

三角形布桩下桩承式黏性填土路堤的 改进同心拱荷载传递模型

赵国全¹, 陆宸羽²

(1. 中交(天津)轨道交通工程建设有限公司, 天津 300202; 2. 湖南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410082)

摘要: 针对现有研究多集中于无黏性填土条件下桩承式路堤的同心拱模型, 而对三角形布桩下黏性填土路堤的荷载传递机理关注不足, 提出了一种适用于三角形布桩下桩承式黏性填土路堤的改进同心拱模型。该模型基于同心拱理论, 由一个位于桩间土三角形区域的三维半球土拱和三个位于相邻桩间土矩形区域的二维半圆土拱组成。其中, 三维半球土拱将路堤荷载向下传递至地基, 并对外传递至二维半圆土拱。基于该荷载传递机制, 推导了桩荷载传递效率的显式计算式, 且该模型同时适用于黏性和无黏性填土。通过将本文方法计算结果与实测数据进行对比, 验证了所提模型的合理性与可行性。参数分析表明: 填土黏聚力的增大可增强土拱效应; 在桩土面积置换率较大时, 桩荷载传递效率随黏聚力增加而显著提升。在相同桩体面积置换率条件下, 三角形布桩路堤的土拱效应较方形布桩更为显著。

关键词: 三角形布桩; 桩承式路堤; 极限平衡理论; 改进同心拱模型; 黏性填土

中图分类号: TU447

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2026)02-0090-08

Load Transfer Model of an Extended Concentric Arch in a Piled-supported Cohesive Soil Embankment with a Triangular Arrangement

ZHAO Guoquan¹, LU Chenyu²

(1. CCCC (Tianjin) Rail Transit Engineering Construction Co., Ltd., Tianjin 300202, China;

2. School of Civil Engineering, Hunan University, Changsha Hunan 410082, China)

Abstract: To addresses the load transfer mechanism of pile-supported embankments with cohesive backfill under triangular pile arrangements, which has received less attention compared to existing studies focusing on concentric arch models for non-cohesive backfill. Based on the concentric arch theory, an improved concentric arch model is proposed for pile-supported cohesive embankments under triangular pile layout. The model consists of a three-dimensional hemispherical soil arch located in the triangular area between piles and three two-dimensional semi-circular soil arches situated in the adjacent rectangular soil regions. The three-dimensional hemispherical soil arch transfers the embankment load downward to the foundation and outward to the two-dimensional semi-circular soil arches. Based on this load transfer mechanism, an explicit formula for the pile load transfer efficiency is derived. The proposed concentric model is applicable to both cohesive and non-cohesive backfill. The rationality and feasibility of the model are verified by comparing the calculated results with field measurements. Parameter analysis shows that an increase in backfill cohesion enhances the soil arching effect. Under conditions of a large pile-soil area replacement ratio, the pile load transfer efficiency increases significantly with increasing cohesion. For the same pile area replacement ratio, the soil arching effect in embankments with triangular pile layout is more pronounced than that with square pile layout.

Keywords: triangular arrangement pattern; pile-supported embankment; limit equilibrium theory; improved concentric arch model; cohesive fill soils

桩承式路堤因其施工效率高和承载力强等优势,已在软土区的地基加固中得到广泛应用^[1-2]。桩承式路堤由路堤填土、桩和地基土以及褥垫层等组成^[3]。传统桩承式路堤多采用砂土作为填料,受砂土原料价格上涨和运输成本增加的影响,工程造价显著提升。工程界开始采用就地取材的黏性土替代外运砂石,例如,长江下游地区某城际铁路采用黏性土填筑路堤方案。这不仅有效降低施工成本,还大幅缩短施工周期。因而路基除褥垫层采用无黏性碎石外,黏性土已被广泛用于路堤填土^[4]。现有研究主要集中于路堤填土为砂土的桩承式路堤,针对桩承式黏性填土路堤中荷载传递效率的理论分析仍相对不足。同时,随着三角形布桩路堤在桩承式路堤中的逐渐推广,涉及黏性填土的荷载传递机理研究也明显滞后。因此,建立三角形布桩下桩承式黏性(无黏性)填土路堤的荷载传递机理解析模型,具有重要的工程应用价值和理论研究意义。

桩承式路堤填土中的荷载传递主要依赖于土拱效应,该概念最早源自 Terzaghi^[5] 的活动门试验。此后,相继提出了多种土拱解析模型。Hewlett 等^[6] 基于模型试验提出了适用于桩承式路堤的三维半球土拱模型。其后,强小俊等^[7] 在此模型基础上,构建了适用于黏性填土的三维半球土拱模型。刘吉福等^[8] 针对设置纵向连梁的桩梁式黏性土路堤,提出改进的三维半球土拱模型。虽源于方形布桩方式,该半球土拱模型同样可用于分析三角形布桩下的土拱效应^[9-10]。郭帅杰等^[10] 针对三角形布桩特性对 Hewlett 和 Randolph 半球土拱模型进行了修正,并开展了正方形和三角形布桩形式下的土拱效应对比分析。尽管 Hewlett 等半球土拱模型能考虑填土的黏聚力,但其适用范围主要为路堤填土高度大于三维半球土拱半径。相比之下,同心拱模型可实现对低填方路堤和多种布桩模式下荷载传递机理的分析。为克服 Hewlett 等半球土拱模型的局限性, Van Eekelen 等^[11] 基于多拱理论^[12] 提出了同心拱模型。在此基础上,冯苏阳等^[13] 基于同心拱模型的荷载传递机理,推导出土拱荷载的简化表达式。该模型适用于方形布桩的低填方路堤,现已推广至三角形和矩形等多种布桩方式^[14-15]。王亚东等^[16] 通过等效桩帽形状,建立了三角形布桩下桩承式加筋路堤的同心拱模型。同心拱模型能给出桩荷载传递效率的显式计算式,具有较强的工程适用性。然而,已有同心拱模型大多基于砂性土假设,对黏性填土条件下

同心拱效应的荷载传递研究仍然有限。

除上述理论研究,数值模拟和现场试验已探究了黏性填土条件下桩承式路堤的荷载传递特性^[17-19]。Xu 等^[17] 通过对比有黏性和无黏性填土的模型试验,发现填土黏聚力能增强土拱效应。郑俊杰等^[18] 针对三角形布桩下桩承式黏性填土路堤开展现场试验,监测了路堤填筑过程中桩土应力的演变。姜彦彬等^[19] 基于黏性填土路堤下的刚性桩复合地基数值模型,揭示了路堤填土内桩顶和桩间土压力的变化规律。上述研究表明,填土黏聚力对土拱效应具有重要影响。郭帅杰等^[20] 通过引入等效内摩擦角来考虑黏聚力对土体剪切强度的提升。但该方法导致等效内摩擦角条件下的切向应力小于黏性土中的实际切向应力,从而低估了同心拱的切向应力。Pham 等^[21] 在切向应力表达式中引入黏聚力项,构建了方形和矩形布桩的改进同心拱模型。然而,该模型仅针对方形和矩形布桩,未涉及三角形布桩方式下的土拱效应。

为探究三角形布桩下填土黏聚力对土拱效应的影响,本文将三角形布桩下的桩帽形状等效为正六边形,建立了适用于桩承式黏性填土路堤的同心拱荷载传递模型。基于该模型,推导了桩荷载传递效率的显式计算式,并给出了低填方路堤中桩、土应力的演变规律。将所提方法与试验结果和其他计算方法进行对比验证,评估了填土黏聚力对土拱效应的影响。

1 改进的同心拱模型

1.1 桩(桩帽)等效几何模型构建

针对桩(桩帽)形状对土拱效应计算的影响,本研究采用“面积等效”方法,将桩帽形状等效为正六边形。等效过程如下:直径为 d_c 的圆形桩(桩帽)和边长为 a 的方形桩(桩帽)面积等于边长为 b 的正六边形桩(桩帽)面积。基于此,得到换算式分别为 $\pi d_c^2/4 = 3\sqrt{3}b^2/2$ 和 $a^2 = 3\sqrt{3}b^2/2$, 推导得到 $b = d_c \sqrt{4/3\pi}$ 和 $b = a \sqrt{2/3}$ 。相较于圆形桩(桩帽),正六边形桩(桩帽)不仅能保证桩土面积置换率的严格等效,还使得相邻桩间土区域的形状为矩形^[15-16],从而得到二维半圆土拱传递荷载的显式计算式(详见式(33))。

1.2 改进同心拱模型的荷载传递区域划分

图 1 给出了桩承式路堤的正三角形布桩方式,

其桩间距为 s 。根据对称性选取图 1 中红色虚线区域为计算区域,其面积为 $S = \sqrt{3}s^2/4$ 。计算区域包括面积为 $S_p = 3\sqrt{3}b^2/4$ 的桩(桩帽)和面积为 $S_s = S - S_p$ 的桩间土。桩间土由一个边长为 $s - \sqrt{3}b$ 的三角形区域 A_{tri} 和三个长为 $s - \sqrt{3}b$ 、宽为 $b/2$ 的矩形区域 A_{stri} 组成。

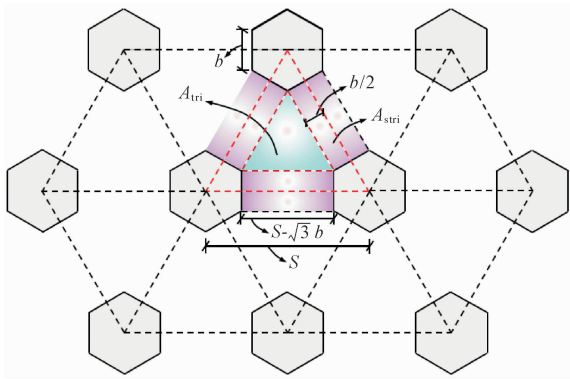


图 1 三角形布桩下桩承式路堤的平面图

1.3 改进同心拱模型的组成和荷载传递机制

计算区域中改进的同心拱模型由一个三维半球土拱和三个半圆土拱组成,如图 2 所示。其中,三维半球土拱位于边长为 L_{3D} 的三角形区域,三个半圆土拱位于长为 L_{2D} 和宽为 $b/2$ 的矩形区域 A_{stri1} ,如图 3 所示。 L_{3D} 和 L_{2D} 大小与路堤填土高度 H 有关。当 $H < s/\sqrt{3} - b$ 时, $L_{3D} = \sqrt{3}H_{g3D}$ 。当 $H \geq s/\sqrt{3} - b$ 时, $L_{3D} = s - \sqrt{3}b$ 。当 $H < s/2 - \sqrt{3}b/2$ 时, $L_{2D} = 2H$; 当 $H \geq s/2 - \sqrt{3}b/2$ 时, $L_{2D} = s - \sqrt{3}b$ 。当 $H < s/\sqrt{3} - b$ 时,区域 A_{tri} 可划分为边长为 L_{3D} 的三角形区域和面积为 S_{tri3} 的三角环 A_{tri3} 。相应地,区域 A_{stri} 可划分为矩形区域 A_{stri1} 和面积为 S_{stri2} 的矩形 A_{stri2} 。

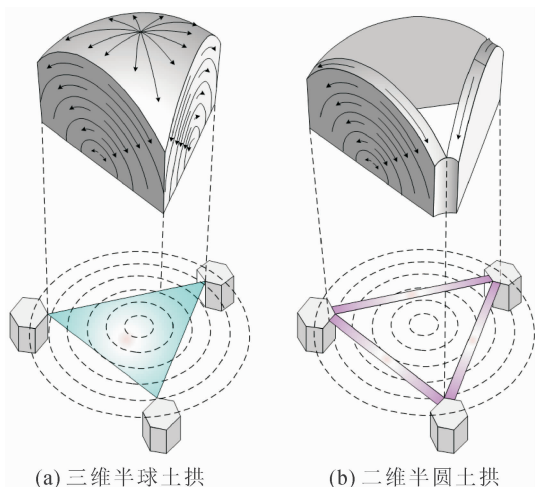


图 2 改进的同心拱模型

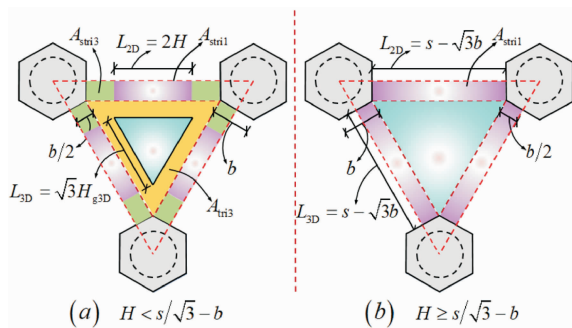


图 3 同心拱荷载传递平面图

为反映桩和土的荷载分担特性,定义桩荷载传递效率 η 为桩(桩帽)顶荷载 F_p 与计算区域总荷载 F 之比, η 表示为

$$\eta = F_p/F \quad (1)$$

式中: $F = \sqrt{3}(\gamma H + p)s^2/4$; $H = H_1 + H_2$ 为路堤填土高度,其中 H_1 和 H_2 分别为褥垫层和黏性土厚度; $\gamma(\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2)/H$ 为路堤填土加权重度,其中 γ_1 和 γ_2 分别为褥垫层和黏性土重度; p 为路面超载。

根据同心拱的荷载传递特性,计算区域总荷载 F 由桩间土荷载 F_s 和桩(桩帽)顶荷载 F_p 共同组成。据此, F_p 可表示为

$$F_p = (\gamma H + p)S - F_s \quad (2)$$

式中: F_s 包括区域 A_{tri} 上荷载 F_{tri} 和区域 A_{stri} 上荷载 F_{stri} 。

在三角形布桩方式下的桩承式加筋路堤中,加筋体通常处于小变形状态,其对荷载传递的贡献较小。相比于拉膜效应,土拱效应在黏性填土条件下更占主导地位^[16]。研究表明,忽略拉膜效应带来的误差通常控制在 5% 以内^[21-22]。这表明拉膜效应对桩荷载传递效率的影响较小。因此,为聚焦于土拱效应的机理分析,本文假设忽略拉膜效应。

1.3.1 三维半球土拱的荷载传递分析

三维半球土拱将上覆路堤荷载向下传递至边长为 L_{3D} 的三角形区域,通过三维半球土拱效应分析可确定该区域上的荷载。图 4 展示了三维半球土拱拱顶单元体受力示意图,三维半球土拱半径为 R ,其球心位于三角形区域中心处。

拱顶单元体的径向受力平衡方程为

$$\frac{d\sigma_R}{dR} + \frac{2(\sigma_R - \sigma_\theta)}{R} = -\gamma \quad (3)$$

式中: σ_R 和 σ_θ 分别为三维半球土拱的径向和切向应力。

假设三维半球土拱应力达到极限平衡状态,得到 σ_R 与 σ_θ 关系式为

$$\sigma_\theta = K_p \sigma_R + 2c \chi \sqrt{K_p} \quad (4)$$

式中: $K_p = (1 + \sin\varphi)/(1 - \sin\varphi)$ 为朗肯被动土压力系数; φ 和 c 分别为路堤填土内摩擦角和黏聚力; χ 为黏聚力修正系数^[21]。该修正系数定义为 $\chi = (\gamma H + c)/(10\gamma H)$, 该修正系数表明,黏聚力 c 对荷载传递的影响随着 H 的增大而逐渐减弱。 χ 与土体特性参数和填土高度有关。对于工程中常见的黏性土, χ 介于 0.11 至 0.15 之间。

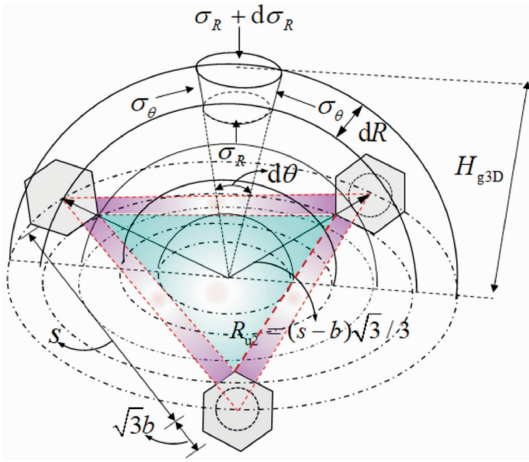


图 4 三维半球土拱拱顶单元受力示意图

将式(4)代入式(3)可得

$$\frac{d\sigma_R}{dR} + \frac{2(1 - K_p)}{R} = -\gamma + \frac{4c\chi\sqrt{K_p}}{R} \quad (5)$$

式(5)的解为

$$\sigma_R = CR^{(2K_p-2)} + \gamma R / (2K_p - 3) + K_{3D} \quad (6)$$

式中: $K_{3D} = 2c\chi\sqrt{K_p}/(1 - K_p)$; C 为未知常数且由拱顶边界条件式(7)确定。

三维半球土拱拱顶边界条件为

$$\sigma_R |_{R=H_{g3D}} = \gamma(H - H_{g3D}) \quad (7)$$

式中: H_{g3D} 为三维半球土拱最大半径。 H_{g3D} 与填土高度 H 和桩间距 s 有关。当 $H < s/\sqrt{3}$ 时, $H_{g3D} = H$; 当 $H \geq s/\sqrt{3}$ 时, $H_{g3D} = s/\sqrt{3}$ 。

将式(7)代入式(6),可得常数 C 为

$$C = H_{g3D}^{(2-2K_p)} (\gamma H - \zeta H_{g3D} - K_{3D}) \quad (8)$$

式中: $\zeta = (2K_p - 2)\gamma / (2K_p - 3)$ 。

将式(8)代入式(6)可得切向应力 σ_θ 为

$$\sigma_\theta = P_{3D} R^{(2K_p-2)} + Q_{3D} R + K_{3D} \quad (9)$$

式中: P_{3D} 和 Q_{3D} 分别为

$$P_{3D} = K_p H_{g3D}^{(2-2K_p)} (\gamma H - \zeta H_{g3D} - K_{3D}) \quad (10)$$

$$Q_{3D} = K_p \gamma / (2K_p - 3) \quad (11)$$

三维半球土拱荷载传递区域如图 5 所示,区域

A_{tri} 的总荷载为 $\sqrt{3}(\gamma H + p)s^2/4$, 该荷载向下传递的荷载为 F_{tri} 。 F_{tri} 由三部分构成:三维半球土拱传递的荷载 $F_{tri1p=0}$ 和 $F_{tri2p=0}$, 以及区域 A_{tri3} 的上覆荷载 F_{tri3p} 。其中, $F_{tri1p=0}$ 为 σ_θ 在边长为 L_{3D} 的三角形内切圆区域 A_{tri1} 上的积分; $F_{tri2p=0}$ 为 σ_θ 在边长为 L_{3D} 的三角形内切圆外的偏心圆区域 A_{tri2} 上的积分。荷载 F_{tri} 可表示为

$$F_{tri} = \alpha(F_{tri1p=0} + F_{tri2p=0}) + F_{tri3p} \quad (12)$$

式中: $\alpha = (\gamma H + p)/\gamma H$; $F_{tri3p} = (\gamma H + p)S_{tri3}$, $S_{tri3} = S_{tri1} - \sqrt{3}L_{3D}^2/4$, $S_{tri1} = \sqrt{3}(s - \sqrt{3}b)^2/4$ 。

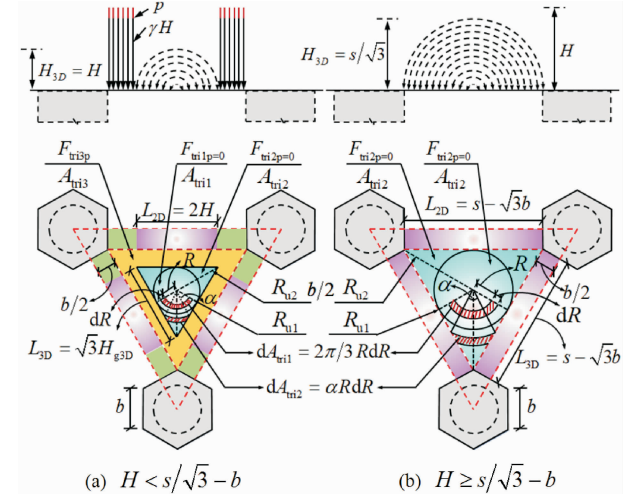


图 5 三维半球土拱荷载传递区域

将式(9)得到的 σ_θ 于内切圆区域 A_{tri1} 积分,可得 $F_{GRtri1p=0}$ 为

$$F_{tri1p=0} = \int_0^{R_{u1}} \sigma_\theta 2\pi R dR \quad (13)$$

$$= \pi P_{3D} R_{u1}^{2K_p} / K_p + 2\pi Q_{3D} R_{u1}^3 / 3 + \pi K_{3D} R_{u1}^2$$

式中: $\int_0^{R_{u1}} \sigma_\theta 2\pi R dR$ 为 σ_θ 在内切圆区域 A_{tri1} 上的积分; $2\pi R dR$ 为该区域积分微元的面积; $R_{u1} = L_{3D} / (2\sqrt{3})$ 为区域 A_{tri1} 的内切圆半径,即积分上限。

将式(9)得到的 σ_θ 于内切圆外区域 A_{tri2} 积分可得 $F_{GRtri2p=0}$ 为:

$$F_{tri2p=0} = 3 \int_{R_{u1}}^{R_{u2}} \sigma_\theta \alpha R dR \quad (14)$$

$$= 3 \int_{R_{u1}}^{R_{u2}} \alpha (P_{3D} R^{(2K_p-1)} + Q_{3D} R^2) dR$$

式中: $\alpha = 2\pi/3 - 2\cos^{-1}(R_{u1}/R)$; α 为区域 A_{tri2} 中积分微元对应的圆心角; $R_{u2} = 2R_{u1}$ 为边长为 L_{3D} 的三角形外接圆半径。

式(14)的计算可分六个部分为

$$F_{tri2p=0} = {}_1F_{tri2} + {}_2F_{tri2} + {}_3F_{tri2} + {}_4F_{tri2} + {}_5F_{tri2} + {}_6F_{tri2} \quad (15)$$

式中:

$$\begin{aligned} {}_1F_{\text{tri}2} &= 2\pi P_{3D} \int_{R_{u1}}^{R_{u2}} R^{2K_p-1} dR \\ &= \pi P_{3D} (2^{K_p} - 1) (R_{u1})^{2K_p} / K_p \end{aligned} \quad (16)$$

$${}_2F_{\text{tri}2} = 2\pi Q_{3D} \int_{R_{u1}}^{R_{u2}} R^2 dR = 14\pi Q_{3D} R_{u1}^3 / 3 \quad (17)$$

$${}_3F_{\text{tri}2} = 2\pi K_{3D} \int_{R_{u1}}^{R_{u2}} R dR = 3\pi K_{3D} R_{u1}^2 \quad (18)$$

$$\begin{aligned} {}_4F_{\text{tri}2} &= -6P_{3D} \int_{R_{u1}}^{R_{u2}} R^{2K_p-1} \arccos(R_{u1}/R) dR \\ &= \frac{P_{3D} R_{u1}^{2K_p}}{K_p} \cdot \left[\frac{-\pi}{2^{-2K_p}} + \sum_{n=0}^{\infty} \frac{C_{K_p-1}^n}{2n+1} (\sqrt{3})^{2n+3} \right] \end{aligned} \quad (19)$$

$$\begin{aligned} {}_5F_{\text{tri}2} &= -6Q_{3D} \int_{R_{u1}}^{R_{u2}} R^2 \arccos(R_{u1}/R) dR \\ &= Q_{3D} R_{u1}^3 [\ln(1+\sqrt{2}) + 2\sqrt{3} - 16\pi/3] \end{aligned} \quad (20)$$

$$\begin{aligned} {}_6F_{\text{tri}2} &= -6K_{3D} \int_{R_{u1}}^{R_{u2}} R^2 \arccos(R_{u1}/R) dR \\ &= K_{3D} R_{u1}^2 (3\sqrt{3} - 4\pi) \end{aligned} \quad (21)$$

式(19)中: $C_{K_p-1}^n = (K_p - 1)! / [n!(K_p - 1 - n)!]$ 。

区域 $A_{\text{tri}1}$ 的上覆荷载 $\sqrt{3}(\gamma H + p)L_{3D}^2/4$ 减去荷载 $F_{\text{tri}1p=0}$ 和 $F_{\text{tri}2p=0}$, 剩余荷载 F_{tra} 通过三维半球土拱向外传递至二维半圆土拱, 荷载 F_{tra} 可表示为

$$F_{\text{tra}} = (\gamma H + p) [S_{\text{tri}1} - (F_{\text{GRtri}1p=0} + F_{\text{GRtri}2p=0}) / \gamma H] \quad (22)$$

式中: 荷载 F_{tra} 均匀地分布于区域 $A_{\text{tri}3}$ 、 A_{stri} 和桩顶, 荷载 F_{tra} 在这些区域产生的等效均布荷载 p_{tra} 为

$$p_{\text{tra}} = 4F_{\text{tra}} / [\sqrt{3}(s^2 - L_{3D}^2)] \quad (23)$$

1.3.2 二维半圆土拱的荷载传递分析

二维半圆土拱将上覆均布荷载 p_{tra} 和路堤荷载传递至区域 A_{stri} , 通过二维半圆土拱效应分析可确定荷载 F_{stri} 。二维半圆土拱拱顶单元体径向受力示意图如图 6 所示。

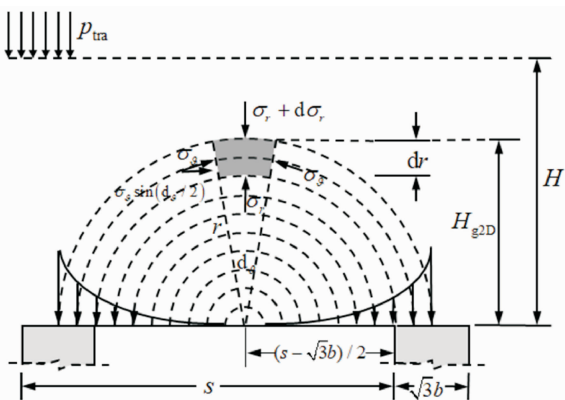


图 6 二维半圆土拱拱顶单元体受力示意图

二维半圆土拱拱顶单元体的径向平衡方程为

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = -\gamma \quad (24)$$

式中: σ_r 和 σ_θ 分别为二维半圆土拱径向和切向应力。

二维半圆土拱径向和切向应力处于极限平衡状态, 则 $\sigma_\theta = K_p \sigma_r + 2c\chi\sqrt{K_p}$, 将 σ_θ 代入式(24) 可得

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{(1 - K_p)\sigma_r}{r} = -\gamma + \frac{2c\chi\sqrt{K_p}}{r} \quad (25)$$

式(25) 的解为

$$\sigma_r = Dr^{(K_p-1)} + \gamma r / (K_p - 2) + K_{2D} \quad (26)$$

式中: $K_{2D} = K_{3D}$; D 为由二维半圆土拱的拱顶边界条件确定的未知系数。

二维半圆土拱的最大半径为 H_{g2D} (见图 7), 其大小与路堤填土高度 H 和桩间距 s 有关。当 $H < s/2$ 时, $H_{g2D} = H$; 当 $H \geq s/2$ 时, $H_{g2D} = s/2$ 。

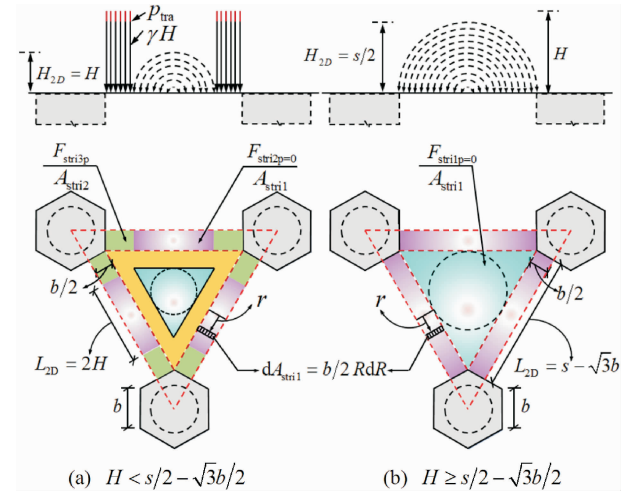


图 7 二维半圆土拱的荷载传递区域

二维半圆土拱的拱顶边界条件为

$$\sigma_r \Big|_{r=H_{g2D}} = \gamma(H - H_{g2D}) + p_{\text{tra}} \quad (27)$$

将式(27) 代入式(26), 可得未知系数 C_1 为

$$D = H_{g2D}^{(1-K_p)} (\gamma H + p_{\text{tra}} - \gamma H_{g2D} \xi - K_{2D}) \quad (28)$$

式中, $\xi = (K_p - 1) / (K_p - 2)$ 。

将式(28) 代入式(26), 并结合 $\sigma_\theta = K_p \sigma_r$ 可得

$$\sigma_\theta = P_{2D} r^{(K_p-1)} + Q_{2D} r + K_{2D} \quad (29)$$

式中: P_{2D} 和 Q_{2D} 分别为

$$P_{2D} = K_p H_{g2D}^{(1-K_p)} (\gamma H + p_{\text{tra}} - \gamma H_{g2D} \xi) \quad (30)$$

$$Q_{2D} = (\gamma K_p) / (K_p - 2) \quad (31)$$

区域 A_{stri} 上的荷载 F_{stri} 由两部分构成: 二维半圆土拱传递至区域 $A_{\text{stri}1}$ 的荷载 $\alpha F_{\text{stri}1p=0}$, 区域 $A_{\text{stri}2}$ 的荷载 $F_{\text{stri}2p=0} = (\gamma H + p_{\text{tra}}) S_{\text{stri}2}$, $S_{\text{stri}2} = (s - \sqrt{3}b -$

$L_{2D})b/2 \circ F_{\text{stri}1p=0}$ 为式(29)得到的切向应力 σ_{θ} 在矩形区域 $A_{\text{stri}1}$ 的积分。据此,传递至区域 $A_{\text{stri}1}$ 上的荷载 $F_{\text{stri}1}$ 为:

$$F_{\text{stri}1} = \alpha(F_{\text{stri}1p=0} + F_{\text{stri}2p}) \quad (32)$$

将 σ_{θ} 在区域 $A_{\text{stri}1}$ 上积分,可得 $F_{\text{stri}1p=0}$ 为

$$F_{\text{stri}1p=0} = 6 \int_0^{L_{2D}/2} \sigma_{\theta} \cdot b/2 dr \quad (33)$$

$$= 3b \left[\frac{P_{2D}}{K_p} \left(\frac{L_{2D}}{2} \right)^{K_p} + \frac{Q_{2D}L_{2D}^2}{8} + \frac{K_{2D}L_{2D}}{2} \right]$$

由式(12)和式(32)可分别确定传递至地基上的荷载 F_{tri} 和 F_{stri} ,将其代入式(2)可计算出桩顶荷载 F_p ,将 F_p 代入式(1)可得到桩荷载传递效率 η 。值得一提的是,当 $c = 0$ 时,式(1)适用于三角形布桩下桩承式无黏性填土路堤的桩荷载传递效率计算^[16]。

已有考虑填土黏聚力的土拱模型主要针对方形布桩路堤。为了与提出的方法进行对比,通常在保证桩土面积置换率 $m = S_p/S$ 相等的条件下,将三角形布桩的桩间距 s 等效为方形布桩的桩间距 $s_1 = \sqrt{3}/2s$;并基于桩帽面积相等原则,将直径为 d_c 圆形桩帽等效为宽度为 $a_1 = \sqrt{\pi}/2d_c$ 方形桩帽。再根据同心拱模型的荷载传递特性计算荷载传递效率。

2 现场实测验证

2.1 案例 1

文献[19]中的现场试验段采用正三角形布置的预应力空心薄壁管桩加固软土地基。桩径为 0.5 m,桩顶设置宽度为 $a = 1$ m 的方形桩帽。桩帽顶铺设褥垫层厚度为 0.5 m,其重度为 21 kN/m^3 。路堤填土最大高度 4.333 m,加权重度 $\gamma = 19.408 \text{ kN/m}^3$ 。其他参数为: $s = 2.4 \text{ m}$ 、 $\varphi = 30^\circ$ 、 $c = 6 \text{ kPa}$ 。本文将所提方法与实测数据及其他计算方法进行对比。

图 8 给出了本文方法与实测数据及其他计算方法的对比情况。由图 8 可知,本文计算值与实测值的变化趋势基本一致,均随无量纲填土高度的增大而增大。当填土高度较低时,本文计算值大于实测值;当填土高度较高时,本文计算结果略小于实测值。这是由于当填土高度较低时,本文方法低估了地基土的荷载分担能力。当填土高度较高时,本文方法忽略了地基中的桩土相互作用。与王亚东等^[16]提出的方法相比,本文计算结果与实测值更为接近,这是因为改进的同心拱模型揭示了黏性填土条件下同心拱的荷载传递特性。

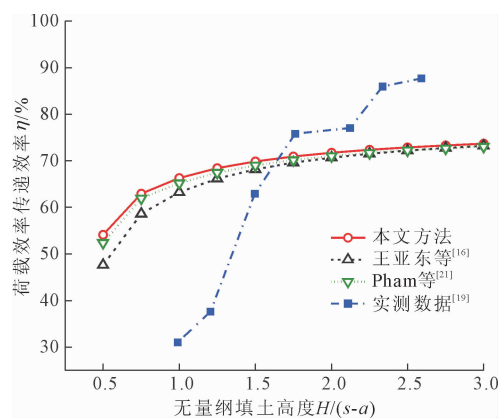


图 8 本文方法与其他方法的计算结果对比

2.2 案例 2

文献[19]中的现场试验段采用正三角形布桩的水泥搅拌桩复合地基,桩径为 0.5 m。计算参数为: $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ 、 $s = 1.7 \text{ m}$ 、 $\varphi = 35^\circ$ 、 $d_c = 0.5 \text{ m}$ 。图 9 给出了本文和其他计算方法与实测数据的对比结果。

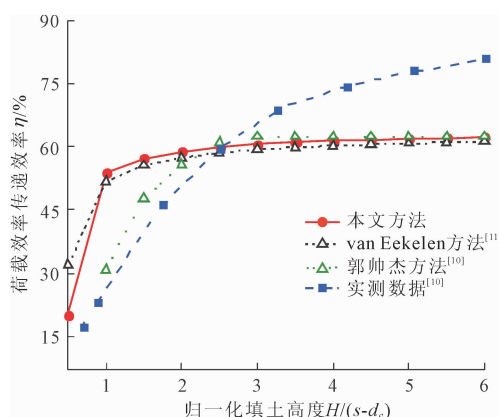


图 9 本文和其他计算方法与实测数据的计算结果对比

图 9 表明,本文方法计算结果与实测数据变化趋势相近,均随填土高度的增大而增大。当归一化填土高度 $H/(s - d_c)$ 大于 2 时,本文方法与郭帅杰方法计算结果较为接近,验证了本文方法的合理性。当归一化填土高度 $H/(s - d_c)$ 小于 1 时,本文方法计算结果较 van Eekelen 方法更接近实测值。这表明,基于桩土面积置换率等效原理,将三角形布桩参数等效为方形布桩参数并采用方形布桩的同心拱模型进行计算^[11],会低估桩荷载传递效率。相比之下,本文方法构建的适用于三角形布桩的三维同心拱荷载传递模型能更准确地揭示低填方路堤的荷载传递特性。

3 参数分析

图 10 给出了桩荷载传递效率 η 随无量纲桩间距 s/a 的变化规律。由图 10 可知,随着填土黏聚力增大,桩荷载传递效率 η 逐渐提高。这表明黏聚力的增加可提高土的抗剪强度,从而增强土拱效应,促进荷载由土体向桩顶传递。此外,随着 s/a 增大,桩荷载传递效率 η 显著降低。这是由于同心拱荷载传递区域面积增大,导致传递至桩顶的荷载比例相应减少。

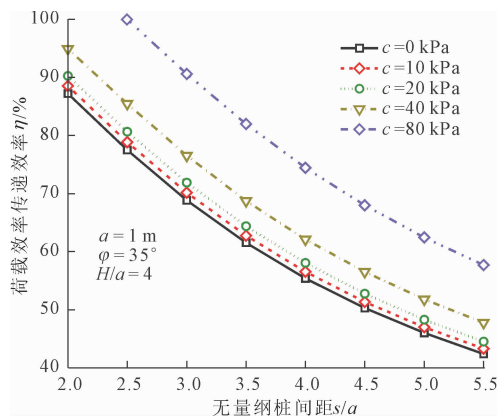


图 10 桩荷载传递效率 η 随无量纲桩间距 s/a 的变化

图 11 给出了不同填土黏聚力条件下,桩荷载传递效率 η 随桩土面积置换率 m 的变化情况。在恒定桩间距 s 条件下, η 随 m 的增大而显著提高。当黏聚力为 40 kPa 时,当 m 从 5% 增至 15% 时, η 的增量为 21.85%; 而 m 从 20% 增至 35% 时, η 增加 10.34%。可见,当桩间距 s 一定时,随着 m 值的增大, m 对土拱效应的影响逐渐减弱。当 m 较大时,黏聚力对土拱效应的影响反而比较小的 m 更明显。这主要是因为较高的桩土面积置换率下,黏聚力增大带来的剪切强度提升更能充分促进土体荷载向桩顶传递。

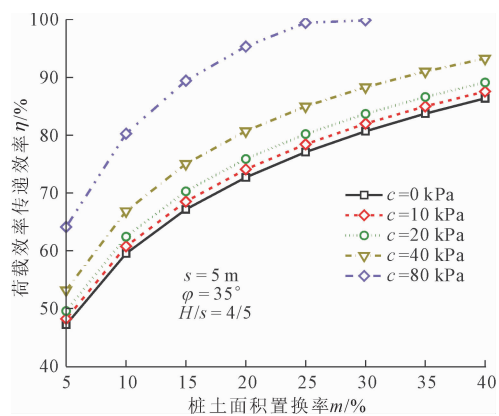


图 11 桩荷载传递效率 η 随桩土面积置换率 m 的变化

图 12 给出了不同填土内摩擦角条件下,桩荷载传递效率 η 随填土黏聚力 c 的变化。当内摩擦角 φ 在 5° 至 20° 变化时, η 随 c 变化比较敏感,而当 φ 较大时, η 随 c 的变化曲线趋于平缓。这是因为高摩擦角土本身已具备较高的抗剪强度,黏聚力对土拱效应的增益相对有限。这表明在低内摩擦角条件下,填土黏聚力的增大对桩荷载传递效率的提升更显著。

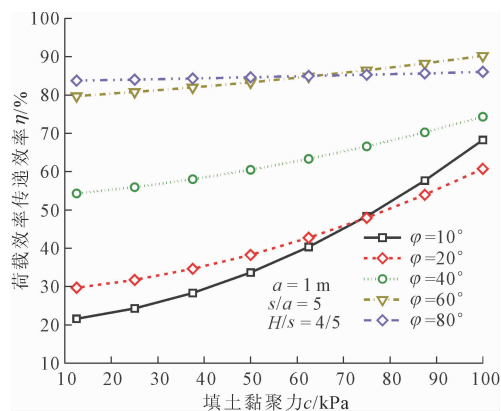


图 12 桩荷载传递效率 η 随填土黏聚力 c 的变化

图 13 给出了相同桩土面积置换率条件下,方形和三角形布桩方式下的桩荷载传递效率 η 随填土内摩擦角 φ 的变化。由图 13 可知,随着内摩擦角 φ 增大,桩荷载传递效率 η 逐渐增大且增长速率逐渐减小。可见,在相同桩土面积置换率和填土高度条件下,改进同心拱模型的计算值略大于 Pham 模型。这是由于本文模型建立了适用于三角形布桩方式的三维同心拱荷载传递模型,并严格保证了桩土面积置换率等效。研究结果表明,在相同桩土面积置换率条件下,三角形布桩相较于方形布桩展现出更优的荷载传递性能。

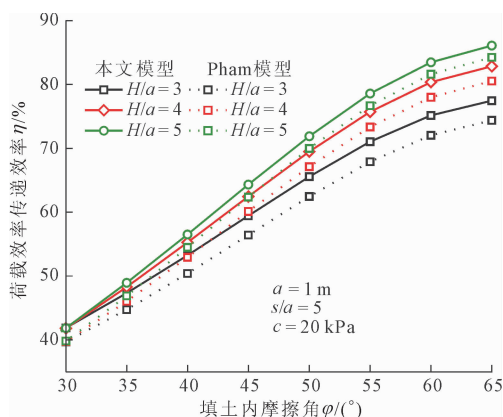


图 13 桩荷载传递效率 η 随填土内摩擦角 φ 变化

4 结 论

本文基于同心拱理论,建立了适用于三角形布桩的黏性填土路堤的同心拱荷载传递模型,并推导出桩荷载传递效率的显式计算式。通过将本文方法计算结果与实测数据进行对比,验证了所提方法的合理性。基于该模型,开展了桩土特性的参数分析,得到主要结论如下:

(1) 随路堤填土黏聚力增大,桩荷载传递效率逐渐提高。当桩土面积置换率较小且逐渐增大时,增加黏聚力对土拱效应的增益作用更明显。

(2) 当填土内摩擦角较大时,黏聚力的变化对桩荷载传递效率的影响较小。桩荷载传递效率随桩间距的增大而显著下降。

(3) 在填土高度较低条件下,桩荷载传递效率随填土高度的增大而显著提高。桩荷载传递效率随着填土内摩擦角的增大而增大且增长速率逐渐减小。

(4) 在相同的桩土面积置换率条件下,改进同心拱模型计算出的桩荷载传递效率优于将三角形布桩等效为方形布桩的同心拱模型计算结果。

值得指出的是,本文模型存在以下局限性:①未考虑褥垫层中土工格栅的拉膜效应对桩荷载传递效率的影响;②未定量分析桩土模量对土拱效应的影响,并忽视了地基中的桩土相互作用。

参考文献:

[1] 张贺,程宗亮,王磊,等. 刚性桩复合地基在垃圾土路基治理中的应用研究[J]. 水利与建筑工程学报, 2025, 23(5): 144-150.

[2] 任佳丽,龚泉,胡胜刚,等. 碎石桩红黏土复合地基承载力与变形特性分析[J]. 水利与建筑工程学报, 2023, 21(1): 160-165.

[3] 黄奕彬,陶红文,费发樱,等. 深厚软土区桩梁式路堤承载及变形特性现场试验研究[J]. 水利与建筑工程学报, 2024, 22(5): 160-167.

[4] Liu H L, Ng C W W, Fei K. Performance of a geogrid-reinforced and pile-supported highway embankment over soft clay: Case study[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, 133(12): 1483-1493.

[5] Terzaghi K. Theoretical soil mechanics [M]. New York: Wiley, 1943: 66-75.

[6] Hewlett W J, Randolph M F. Analysis of piled embankments [J]. Ground Engineering, 1988, 21(3): 12-18.

[7] 强小俊,赵有明,胡荣华. 桩网结构支承路堤土拱效应改进算法[J]. 中国铁道科学, 2009, 30(4): 7-12.

[8] 刘吉福,余烈. 复合地基黏性土路堤土拱效应分析

[J]. 地基处理, 2022, 4(2): 99-108.

[9] 刘洪凯,夏唐代. 桩承式加筋路堤三角形布桩下桩土应力分析[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2014, 45(11): 3957-3963.

[10] 郭帅杰,周亚东,宋绪国. 三角形布桩桩网复合地基桩土应力计算方法[J]. 应用基础与工程科学学报, 2024, 32(6): 1597-1609.

[11] Van Eekelen S J M, Bezuijen A, Van Tol A F. An analytical model for arching in piled embankments [J]. Geotextiles and Geomembranes, 2013, 39: 78-102.

[12] The German Geotechnical Society (DGGT) EBGeo-Recommendation for Reinforcement with Geosynthetics [S]. Germany: The German Geotechnical Society, 2010.

[13] 冯苏阳,徐日庆,俞建霖,等. 基于同心拱模型的桩承式加筋路堤简化分析方法[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2021, 51(3): 411-418.

[14] 宫跃航,李明宝,郑俊杰. 三角形布桩下桩承式加筋路堤荷载传递效率研究[J]. 岩土力学, 2021, 42(11): 3051-3058.

[15] Nguyen V D, Luo Q, Wang T F, et al. Load transfer in geosynthetic-reinforced piled embankments with a triangular arrangement of piles [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2023, 149(2): 04022131.

[16] 王亚东,陈超骏,刘小三,等. 桩承式加筋路堤三角形布桩下的荷载传递机理[J]. 长江科学院院报, 2024, 41(12): 138-146, 154.

[17] Xu C, Song S, Han J. Scaled model tests on influence factors of full geosynthetic-reinforced pile-supported embankments [J]. Geosynthetics International, 2016, 23(2): 140-153.

[18] 郑俊杰,曹文昭,董同新,等. 中低压缩性土地区桩承式加筋路堤现场试验研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(9): 1549-1555.

[19] 姜彦彬,何宁,汪璋淳,等. 加筋路堤下刚性桩复合地基若干有限元建模类型分析[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(11): 2106-2114.

[20] 郭帅杰,宋绪国,罗强,等. 基于Hewlett方法的桩网复合地基土拱效应优化算法[J]. 铁道标准设计, 2015, 59(5): 16-23.

[21] Pham T A, Wijesuriya K, Dias D. Analytical model for the design of piled embankments considering cohesive soils [J]. Geosynthetics International, 2022, 29(4): 369-388.

[22] Pham T A. Load-deformation of piled embankments considering geosynthetic membrane effect and interface friction [J]. Geosynthetics International, 2020, 27(3): 275-300.