模拟墙顶荷载作用下墙体的转动与平移变形。此外, 还设置同时平动+转动的工况, 作为一种最弱的墙趾约束条件。图 7 为不同墙趾约束条件时墙面型式对基准模型挡墙归一化承载力 N 及对应 α 的影响, 图中计算参数除研究变量外均与基准模型相同。分析图 7(a) 和 (b) 中的结果可知:

(1) 不同面板型式工况下, 墙趾约束为平动、平动+转动时的承载力接近, 并且两者均小于转动时的数值。因此, 在本文参数研究范围内, 墙顶荷载作用下挡墙的变形模式以平移为主。这与规范^[3]中认为挡墙的稳定性通常由滑动稳定性来控制的结论相一致。当墙高为 3, 6, 9 m 时, 平动(或平动+转动)与转动时的承载力分别相差约 0.27 N , 0.17 N , 0.03 N , 即墙高大于 6 m 时, 墙趾约束对承载力几乎不产生影响。

(a) $\phi = 30^\circ$, N (b) $\phi = 30^\circ$, α

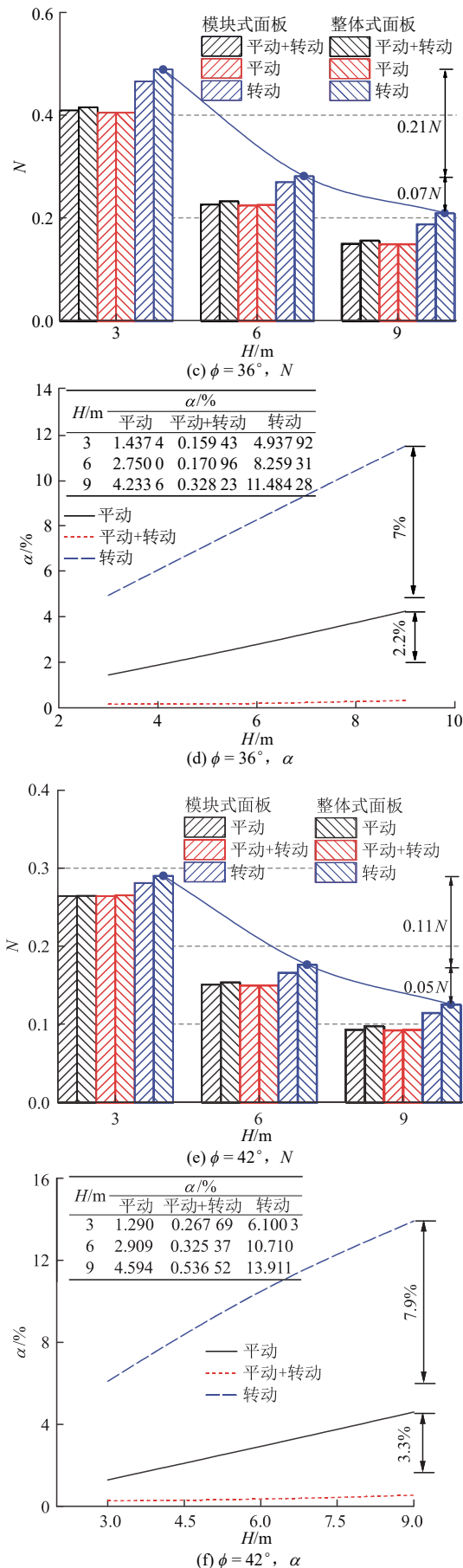


图7 墙趾约束条件对不同面板型式墙体承载力 N 与 α 的影响
Fig.7 Effects of toe constraints on bearing capacity N and α for walls with different wall facing types

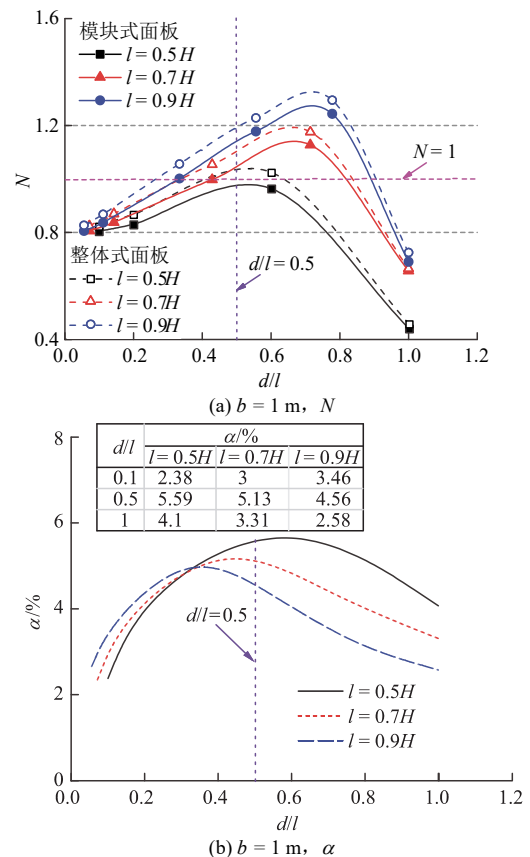
(2) 整体式与模块式面板工况下的归一化承载力 N 均小于 1.0 并且其随墙高的增大呈非线性减小的趋势, 即半无限非加筋地基承载力理论解高估了墙顶荷载作用下加筋土挡墙的承载力, 尤其对墙高较大时的模块式面板挡墙。随着墙高的增大, 墙趾为转动、平动、平动+转动约束条件下的 α 整体均呈增大趋势, 并分别增加约 6%, 1%, 0.1%。因此, 面板型式对转动与平动约束条件下承载力的影响逐渐增大, 而对平动+转动时的承载力几乎不产生影响。

填土摩擦角 ϕ 增大为 $36^\circ, 42^\circ$ 时结果与图 7(a) 和(b)中的结果相似。然而, 随着 ϕ 的增大, 不同面板型式时的 N 值及其增量均逐渐减小, 即填土强度越大时, 墙高对墙体承载力的影响越小, 同时加筋土挡墙承载力与半无限非加筋地基承载力理论解的差异越大。由于面板整体性越强、填土强度越大时, 面板可以通过墙趾约束承担更多的荷载^[14], 因此与图 7(a) 和(b)相比, 图 7(c)~(f)中的 α 数值与其增量更大。

4.3 墙顶荷载

墙顶荷载的尺寸大小与位置直接影响加筋土挡墙的承载力。图 8 为基于本文方法与式(26), (27)得到的墙顶荷载作用下不同面板型式墙体承载力 N 与 α 的变化。由图 8(a)和(b)可知:

(1) 由于当墙顶荷载靠近墙面或筋材末端时分别使墙面产生较大的附加应力、筋材锚固长度减小,



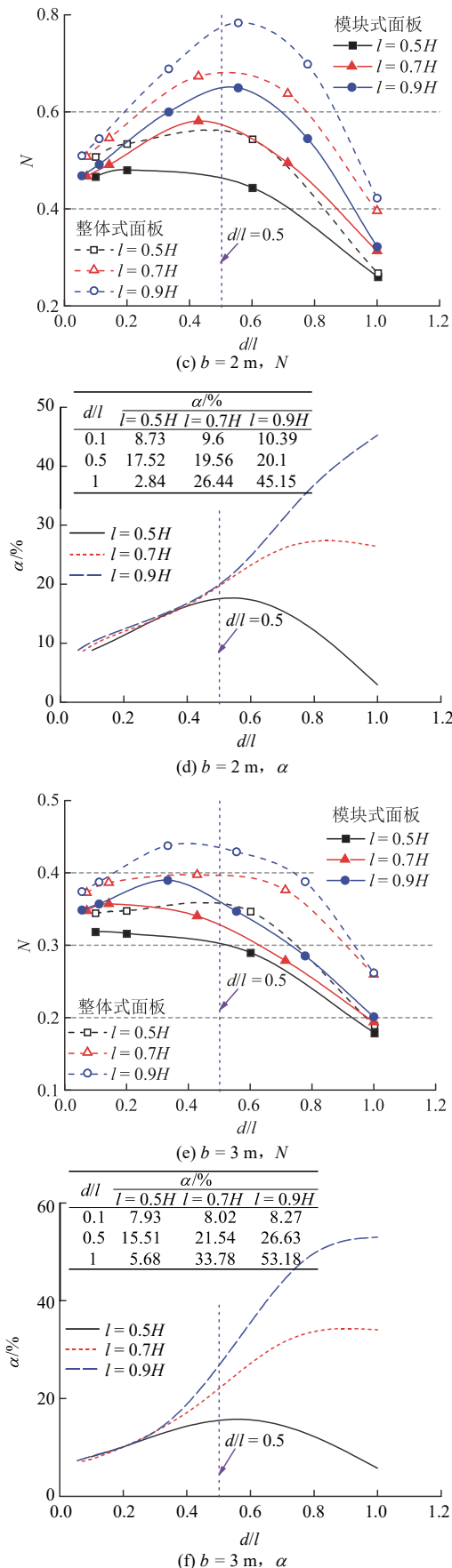


图8 墙顶荷载对不同面板型式墙体承载力 N 与 α 的影响
Fig.8 Effects of surcharge loads on bearing capacity N and α for walls with different wall facing types

所以模块式与整体式面板挡墙的归一化承载力 N 均呈倒 V 形分布。此外,当墙顶荷载到墙面的距离 $d/l > 0.5$ 时, N 值出现峰值并且大于 1.0,即为提高加筋土挡墙承载力宜将墙顶荷载置于加筋区中后部。

(2) 不同筋材长度工况下, α 均随 d/l 的增大呈先增大后减小的趋势,即当墙顶荷载位于加筋体中部时,整体式与模块式面板挡墙的承载力差异更大。然而,在本文研究范围内,由于 α 数值整体较小 ($\alpha < 6\%$),因此,此时面板对改善加筋土挡墙承载力的影响不明显。

与图 8(a)和(b)中墙顶荷载宽度 $b = 1 \text{ m}$ 时的结果相比,图 8(c)~(f)中不同面板型式工况下的 N 值相对较小,即墙顶荷载宽度越大时,半无限非加筋地基承载力理论解与挡墙实际承载力的差距越大,尤其是采用模块式面板时。虽然图 8(c)~(f)中的 N 仍然为倒 V 形分布,但是其最大值出现位置逐渐靠近墙面。因此当 $b > 1 \text{ m}$ 时,宜将墙顶荷载置于加筋区的中前部 ($d/l < 0.5$)。此外,随着墙顶荷载宽度的增大,面板型式对墙体承载力的影响逐渐增大,尤其是当 $l > 0.5H$ 并且墙顶荷载位于加筋区中后部时 ($d/l > 0.5$)。

5 结 论

为研究面板型式对墙顶荷载作用下加筋土挡墙承载力的影响,开展了整体式与模块式面板挡墙离心模型试验,并采用 FELA 法对不同面板型式挡墙的承载力进行了计算分析,主要得到以下结论:

(1) 离心模型试验结果与 FELA 计算结果均表明,采用整体式面板时的墙体承载力更大,同时筋材拉力相对更小。

(2) 当筋材强度较小 ($T/(\gamma H^2) < 0.05$)、竖向间距较大 ($s_v > 0.3 \text{ m}$)、长度较短 ($l < 0.7H$) 时,面板型式对加筋土挡墙承载力的影响逐渐明显,此时应优先选用整体式面板。

(3) 相较于平动、平动+转动墙趾约束,墙趾为转动约束时的墙体承载力更大,同时此时面板型式对墙体承载力的影响更显著,尤其是对于填土强度较大时 ($\phi > 36^\circ$) 的高墙。

(4) 当墙顶荷载宽度较大时 ($b > 1 \text{ m}$),荷载位于加筋区中前部时 ($d/l < 0.5$) 出现承载力最大值。当筋材长度 $l > 0.5H$ 并且墙顶荷载位置 $d/l > 0.5$ 时,宜采用整体式面板来增大挡墙承载力。

参考文献(References):

- [1] 牛笑笛. 整体刚性面板加筋土挡墙工作机理及结构性能研究[博士

- 学位论文[D]. 石家庄: 石家庄铁道大学, 2022.(NIU xiaodi. Study on working mechanism and structural performance of reinforced soil retaining wall with full-height rigid facing[Ph. D. Thesis][D]. Shijiazhuang: Shijiazhuang Tiedao University, 2022.(in Chinese))
- [2] 肖成志, 李海谦, 高 珊, 等. 交通荷载下台阶式加筋土挡墙动力响应的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(10): 1 789 - 1 797.(XIAO Chengzhi, LI Haiqian, GAO Shan, et al. Dynamic response of tiered geogrid-reinforced soil retaining walls under traffic loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 43(10): 1 789 - 1 797.(in Chinese))
- [3] 中华人民共和国行业标准编写组. TB10025—2019 铁路路基支挡结构设计规范[S]. 北京: 中国铁道出版社有限公司, 2019.(The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. TB10025—2019 Design specification for railroad roadbed support structure[S]. Beijing: China Railway Press Limited, 2019.(in Chinese))
- [4] 中华人民共和国行业标准编写组. JTG D30—2015 公路路基设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社股份有限公司, 2015.(The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. JTG D30—2015 Specifications for design of highway subgrades[S]. Beijing: People's Communications Publishing House Co. Ltd., 2015.(in Chinese))
- [5] HATAMI K, BATHURST R J. Numerical model for reinforced soil segmental walls under surcharge loading[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, 132(6): 673 - 684.
- [6] 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 - 598.
- [7] LIU H. Long-term lateral displacement of geosynthetic-reinforced soil segmental retaining walls[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2012, 32: 18 - 27.
- [8] 王家全, 仲文涛, 黄世斌, 等. 模块式加筋土挡墙模型试验及静动力性能研究[J]. 岩土力学, 2023, 44(5): 1 435 - 1 444.(WANG Jiaquan, ZHONG Wentao, HUANG Shibin, et al. Experimental study on static and dynamic performances of modular reinforced earth retaining wall[J]. Rock and Soil Mechanics, 2023, 44(5): 1 435 - 1 444. (in Chinese))
- [9] CAIB, CAIX, LIS, et al. Experimental study of shaking table for reinforced soil retaining walls: Analysis of tiered configuration effects[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2025, 188: 109076.
- [10] ZHANG F, GE B, LESHCHINSKY D, et al. Effects of multitiered configuration on the internal stability of GRS walls[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2023, 149(12): 04023122.
- [11] WANG Q, XU C, SHEN P, et al. Experimental and theoretical studies on deformation characteristics of Geosynthetic-Reinforced Soil(GRS) abutments induced by vertical loads[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2024, 52(5): 925 - 940.
- [12] 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 - 476.
- [13] TATSUOKA F. Geosynthetic-reinforced soil structures for railways and roads: development from walls to bridges[J]. Innovative Infrastructure Solutions, 2019, 4(1): 49.
- [14] 杨广庆, 牛笑笛, 周诗广, 等. 复合式整体刚性面板加筋土挡墙结构行为试验研究[J]. 岩土力学, 2021, 42(7): 1 794 - 1 802.(YANG Guangqing, NIU Xiaodi, ZHOU Shiguang, et al. Experimental study on structural behavior of reinforced retaining wall with composite full-height rigid facing[J]. Rock and Soil Mechanics, 2021, 42(7): 1 794 - 1 802.(in Chinese))
- [15] XU P, ZHONG Y, HATAMI K, et al. Centrifuge and limit analysis investigation of hybrid wrapped-face, full-height panel MSE walls on clay foundations[J]. Transportation Geotechnics, 2024, 48: 101308.
- [16] XU P, HATAMI K, YANG G, et al. Influence of facing toe condition on the bearing capacity of full-height panel MSE walls[J]. Geosynthetics International, 2022, 29(6): 593 - 609.
- [17] LI T, ZHONG Y, XU P, et al. Centrifuge model tests on performance of MSE walls with different facing types[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2024, 52(5): 1 045 - 1 053.
- [18] XU P, HATAMI K, JIANG G. Shaking table study of the influence of facing on reinforced soil wall connection loads[J]. Geosynthetics International, 2020, 27(4): 364 - 378.
- [19] ALLEN T M, BATHURST R J. Improved simplified method for prediction of loads in reinforced soil walls[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2015, 141(11): 04015049.
- [20] MIRMORADI S H, EHRLICH M. Effects of facing, reinforcement stiffness, toe resistance, and height on reinforced walls[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2017, 45(1): 67 - 76.
- [21] 徐 鹏, 蒋关鲁, 王 宁, 等. 填土相对密实度对加筋土挡墙的影响研究[J]. 岩土力学, 2018, 39(11): 4 010 - 4 016.(XU Peng, JIANG Guanlu, WANG Ning, et al. Centrifugal model test on influence of relative compactness on reinforced soil retaining walls[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(11): 4 010 - 4 016.(in Chinese))
- [22] 中华人民共和国行业标准编写组. Q/CR 549.2—2016 铁路工程土工合成材料第 2 部分: 土工格栅[S]. 北京: 中国铁道出版社有限公司, 2016.(The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. Q/CR 549.2—2016 Geosynthetics in railway engineering Part 2: Geogrid[S]. Beijing: China Railway Publishing House Co. Ltd., 2016.(in Chinese))
- [23] CHENARI M J, PAYAN M, GHASEMI-FARE O. Nonisothermal failure envelopes of strip shallow foundations resting on partially saturated clay subjected to combined inclined and eccentric loadings[J]. International Journal of Geomechanics, 2023, 23(1): 04022255.
- [24] YUAN S. A rigorous numerical formulation for upper bound analysis of reinforced soils using second order cone programming[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2021, 49(5): 1 294 - 1 311.
- [25] DAVIS E H, GUNN M J, MAIR R J, et al. The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material[J]. Géotechnique, 1980, 30(30): 397 - 416.
- [26] XU P, LI T, HATAMI K. Limit analysis of bearing capacity and failure geometry of GRS bridge abutments[J]. Computers and Geotechnics, 2020, 127: 103758.