

DOI: 10.11779/CJGE201612011

# 不平衡堆载作用下邻近结构桩的侧向受力机制

张 浩<sup>1</sup>, 石名磊<sup>2</sup>, 郭院成<sup>1</sup>, 刘维正<sup>3</sup>

(1. 郑州大学土木工程学院, 河南 郑州 450001; 2. 东南大学交通学院, 江苏 南京 210096; 3. 中南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410075)

**摘要:** 为了分析结构桩在邻近堆载作用下的受力特性, 以条状梯形分布堆载为代表, 基于布西奈斯克弹性理论解得出堆载作用下地基附加侧压力表达式, 并据此通过对局部塑性变形理论模型的改进, 推导得出桩前土体侧移作用下桩身实际附加荷载, 同时考虑土体可能发生绕桩流动的极限状态, 结合绕桩极限模型给出桩身被动荷载的合理确定方法; 在此基础上, 考虑地基土体塑性屈服和桩顶结构荷载的影响, 基于三参数 Winkler 弹性地基梁模型, 建立桩身自由段、被动受荷段和主动作用段的微分方程, 并通过桩身离散与矩阵传递法给出结构桩被动受力特性的半解析解。实测结果、文献理论解与该解答的对比分析, 验证了本文计算方法的可靠性。

**关键词:** 不平衡堆载; 被动桩; 土体侧移作用; 土压力法; 半解析解

中图分类号: TU473.1 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2016)12-2226-11

作者简介: 张 浩(1985-), 男, 博士, 讲师, 主要从事地基与基础工程方面的科研和教学。E-mail: zzuseu@126.com。

## Lateral mechanical behaviors of structural piles adjacent to imbalanced surcharge loads

ZHANG Hao<sup>1</sup>, SHI Ming-lei<sup>2</sup>, GUO Yuan-cheng<sup>1</sup>, LIU Wei-zheng<sup>3</sup>

(1. School of Civil Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450001, China; 2. School of Transportation, Southeast University,

Nanjing 210096, China; 3. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China)

**Abstract:** In order to analyze the mechanical characteristics of structural piles adjacent to surcharge, the formulation for calculating the lateral additional pressure under strip-trapezoidal surcharge is deduced based on the elastic solution of Boussinesq. Then the actual additional load in front of the structural piles due to lateral soil displacement is obtained by improving the theory of partial plastic deformation. Simultaneously, considering the ultimate state that soil horizontally slides around pile, the rational passive load of structural piles is determined based on the combination of the modified theory of partial plastic deformation with the computational model for the ultimate resistance of the piles surrounded by flow. On this basis, considering the yield of soil and the influence of structural loads on pile head, differential equations for free, passive and active regions of structural piles are established by using the tri-parameter Winkler elastic foundation beam model. By combining the pile discrete method with the matrix transfer method, a semi-analytical solution for passive mechanical behaviors of structural piles is obtained. The calculated results of the proposed solution are compared with the observed results and theoretical solutions in a reference, and its reliability is validated.

**Key words:** imbalanced surcharge load; passive pile; lateral soil displacement; pressure-based method; semi-analytical solution

## 0 引言

在桥梁、工业厂房和港口码头等工程中, 基础桩基经常遇到单侧的堆载问题。这种不平衡堆载不仅会引起桩周软土较大沉降, 导致桩身负摩阻力, 而且其引起的土体侧向位移亦会对桩身产生附加水平作用。然而, 在既有桩基设计中, 大多只考虑上部结构主体直接作用于桩身的主动荷载, 对周围土体在自重或外荷载下作用于桩身的侧向位移作用评估不足, 极易引发工程事故。如: 上海某厂房因堆载引起的屋顶坍塌事故<sup>[1]</sup>、连云港某互通因下行公路路基填筑施工引起

的跨线桥墩柱偏移事故<sup>[2]</sup>等。尤其近年来随着高速铁路、公路路网的加密, 高架桥和互通立交等工程日益增多, 必然引发邻近线路或下穿道路填筑堆载对既有或拟建桥梁桩基的不利影响, 如图 1 所示。

这种受单侧不平衡堆载影响的结构基桩属于典型的被动桩<sup>[3]</sup>。目前, 针对这种被动桩基的受力特性分析多集中于有限元整体分析<sup>[4-6]</sup>和试验观测分析<sup>[7-8]</sup>,

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(51608490); 河南省高等学校重点科研项目(16A560009)

收稿日期: 2015-07-20

然而在实际工程的方案制定和设计阶段, 这两种分析方法一般不会被工程人员所广泛采用, 此时一些简化的理论方法往往更实用。针对不平衡堆载引起的土体侧向位移对桩身作用效应的理论分析, 代表性的思路主要有土位移法<sup>[9-10]</sup>和土压力法<sup>[2, 7, 11]</sup>。前者采用桩土相对位移与土体抗力指标来综合反映土体侧移作用于桩身的被动荷载效应, 在机理上能较好地体现桩土相互作用对桩基性状的影响, 但往往需要借助大型的数值模拟或大量的现场实测来事先确定无桩时土体的侧向位移场, 而不利于其在工程中的广泛应用<sup>[12]</sup>。土压力法则是根据试验或理论分析对不同土体侧移模式下桩侧土压力进行假定, 将复杂的被动桩简化为受侧向分布荷载作用的主动桩, 进而借助既有的主动桩分析原理开展计算, 较易为工程人员所接受, 但桩侧被动土压力的合理确定成为关键<sup>[13]</sup>。目前工程中应用较为成熟的桩侧被动土压力分析方法是 Ito 等<sup>[14]</sup>提出的塑性变形理论和沈珠江<sup>[15]</sup>提出的绕桩极限阻力理论, 然而两者皆是针对支护抗滑桩, 对不平衡堆载作用下既有结构桩基的受力研究少有报道。

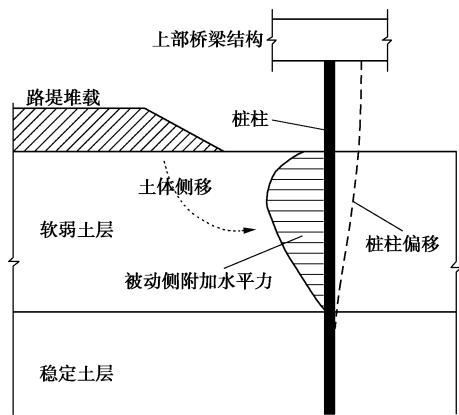


图 1 堆载对邻近结构桩的影响

Fig. 1 Impact of surcharge loads on neighboring structural pile

本文以条状梯形荷载为典型不平衡堆载代表, 首先根据弹性理论分析其附加荷载效应, 并在此基础上结合改进 Ito 塑性变形理论模型和绕桩极限阻力模型合理确定桩身被动荷载; 基于三参数非线性地基模型, 考虑桩顶结构荷载的影响, 推导建立不平衡堆载作用下结构桩的受力变形控制方程, 并通过桩身离散和矩阵系数传递法, 最终求得桩身响应的半解析解。

## 1 堆载作用下桩身被动荷载效应

### 1.1 堆载作用引起的地基侧压力计算

考虑堆载形式的一般性, 采用条状梯形分布荷载作为桩侧不平衡堆载的典型代表开展分析, 如图 2 所示。目前, 地面局部堆载引起的侧向压力常采用朗肯

土压力理论计算, 但该方法直接将地面超载沿设定角直接作用于挡土体, 未考虑地面超载的深度扩散, 且一定程度上将荷载作用点下移, 对工程设计偏于不安全, 存在不足。日本《建筑基础结构设计规范》采用了 Boussinesq 水平附加应力解的两倍作为超载侧土压力的计算, 并应用于工程设计与计算, 但其仅考虑了水平附加应力解的第一项。鉴于此, 参照地面分布荷载引起作用于挡墙上的弹性压力计算方法<sup>[16]</sup>, 条状梯形分布的不平衡堆载引起的侧压力可近似为 Boussinesq 应力解的两倍。

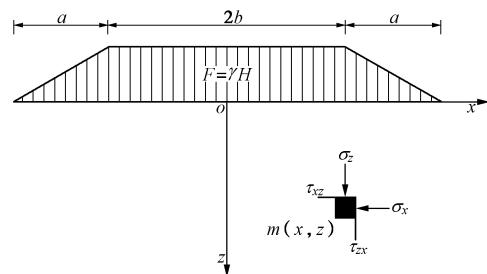


图 2 条状梯形荷载作用示意图

Fig. 2 Sketch of strip-trapezoidal load

据此, 将条状梯形分布的不平衡堆载划分为两个条状三角分布荷载和一个条状矩形分布荷载, 如图 2 所示。以基底宽度中心为原点, 设堆载顶宽为  $2b$ , 堆载坡面横向宽度为  $a$ , 则根据 Boussinesq 理论解和 Flamant 积分解, 通过应力叠加和坐标变化, 可得地基任一点  $m(x, z)$  的侧压力表达式:

$$p(z) = 2\sigma_x = \frac{2F}{\pi} \left[ \frac{x-a-b}{a} \arctan \frac{x-a-b}{z} + \frac{x+a+b}{a} \arctan \frac{x+a+b}{z} - \frac{x-b}{a} \arctan \frac{x-b}{z} - \frac{x+b}{a} \arctan \frac{x+b}{z} - \frac{z}{a} \ln \frac{(x-a-b)^2 + z^2}{(x-b)^2 + z^2} - \frac{z}{a} \ln \frac{(x+a+b)^2 + z^2}{(x+b)^2 + z^2} \right]. \quad (1)$$

式中  $p(z)$  为堆载引起的侧压力;  $\sigma_x$  为水平应力;  $F$  为堆载水平;  $F = \gamma H$ ,  $\gamma$  为材料重度,  $H$  为堆载高度。

### 1.2 考虑桩土相互作用的桩侧被动荷载

桩周围存在大面积不平衡堆载时, 地基土体 (尤其饱和软黏土) 产生侧向位移变形, 由于受到工程桩的遮拦, 其在桩身堆载侧发生土拱效应, 并通过这种桩土相互作用对桩身产生附加荷载, 即桩身被动荷载。

如图 3 所示, 考虑土体侧向位移作用于桩身的被动荷载效应, Ito 等<sup>[14]</sup>以  $AA'$  面上主动土压力为起始边界条件, 采用局部塑性理论推导桩前  $BB'$  面处侧土压力, 并以两者差值作为桩身被动极限荷载。可见, 该法中  $BB'$  上土压力是在  $AA'$  面特定极限状态下求得的, 这与其真实受荷状态有较大出入。鉴于此, 竺明

星等<sup>[17]</sup>通过对  $BB'$  面处实际土压力的考虑对其进行修正，并应用于隔离桩的计算分析，但并未考虑土体位移对桩发生绕流的极限情况，易高估桩身被动侧的荷载水平。如图 4 中塑性变形理论模型和沈珠江绕桩阻力模型的计算结果对比可以看出，当土体发生绕流时桩身被动极限荷载相对较小，这主要是因为塑性变形模型中仅考虑了桩前土体侧移对桩身的推挤作用，而忽略了土体绕流的影响。因此，与阻隔桩不同，邻近堆载结构桩被动荷载的合理确定，除考虑堆载侧土体位移真实土压力作用之外，还需结合土体发生绕桩流动的作用模式对塑性变形理论模型进行修正。

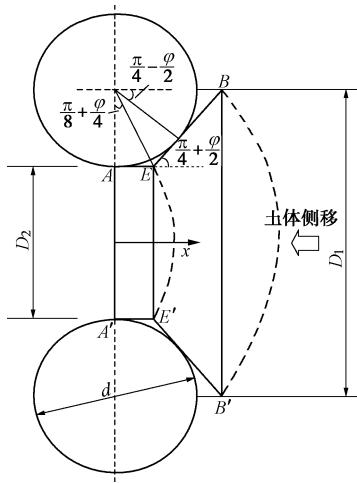


图 3 塑性变形理论模型<sup>[14]</sup>

Fig. 3 Theoretical model for plastic deformation

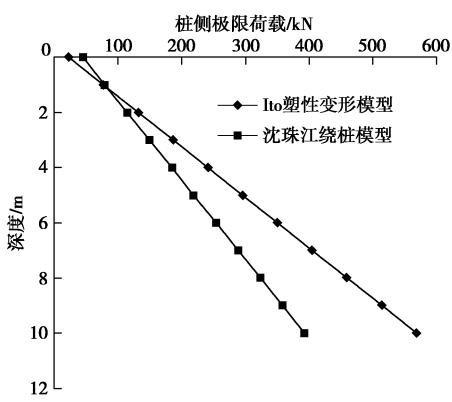


图 4 桩身被动极限荷载对比

Fig. 4 Comparison of ultimate passive loads on pile

### (1) 桩土相互作用分析

首先，基于 Ito 等<sup>[14]</sup>的塑性变形理论来考虑桩前土体位移对桩身的荷载作用。基本假定：土层侧移时沿  $AEB$  和  $A'E'B'$  发生两个滑动面， $EB$  和  $E'B'$  与  $x$  轴的夹角为  $\pi/4 + \varphi/2$ ；桩周土仅在  $AEBB'E'A'$  区为塑性，服从 Mohr-Coulomb 屈服准则，在考虑该区应力分量时，作用在  $AEB$  和  $A'E'B'$  的剪应力忽略不计，如

图 3 所示。

设堆载引起的  $BB'$  面上的侧压力为  $p(z)$ ，则在堆载作用下  $BB'$  面上总的侧土压力  $P_{BB'}(z)$  为

$$P_{BB'}(z) = p(z) + K_0 \gamma z \quad , \quad (2)$$

式中， $p(z)$  为由式 (1) 计算得出的侧向附加应力， $K_0$  为静止土压力系数， $K_0 \approx 1 - \sin \varphi$ ， $z$  为计算点深度。

分别取  $AA'E'E$  区域和  $EE'B'B$  区域内微单元进行分析，如图 5 所示。根据微单元  $x$  方向上的静力平衡条件，可分别得出  $AA'E'E$  区域和  $EE'B'B$  区域的受力微分方程。其中， $AA'E'E$  区域：

$$D_2 d\sigma_x = 2(\sigma_n \tan \varphi + c) dx \quad , \quad (3)$$

$EE'B'B$  区域：

$$[\sigma_n + (\sigma_n \tan \varphi + c) N_\varphi^{-1/2} - \sigma_x] dD - D d\sigma_x = 0 \quad , \quad (4)$$

式中， $\sigma_n = \sigma_x N_\varphi + 2c N_\varphi^{1/2}$ ， $N_\varphi = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$ ， $dD = 2dx N_\varphi^{1/2}$ ， $c$ ， $\varphi$  为土体黏聚力、内摩擦角。

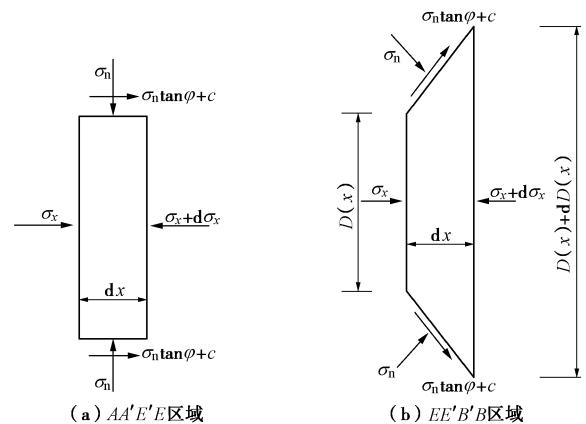


图 5 塑性区微单元受力示意图

Fig. 5 Schematic diagram of small element in plastic region

据此，求解式 (3)、(4) 可得

$$\sigma_{1x} = \frac{C_1 \exp(2x N_\varphi \tan \varphi / D_2) - c(2N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + 1)}{N_\varphi \tan \varphi} \quad (5)$$

$$\left( 0 \leq x \leq \frac{D_1 - D_2}{2} \tan \left( \frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right) \quad ,$$

$$\sigma_{2D} = \frac{(C_2 D)^{N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1} - c(2 \tan \varphi + 2N_\varphi^{1/2} + N_\varphi^{-1/2})}{N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1} \quad (D_2 \leq D \leq D_1) \quad , \quad (6)$$

式中， $\sigma_{1x}$  为  $AA'E'E$  区  $x$  处应力， $\sigma_{2D}$  为  $EE'B'B$  区  $x$  处应力， $C_1$ ， $C_2$  常系数， $D_1$ ， $D_2$  为桩心距和桩间净距。

以  $BB'$  面为初始边界条件，将式 (2) 代入式 (6) 可得

$$\sigma_{2D} = \frac{1}{G_1} \left\{ \left( \frac{D}{D_1} \right)^{G_1} [P_{BB'}(z) \cdot G_1 + c \cdot G_2] - c \cdot G_2 \right\} \quad , \quad (7)$$

式中， $G_1 = N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1$ ， $G_2 = 2 \tan \varphi + 2N_\varphi^{1/2} + N_\varphi^{-1/2}$ 。

由塑性区  $EE'$  面的应力连续条件可知, 当  $D = D_2$  时  $\sigma_{2D}$  的取值等于  $x = \frac{D_1 - D_2}{2} \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4}\right)$  时  $\sigma_{1x}$  的取值, 将其作为边界条件代入式(5)可得

$$\sigma_{1x} = \frac{\exp(2xN_\varphi \tan\varphi / D_2)}{N_\varphi \tan\varphi} \cdot \left\{ \frac{c(1+2N_\varphi^{1/2} \tan\varphi)}{\exp[(D_1 - D_2)G_3 / D_2]} + \frac{[(D_2/D_1)^{G_1} (P_{BB'}(z) \cdot G_1 + c \cdot G_2) - c \cdot G_2]}{G_1 \exp[(D_1 - D_2)G_3 / D_2]} \right\} - \frac{c(1+2N_\varphi^{1/2} \tan\varphi)}{N_\varphi \tan\varphi}, \quad (8)$$

式中,  $G_3 = N_\varphi \tan\varphi \tan(\pi/8 + \varphi/4)$ 。

由式(8)可得桩轴线上  $AA'$  面处的侧应力:

$$P_{AA'}(z) = \sigma_{1x}|_{x=0} = \frac{1}{N_\varphi \tan\varphi} \cdot \left\{ \frac{c(1+2N_\varphi^{1/2} \tan\varphi)}{\exp[(D_1 - D_2)G_3 / D_2]} + \frac{[(D_2/D_1)^{G_1} (P_{BB'}(z) \cdot G_1 + c \cdot G_2) - c \cdot G_2]}{G_1 \exp[(D_1 - D_2)G_3 / D_2]} \right\} - \frac{c(1+2N_\varphi^{1/2} \tan\varphi)}{N_\varphi \tan\varphi}. \quad (9)$$

(2) 土体极限绕流作用与桩身被动荷载的确定  
由式(9)可知, 随着土体侧移推挤力的增大,  $AA'$  面处的侧向应力不断增加, 当其达到极限状态时, 则土体发生绕桩塑性流动, 如图6所示。

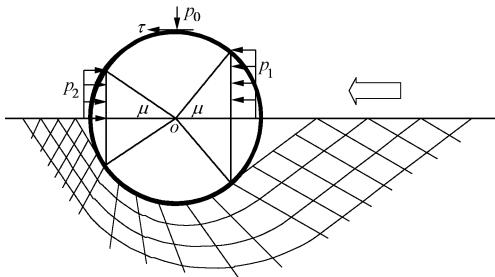


图6 土体绕桩极限作用模型

Fig. 6 Limit model for horizontal sliding of soil around pile

据此, 基于极限平衡理论<sup>[15]</sup>可得出土体发生绕桩时的桩身极限阻力:

$$P_u(z) = (\gamma z + c \cdot c \tan\varphi) d \cdot \frac{(1 - \sin\varphi) \exp(\pi \tan\varphi / 2)}{4 \tan^2 \varphi + 1} \cdot \left\{ \exp(\pi \tan\varphi) \cdot \left[ 3 \tan\varphi \cos\mu + (2 \tan^2 \varphi - 1) \sin\mu + \frac{4 \tan^2 \varphi + 1}{1 - \sin\varphi} \sin\mu \right] + \left[ 3 \tan\varphi \sin\mu - (2 \tan^2 \varphi - 1) \cos\mu - \frac{4 \tan^2 \varphi + 1}{1 - \sin\varphi} \cos\mu \right] \right\}, \quad (10)$$

式中,  $\mu = \pi/4 + \varphi/2$ ,  $d$  为桩径, 其它参数同上。

综合上述, 桩前  $BB'$  边界处的应力水平取决于堆载的荷载水平, 而桩间  $AA'$  面处的应力水平则决定了桩周土体塑性区的开展情况。鉴于  $AA'$  面后(桩后)土体发生绕流的门槛应力和绕流开展情况较难判

定, 为便于分析不妨假定静止土压力作为桩间土体受力平衡压力, 即当  $AA'$  面处压力小于等于静止土压力时, 土体侧移作用仅限于桩前的局部塑性区域开展, 而当  $AA'$  面处土压力大于静止土压力时, 土体侧移已经开始推挤桩后土体发生塑性流动, 此时近似认为桩后土体绕桩塑流。此假定由于未考虑桩后土体位移对  $AA'$  面应力影响, 一定程度上会高估土体发生绕流的门槛应力, 由此计算得出的被动极限荷载将略高(如图4所示), 将其应用于桩身计算则可能高估桩身内力与变形, 而略偏保守。据此, 考虑桩土相互作用的桩身被动荷载可由以下步骤计算得出:

a) 由式(2)计算得出堆载作用下邻近桩基  $BB'$  面处侧压力  $P_{BB'}(z)$ , 并根据式(9)计算得出  $AA'$  面的应力  $P_{AA'}(z)$ 。

b) 当  $P_{AA'}(z) \leq K_0 \gamma z$  时, 令  $\sigma_{1x} = K_0 \gamma z$  代入式(8)解得  $x = x_s$ , 并判断  $x_s$  是否在区间  $AA'E'E$  内: 如果在, 则此时桩身被动受荷为

$$P(z) = P_{BB'}(z) D_1 - \sigma_{1x}|_{x=x_s} D_2; \quad (11)$$

如果不在, 令  $\sigma_{2D} = K_0 \gamma z$  并代入式(7)解得  $D = D_s$ , 此时桩身被动受荷为

$$P(z) = P_{BB'}(z) D_1 - \sigma_{2D}|_{D=D_s} D_s. \quad (12)$$

c) 当  $P_{AA'}(z) > K_0 \gamma z$  时, 土体发生绕桩塑流, 此时桩身被动荷载为极限荷载, 可由式(10)求得。

## 2 桩身受力响应计算

### 2.1 微分控制方程的建立

不平衡堆载作用下, 邻近桩基往往同时具备被动受荷桩和主动受荷桩的工作性能, 如图7(a)所示路堤堆载作用下的邻近桥梁桩基。堆载作用下地基浅部土层偏应力相对较大, 土层相对基桩的侧向位移较大, 对桩身产生被动附加荷载作用; 而随着深度的增加, 堆载偏应力逐渐降低, 同时侧移土层底面稳定土约束效应与桩身刚度效应的综合作用, 使得桩土相对位移趋于零; 此外, 受上部土体侧移推挤作用, 在该处下部一定范围内, 桩身侧移大于土体侧移, 即桩对周围土体发生挤压作用, 表现出主动受荷桩的特点。

考虑到解的通用性, 采用如图7(b)所示计算模型对该类被动桩受力响应进行分析。即将结构基桩划分为: 受侧向荷载作用的自由段  $l_0$ 、受土体侧向位移作用的被动段  $h_1$  和桩身挠曲变形的主动段  $h_2$ 。其中, 桩顶轴力、剪力和弯矩分别为  $N_0$ 、 $V_{c0}$  和  $M_{c0}$ ; 考虑桩身轴力影响, 假定桩身自重、桩侧摩阻力随深度线性变化, 即  $N(z) = N_0 + \eta z$ ,  $\eta$  为轴力增长系数, 地面以上取  $\eta = \eta_c = A_p \gamma_G$ , 地面以下取  $\eta = \eta_s = A_p \gamma_G - q_s U/2$ <sup>[18]</sup>, 其中  $A_p \gamma_G$  为自重,  $q_s U/2$  为桩侧摩阻力。桩自由段假

定受线性分布荷载  $p_0(z) = \xi + \zeta z$ ,  $\xi$  和  $\zeta$  为荷载分布系数。桩被动段侧向受荷  $P(z)$  则根据情况由式(10)~

(12) 计算求得, 其中当  $P(z)=P_u(z)$  时, 即土体发生绕流, 桩后土体抗力不计。桩主动侧土体离散为一系列独立弹簧, 且单位桩长的土体抗力与水平位移关系符合理想弹塑性关系, 并采用三参数地基反力模型, 即

$$\left. \begin{array}{l} k_u(z) = m(z_0 + z)^n, \\ k_d(z) = m(z_0 + h_1 + z)^n, \end{array} \right\} \quad (13)$$

式中,  $k_u(z)$ ,  $k_d(z)$  为被动段和主动段地基抗力系数,  $m$  为地基比例系数,  $z_0$  为地面当量深度,  $n$  为指数。

考虑地基的塑性屈服, 土体屈服位移取为<sup>[19]</sup>

$$\left. \begin{array}{l} \text{黏土: } y_* = 20\varepsilon_c d, \\ \text{砂土: } y_* = 3d/80, \end{array} \right\} \quad (14)$$

式中,  $\varepsilon_c$  为应变, 一般取 0.005~0.02, 对于脆性黏土和灵敏黏土可取 0.005, 对于欠固结土和重塑土可取 0.02, 其它类型黏土可取 0.01。

如图 7 (b) 所示, 以自由段、被动段和主动段分别建立坐标系, 可得相应微分控制方程:

$$EI \frac{d^4 y_c}{dz_c^4} + N(z_c) \frac{d^2 y_c}{dz_c^2} + \eta_c \frac{dy_c}{dz_c} = p_0(z), \quad (15)$$

$$EI \frac{d^4 y_u}{dz_u^4} + N(z_u) \frac{d^2 y_u}{dz_u^2} + \eta_s \frac{dy_u}{dz_u} + m(z_0 + z_u)^n y_u = P(z_u), \quad (16)$$

$$EI \frac{d^4 y_d}{dz_d^4} + N(z_d) \frac{d^2 y_d}{dz_d^2} + \eta_s \frac{dy_d}{dz_d} + m(z_0 + h_1 + z_d)^n = 0, \quad (17)$$

式中,  $EI$  为桩身抗弯刚度。

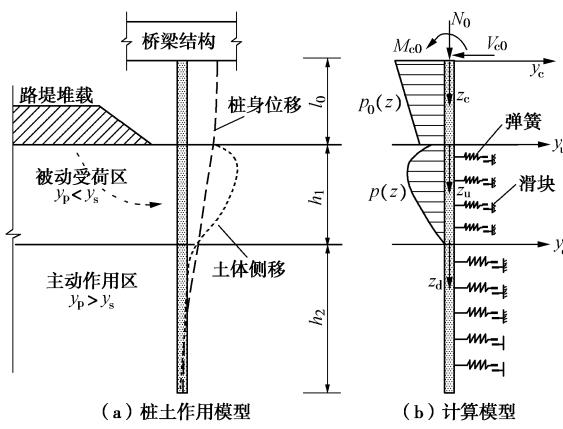


图 7 被动桩受荷计算模型

Fig. 7 Computational model for passive pile

其中, 当被动段土体发生侧向塑流时, 桩后土体抗力不计, 则式(16)退化为自由段方程形式。可以看出, 自由段桩身响应控制方程相对简单, 可采用常规方法求解, 但被动段和主动段则无法采用常规方法求解。因此, 考虑解答形式统一性, 通过对桩身的离

散, 可采用矩阵传递法对三桩段统一求解。

## 2.2 自由桩段受力变形求解

如图 8 所示, 对桩身自由段进行离散, 等分为  $N_c$  份, 每段长  $l=l_0/N_c$ , 取任一段  $i$  并在其上建立独立坐标系进行分析, 将每段轴力假定为常数, 即

$$N_{ci} = N_0 + \eta_c (2i-1)l/2. \quad (18)$$

由式(15)可将自由区第  $i$  桩段控制方程转化为

$$\frac{d^4 y_{ci}}{dz_{ci}^4} + \lambda_c^2 \frac{d^2 y_{ci}}{dz_{ci}^2} = \bar{a} + \bar{b} z_{ci}, \quad (19)$$

式中,  $\lambda_c^2 = N_{ci}/EI$ ,  $\bar{a} = \xi_i/EI$ ,  $\bar{b} = \zeta_i/EI$ ,  $\xi_i$ ,  $\zeta_i$  分别为第  $i$  微段分布荷载系数。

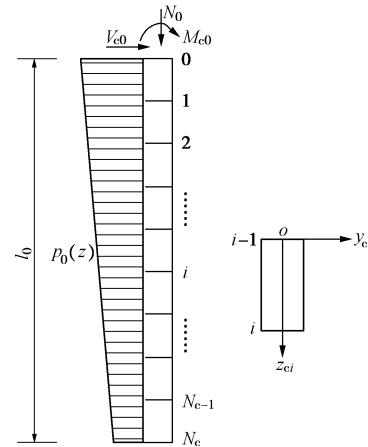


图 8 自由段离散示意图

Fig. 8 Schematic diagram of discretization for free region

进而, 对该微分方程求解可得

$$\left. \begin{array}{l} y_{ci} = C_{o1} + C_{o2} z_{ci} + C_{o3} \cos \lambda_c z_{ci} + C_{o4} \sin \lambda_c z_{ci} + \\ \frac{\bar{b}}{6\lambda_c^2} z_{ci}^3 + \frac{\bar{a}}{2\lambda_c^2} z_{ci}^2, \end{array} \right\} \quad (20)$$

式中,  $y_{ci}$  为第  $i$  段任意位置  $z_{ci}$  处的桩身挠曲,  $C_{o1}$ ,  $C_{o2}$ ,  $C_{o3}$ ,  $C_{o4}$  为常系数。

设  $z_{ci}$  处桩身转角为  $\varphi_{ci}$ 、弯矩为  $M_{ci}$ 、剪力为  $V_{ci}$ , 由材料力学基本理论, 有

$$\left. \begin{array}{l} \varphi_{ci} = \frac{dy_{ci}}{dz_{ci}}, \\ M_{ci} = \frac{d^2 y_{ci}}{dz_{ci}^2}, \\ \frac{V_{ci}}{EI} = \frac{dM_{ci}}{dz_{ci}} + \lambda_c^2 \frac{dy_{ci}}{dz_{ci}}. \end{array} \right\} \quad (21)$$

设第  $i$  段顶端 ( $z_{ci}=0$ ) 响应参数为  $y_{ci0}$ ,  $\varphi_{ci0}$ ,  $M_{ci0}$  和  $V_{ci0}$ , 联合式(20)、(21)可求出常系数  $C_{o1}$ ,  $C_{o2}$ ,  $C_{o3}$ ,  $C_{o4}$ ; 进而将其回代入式(20)、(21)可得

$$U_{ci}(l) = S_{ci}(l) \cdot U_{ci0}. \quad (22)$$

式中  $U_{ci}(l) = [y_{cil}, \varphi_{cil}, M_{cil}, V_{cil}, 1]^T$ , 其中  $y_{cil}$ ,  $\varphi_{cil}$ ,  $M_{cil}$ ,  $V_{cil}$  为第  $i$  段底部 ( $z_{ci}=l$ ) 的水平位移、转角、

弯矩和剪力;  $\mathbf{U}_{ci0} = [y_{ci0}, \varphi_{ci0}, M_{ci0}, V_{ci0}, 1]^T$ ,  $y_{ci0}$ ,  $\varphi_{ci0}$ ,  $M_{ci0}$ ,  $V_{ci0}$  不仅为第  $i$  段顶部的水平位移、转角、弯矩和剪力, 还是第  $i-1$  段底部的水平位移、转角、弯矩和剪力, 即  $\mathbf{U}_{c(i-1)}(l)$ ;  $\mathbf{S}_{ci}(l)$  为第  $i$  微段的系数矩阵,

$$\mathbf{S}_{ci}(l) = \begin{bmatrix} A_{cl}(l) & \frac{B_{cl}(l)}{\lambda_c} & \frac{C_{cl}(l)}{\lambda_c^2 EI} & \frac{D_{cl}(l)}{\lambda_c^3 EI} & E_{cl}(l) \\ \lambda_c A_{c2}(l) & B_{c2}(l) & \frac{C_{c2}(l)}{\lambda_c EI} & \frac{D_{c2}(l)}{\lambda_c^2 EI} & \lambda_c E_{c2}(l) \\ \lambda_c^2 EI A_{c3}(l) & \lambda_c EI B_{c3}(l) & C_{c3}(l) & \frac{D_{c3}(l)}{\lambda_c} & \lambda_c^2 EI E_{c3}(l) \\ \lambda_c^3 EI A_{c4}(l) & \lambda_c^2 EI B_{c4}(l) & \lambda_c C_{c4}(l) & D_{c4}(l) & \lambda_c^3 EI E_{c4}(l) \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix},$$

式中,  $A_{cj}$ 、 $B_{cj}$ 、 $C_{cj}$ 、 $D_{cj}$ 、 $E_{cj}$  ( $j=1 \sim 4$ ) 为 20 个无量纲系数, 是微段换算长度  $\lambda_c l$  的函数。

考虑各微段变形受力连续性, 由式 (22) 可得

$$\mathbf{U}_{ci}(l) = \mathbf{S}_{ci}(l) \cdot \mathbf{U}_{c(i-1)}(l) \quad \text{。} \quad (23)$$

进而, 可得自由桩段受力响应的矩阵传递方程:

$$\mathbf{U}_{cN_c}(l) = \mathbf{S}_{cN_c}(l) \cdots \mathbf{S}_{c2}(l) \mathbf{S}_{c1}(l) \cdot \mathbf{U}_{c0} = \mathbf{S}_c \cdot \mathbf{U}_{c0}, \quad (24)$$

式中,  $\mathbf{S}_c$  为桩身自由段总的传递系数矩阵,  $\mathbf{U}_{c0} = [y_{c0}, \varphi_{c0}, M_{c0}, V_{c0}, 1]^T$ , 为桩顶处的受力变形参量矩阵,

$$\mathbf{U}_{cN_c}(l) = [y_{cN_c}, \varphi_{cN_c}, M_{cN_c}, V_{cN_c}, 1]^T, \quad \text{为自由段和被动段交界面处的受力变形参量矩阵。}$$

### 2.3 被动桩段受力变形求解

如图9所示, 将桩身被动受荷段分为  $N_u$  份, 每段长度  $h_u = h_l / N_u$ ; 取任一段  $i$  并建立独立坐标系进行分析, 每段轴力假定为常数, 取每段上下面轴力平均值, 即

$$N_{ui} = N_0 + \eta_s l_0 + \eta_s (2i-1)h_u / 2 \quad \text{。} \quad (25)$$

假定第  $i$  微段被动受荷应力  $p_{ui}$  为常数, 取为上下节点处的平均值, 即

$$p_{ui} = [p(ih_u - h_u) + p(ih_u)] / 2 \quad \text{。} \quad (26)$$

假定第  $i$  微段地基抗力系数为常数, 由中值定理:

$$k_{ui} = \int_{(i-1)h_u}^{ih_u} m(z_0 + z_u)^n dz_u / h_u \\ = \frac{m[z_0 + ih_u]^{n+1} - m[z_0 + (i-1)h_u]^{n+1}}{(n+1)h_u} \quad \text{。} \quad (27)$$

由式 (16) 可将被动区第  $i$  微段控制方程转化为

$$\frac{d^4 y_{ui}}{dz_{ui}^4} + \lambda_{ui}^2 \frac{d^2 y_{ui}}{dz_{ui}^2} + \alpha_{ui}^4 y_{ui} = t, \quad (28)$$

式中,  $\lambda_{ui}^2 = N_{ui} / EI$ ,  $\alpha_{ui}^4 = k_{ui} b_1 / EI$ ,  $t = p_{ui} / EI$ ,  $b_1$  桩身计算宽度。

进而, 对该微分方程求解可得:

当  $\lambda_{ui}^4 \geq 4\alpha_{ui}^4$  (即  $N_{ui} \geq 2\sqrt{EI k_{ui} b_1}$ ) 时,

$$y_{ui} = C_{o1} \cos \omega_{li} \lambda_{ui} z_{ui} + C_{o2} \sin \omega_{li} \lambda_{ui} z_{ui} + C_{o3} \cos \omega_{2i} \lambda_{ui} z_{ui} + C_{o4} \sin \omega_{2i} \lambda_{ui} z_{ui} + t / \alpha_{ui}^4 \quad ; \quad (29)$$

当  $\lambda_{ui}^4 < 4\alpha_{ui}^4$  (即  $N_{ui} < 2\sqrt{EI k_{ui} b_1}$ ) 时,

$$y_{ui} = C_{o1} e^{\omega_{3i} \lambda_{ui} z_{ui}} \cos \omega_{4i} \lambda_{ui} z_{ui} + C_{o2} e^{\omega_{3i} \lambda_{ui} z_{ui}} \sin \omega_{4i} \lambda_{ui} z_{ui} + C_{o3} e^{-\omega_{3i} \lambda_{ui} z_{ui}} \cos \omega_{4i} \lambda_{ui} z_{ui} - C_{o4} e^{-\omega_{3i} \lambda_{ui} z_{ui}} \sin \omega_{4i} \lambda_{ui} z_{ui} + t / \alpha_{ui}^4 \quad (30)$$

式中  $y_{ui}$  为深度  $z_{ui}$  处桩身挠曲变形;  $C_{o1}$ ,  $C_{o2}$ ,  $C_{o3}$ ,

$$C_{o4}$$
 为求解方程常系数;  $\omega_{li} = \sqrt{\frac{1 - \sqrt{1 - 4(\alpha_{ui} / \lambda_{ui})^4}}{2}}$ ,  $\omega_{2i} = \sqrt{\frac{1 + \sqrt{1 - 4(\alpha_{ui} / \lambda_{ui})^4}}{2}}$ ;  $\omega_{3i} = \sqrt{\frac{2(\alpha_{ui} / \lambda_{ui})^2 - 1}{2}}$ ;  $\omega_{4i} = \sqrt{\frac{2(\alpha_{ui} / \lambda_{ui})^2 + 1}{2}}$ 。

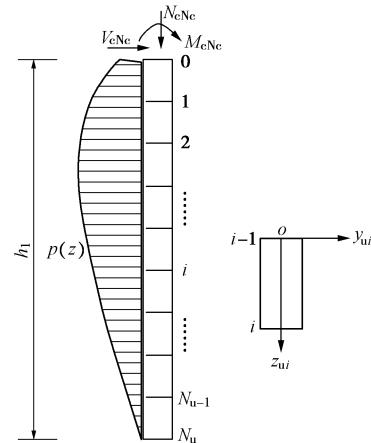


图9 被动段离散示意图

Fig. 9 Schematic diagram of discretization for passive region

与自由段推导方法相同, 可得  $i$  微段矩阵方程:

$$\mathbf{U}_{ui}(h_u) = \mathbf{S}_u(h_u) \cdot \mathbf{U}_{ui0} \quad \text{,} \quad (31)$$

式中,  $\mathbf{U}_{ui}(h_u) = [y_{ui}, \varphi_{ui}, M_{ui}, V_{ui}, 1]^T$ ,  $y_{ui}$ ,  $\varphi_{ui}$ ,  $M_{ui}$ ,  $V_{ui}$  为第  $i$  段底部 ( $z_{ui} = h_u$ ) 的水平位移、转角、弯矩和剪力;  $\mathbf{U}_{ui0} = [y_{ui0}, \varphi_{ui0}, M_{ui0}, V_{ui0}, 1]^T$ ,  $y_{ui0}$ ,  $\varphi_{ui0}$ ,  $M_{ui0}$ ,  $V_{ui0}$  不仅为第  $i$  段顶部的水平位移、转角、弯矩和剪力, 还是第  $i-1$  段底部的水平位移、转角、弯矩和剪力, 即  $\mathbf{U}_{u(i-1)}(h_u)$ ;  $\mathbf{S}_u(h_u)$  为第  $i$  段的系数矩阵,

$$\mathbf{S}_u(h_u) = \begin{bmatrix} A_{ul}(h_u) & \frac{B_{ul}(h_u)}{\lambda_{ui}} & \frac{C_{ul}(h_u)}{\lambda_{ui}^2 EI} & \frac{D_{ul}(h_u)}{\lambda_{ui}^3 EI} & E_{ul}(h_u) \\ \lambda_{ui} A_{u2}(h_u) & B_{u2}(h_u) & \frac{C_{u2}(h_u)}{\lambda_{ui} EI} & \frac{D_{u2}(h_u)}{\lambda_{ui}^2 EI} & \lambda_{ui} E_{u2}(h_u) \\ \lambda_{ui}^2 EI A_{u3}(h_u) & \lambda_{ui} EI B_{u3}(h_u) & C_{u3}(h_u) & \frac{D_{u3}(h_u)}{\lambda_{ui}} & \lambda_{ui}^2 EI E_{u3}(h_u) \\ \lambda_{ui}^3 EI A_{u4}(h_u) & \lambda_{ui}^2 EI B_{u4}(h_u) & \lambda_{ui} C_{u4}(h_u) & D_{u4}(h_u) & \lambda_{ui}^3 EI E_{u4}(h_u) \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix},$$

其中,  $A_{uj}$ ,  $B_{uj}$ ,  $C_{uj}$ ,  $D_{uj}$ ,  $E_{uj}$  ( $j=1 \sim 4$ ) 为 20 个无量纲系数, 是微段换算长度  $\lambda_{ui} h_u$  的函数。

考虑各微段变形受力连续性, 由式 (31) 可得

$$\mathbf{U}_{ui}(h_u) = \mathbf{S}_u(h_u) \cdot \mathbf{U}_{u(i-1)}(h_u) \quad \text{。} \quad (32)$$

进而, 可得被动桩段受力响应的矩阵传递方程:

$$\mathbf{U}_{uN_u}(h_u) = \mathbf{S}_{uN_u}(h_u) \cdots \mathbf{S}_{u2}(h_u) \mathbf{S}_{u1}(h_u) \cdot \mathbf{U}_{u0} = \mathbf{S}_u \cdot \mathbf{U}_{u0}, \quad (33)$$

式中,  $\mathbf{S}_u$  为桩身被动段总的系数传递矩阵,  $\mathbf{U}_{u0} = [y_{cN_c}, \varphi_{cN_c}, M_{cN_c}, V_{cN_c}, 1]^T$ , 为自由段和被动段交界面处的受力变形参量矩阵,  $\mathbf{U}_{uN_u}(h_u) = [y_{uN_u}, \varphi_{uN_u}, M_{uN_u}, V_{uN_u}, 1]^T$ , 为被动段和主动段交界面处的受力变形参量矩阵。

在上述计算过程中, 考虑地基土体的塑性屈服, 由式(14)当桩身挠曲变形  $y_{u0} \geq y_*$  时, 令  $y_{u0} = y_*$  并代入式(28)可得桩后土体塑性屈服时桩段控制方程:

$$\frac{d^4 y_{u0}}{dz_{u0}^4} + \lambda_{u0}^2 \frac{d^2 y_{u0}}{dz_{u0}^2} + \alpha_{u0}^4 y_* = t。 \quad (34)$$

该方程与上述桩身自由段控制方程形式相同, 求解方法也相同, 不再赘述。

## 2.4 主动桩段受力变形求解

如图10所示, 将桩身主动作用段分为  $N_d$  份, 每段长度  $h_d = h_2/N_d$ ; 取任意一段  $i$  并在其上建立独立坐标系进行分析, 每段轴力假定为常数, 并取为每段桩身的上下面的轴力平均值, 即

$$N_{di} = N_0 + \eta_c l_0 + \eta_s h_i + \eta_s (2i-1)h_d/2。 \quad (35)$$

假定第  $i$  微段地基抗力系数为常数, 由中值定理:

$$k_{di} = \int_{(i-1)h_d}^{ih_d} m(z_0 + h_i + z_d)^n dz_d / h_d \\ = \frac{m[z_0 + h_i + ih_d]^{n+1} - m[z_0 + h_i + (i-1)h_d]^{n+1}}{(n+1)h_d}。 \quad (36)$$

由式(17)可将主动区第  $i$  微段控制方程转化为:

$$\frac{d^4 y_{di}}{dz_{di}^4} + \lambda_{di}^2 \frac{d^2 y_{di}}{dz_{di}^2} + \alpha_{di}^4 y_{di} = 0, \quad (37)$$

式中,  $\lambda_{di}^2 = N_{di} / EI$ ,  $\alpha_{di}^4 = k_{di} b_i / EI$ 。

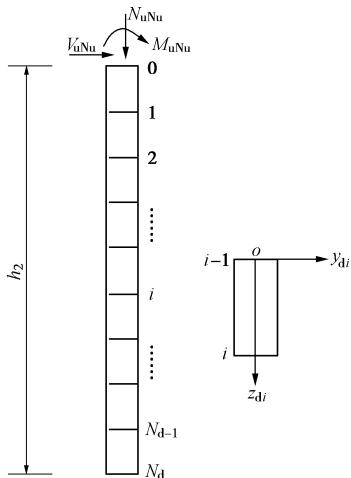


图 10 主动段离散示意图

Fig. 10 Schematic diagram of discretization for active region

由于实际工况中一般  $N_{di} < 2\sqrt{EI k_{di} b_i}$ <sup>[17]</sup>, 故可推导得出方程(37)的通解:

$$y_{di} = C_{o1} e^{\omega_3 \lambda_{di} z_{di}} \cos \omega_{4i} \lambda_{di} z_{di} + C_{o2} e^{\omega_3 \lambda_{di} z_{di}} \sin \omega_{4i} \lambda_{di} z_{di} + C_{o3} e^{-\omega_3 \lambda_{di} z_{di}} \cos \omega_{4i} \lambda_{di} z_{di} - C_{o4} e^{-\omega_3 \lambda_{di} z_{di}} \sin \omega_{4i} \lambda_{di} z_{di}, \quad (38)$$

式中,  $\omega_{3i} = \frac{\sqrt{2(\alpha_{di}/\lambda_{di})^2 - 1}}{2}$ ,  $\omega_{4i} = \frac{\sqrt{2(\alpha_{di}/\lambda_{di})^2 + 1}}{2}$ 。

与上述推导方法相同, 可得微段矩阵方程:

$$\mathbf{U}_{di}(h_d) = \mathbf{S}_{di}(h_d) \cdot \mathbf{U}_{d0}, \quad (39)$$

式中,  $\mathbf{U}_{di}(h_d) = [y_{dh}, \varphi_{dh}, M_{dh}, V_{dh}, 1]^T$ ,  $y_{dh}$ ,  $\varphi_{dh}$ ,  $M_{dh}$ ,  $V_{dh}$  为第  $i$  段底部 ( $z_{ui} = h_d$ ) 的水平位移、转角、弯矩和剪力;  $\mathbf{U}_{d0} = [y_{d0}, \varphi_{d0}, M_{d0}, V_{d0}, 1]^T$ ,  $y_{d0}$ ,  $\varphi_{d0}$ ,  $M_{d0}$ ,  $V_{d0}$  不仅为第  $i$  段顶部的水平位移、转角、弯矩和剪力, 还是第  $i-1$  段底部的水平位移、转角、弯矩和剪力, 即  $\mathbf{U}_{d(i-1)}(h_d)$ ;  $\mathbf{S}_{di}(h_d)$  为第  $i$  段的系数矩阵,

$$\mathbf{S}_{di}(h_d) = \begin{bmatrix} A_{d1}(h_d) & \frac{B_{d1}(h_d)}{\lambda_{di}} & \frac{C_{d1}(h_d)}{\lambda_{di}^2 EI} & \frac{D_{d1}(h_d)}{\lambda_{di}^3 EI} & 0 \\ \lambda_{di} A_{d2}(h_d) & B_{d2}(h_d) & \frac{C_{d2}(h_d)}{\lambda_{di} EI} & \frac{D_{d2}(h_d)}{\lambda_{di}^2 EI} & 0 \\ \lambda_{di}^2 EI A_{d3}(h_d) & \lambda_{di} EI B_{d3}(h_d) & C_{d3}(h_d) & \frac{D_{d3}(h_d)}{\lambda_{di}} & 0 \\ \lambda_{di}^3 EI A_{d4}(h_d) & \lambda_{di}^2 EI B_{d4}(h_d) & \lambda_{di} C_{d4}(h_d) & D_{d4}(h_d) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix},$$

其中,  $A_{dj}$ ,  $B_{dj}$ ,  $C_{dj}$ ,  $D_{dj}$  ( $j=1 \sim 4$ ) 为 16 个无量纲系数, 是微段换算长度  $\lambda_{di} h_d$  的函数。

考虑各微段变形受力连续性, 由式(39)可得

$$\mathbf{U}_{di}(h_d) = \mathbf{S}_{di}(h_d) \cdot \mathbf{U}_{d(i-1)}(h_d)。 \quad (40)$$

进而, 可得主动桩段受力响应的矩阵传递方程:

$$\mathbf{U}_{dN_d}(h_d) = \mathbf{S}_{dN_d}(h_d) \cdots \mathbf{S}_{d2}(h_d) \mathbf{S}_{d1}(h_d) \cdot \mathbf{U}_{d0} = \mathbf{S}_d \cdot \mathbf{U}_{d0}, \quad (41)$$

式中,  $\mathbf{S}_d$  为桩身主动段总的系数传递矩阵,  $\mathbf{U}_{d0} = [y_{uN_u}, \varphi_{uN_u}, M_{uN_u}, V_{uN_u}, 1]^T$ , 为被动段和主动段交界面处受力变形参量矩阵,  $\mathbf{U}_{dN_d}(h_d) = \mathbf{U}_{dL} = [y_{dL}, \varphi_{dL}, M_{dL}, V_{dL}, 1]^T$  为桩端处的受力变形参量矩阵。

同理, 考虑地基土体的塑性屈服, 可得桩后土体塑性屈服时桩段控制方程:

$$\frac{d^4 y_{di}}{dz_{di}^4} + \lambda_{di}^2 \frac{d^2 y_{di}}{dz_{di}^2} + \alpha_{di}^4 y_* = 0。 \quad (42)$$

该方程与上述桩身自由段控制方程形式相同, 求解方法也相同, 不再赘述。

## 2.5 连续条件与边界条件

由于主动段与被动段、被动段与自由段的内力和变形在交界面处是连续的, 即交界面处的上下相邻两桩段的内力和变形相等, 可得

$$\left. \begin{array}{l} \mathbf{U}_{d0} = \mathbf{U}_{uN_u}(h_u), \\ \mathbf{U}_{u0} = \mathbf{U}_{cN_c}(l) \end{array} \right\} \quad (43)$$

由此联合(24)、(33)、(41), 得整桩矩阵方程:

$$\mathbf{U}_{dL} = \mathbf{S}_d \mathbf{S}_u \mathbf{S}_c \cdot \mathbf{U}_{c0} = \mathbf{S} \cdot \mathbf{U}_{c0}, \quad (44)$$

式中,  $\mathbf{S}$  为整根桩的总传递系数矩阵。

考虑到桩顶、桩端的边界条件有

$$\left. \begin{array}{l} \text{桩顶自由: } M_{c0} = M_0, V_{c0} = H_0, \\ \text{桩顶固定: } y_{c0} = 0, \varphi_{c0} = 0, \end{array} \right\} \quad (45)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{桩端自由: } M_{dL} = 0, V_{dL} = 0, \\ \text{桩端嵌固: } y_{dL} = 0, \varphi_{dL} = 0. \end{array} \right\} \quad (46)$$

综合上述, 整桩矩阵方程 (44) 分别涉及到桩顶边界参量  $y_{c0}, \varphi_{c0}, M_{c0}, V_{c0}$  和桩端边界参量  $y_{dL}, \varphi_{dL}, M_{dL}, V_{dL}$ 。据此, 将上述已知的桩顶和桩端边界条件代入式 (44) 可得到有关 4 个未知量的 4 个方程组成的方程组, 则可求解得出 4 个未知边界量。此时, 桩顶和桩端的位移、转角、弯矩和剪力即为已知, 进而根据桩顶已知参量  $y_{c0}, \varphi_{c0}, M_{c0}, V_{c0}$  由式 (24)、(33)、(41) 可分别求解得出:

自由桩段第  $i$  段受力响应:

$$U_{ci}(l) = S_{ci}(l) \cdots S_{c2}(l) S_{cl}(l) \cdot U_{c0}; \quad (47)$$

被动桩段第  $i$  段受力响应:

$$U_{ui}(h_u) = S_{ui}(h_u) \cdots S_{u2}(h_u) S_{ul}(h_u) S_c U_{c0}; \quad (48)$$

主动桩段第  $i$  段受力响应:

$$U_{di}(h_d) = S_{di}(h_d) \cdots S_{d2}(h_d) S_{dl}(h_d) S_u S_c U_{c0}. \quad (49)$$

根据式 (47) ~ (49) 即可求得任意位置处桩身内力与变形。

### 3 工程案例验证分析

连云港某高速公路 XG 路互通立交<sup>[2]</sup>, 位于海积平原工程地质区, 主要地层有 15.5~22.0 m 海积淤泥层、亚黏土和中砂等。主体包括主线跨 XG 路桥、B 匝道跨 XG 路桥和主线跨 B 匝道桥 3 座跨线桥, 桥梁基础采用桩柱式桥墩。由于施工中桥墩桩基施工完成后才开展邻近路堤的填筑, 因此路堤主体填筑完成时发现该互通 32 根墩柱皆发生了远离路基方向的偏移, 具体偏移情况和主要地层物理力学指标参见文献[2]。

为揭示被交路堤堆载作用下跨线桥桩柱的受力机制, 以偏移量较大的主线跨 XG 路桥#28 墩 8 根桩柱为例, 采用本文方法进行计算分析。#28 墩与被交 XG 路的空间位置如图 11 所示。被交路路幅宽 42 m, 且有 3% 的横向坡度; #28 墩由 8 根桩柱组成, 其中桩长 62 m, 桩径 1.6 m, 墩柱长 8 m, 直径 1.2 m。根据设计要求跨线桥左幅 (#28 1~4) 桩柱间距 6.06 m, 右幅 (#28 5~8) 桩柱间距 4.85 m, 8 根桩柱距坡址的水平距离由#28-1 的 2.37 m 增加到#28-8 的 4.20 m。

为便于分析, 被交路堤高度取平均值 1.7 m, 路堤填料重度 17 kN/m<sup>3</sup>, 同时鉴于#28 墩外侧在路基施工完成后进行了边沟开挖 (1.0~1.5 m), 对桩柱和浅层软土皆有一定扰动, 因此路堤堆载计算高度取 3.0 m。基底淤泥层厚度取 16 m, 主要地层力学指标见文

献[2]中表 2。由于缺乏地层地基抗力系数资料, 借鉴铁道部第二勘测设计院调研提供的岩土体水平地基系数参考值 0.5~1.4 MN/m<sup>4</sup>, 取地基抗力系数为 0.55 MN/m<sup>4</sup>, 并考虑被动段土体侧移影响对被动区地基抗力进行折减。此外, 根据设计要求, 柱顶受上部结构作用轴力  $N_0=5379$  kN, 柱顶采用板式滑动橡胶支座, 取  $M_{c0}=0$  kN·m,  $V_{c0}=120$  kN; 桩、柱采用混凝土现浇, 材料重度  $\gamma_G=25$  kN/m<sup>3</sup>, 弹性模量  $E_p=28.5$  GPa, 桩身摩阻力取  $\tau_n=30$  kPa<sup>[2]</sup>。

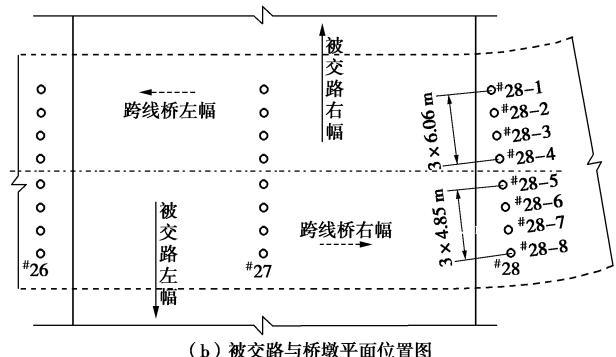
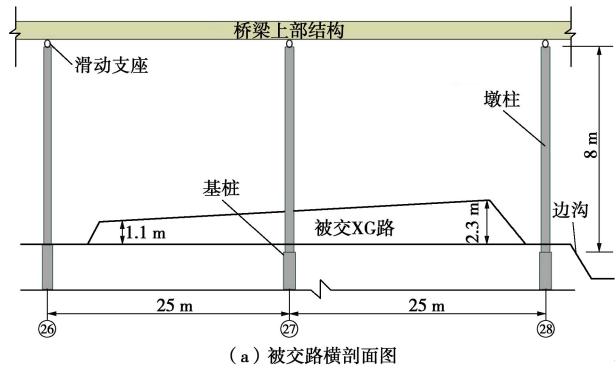


图 11 桥墩与被交 XG 路的空间位置示意图

Fig. 11 Spatial location of bridge piers and XG road

表 1 即为采用本文方法计算得出的#28 墩 1~8 桩柱的顶部位移值与桩身最大弯矩值。可以看出, 墩顶位移与实测结果较为一致, 误差基本上在 15% 以内。

表 1 #28 墩受力响应计算结果

Table 1 Calculated of response of bridge pier No. 28

墩号	墩顶位移/cm			桩身最大弯矩/(kN·m)		
	实测值	计算值	误差	文献值	计算值	误差
#28-1	12.4	14.20	14.5	3847.4	5299.6	37.7
#28-2	13.3	13.85	4.1	4622.8	5254.8	13.7
#28-3	11.8	13.68	15.9	4511.1	5235.4	16.1
#28-4	12.8	13.35	4.3	4587.4	5192.3	13.2
#28-5	11.6	11.77	1.5	4188.4	4886.7	16.7
#28-6	10.5	9.95	-5.2	3788.2	4347.7	14.8
#28-7	11.2	9.67	-13.7	4298.3	4299.5	0.03
#28-8	10.2	9.49	-7.0	3486.3	4267.7	22.4

为表示清晰, 受力分析以#28-2、#28-6 桩柱为例

与文献[2]改进应变楔分析模型 (SWM) 的计算结果进行了对比, 如图 12 所示。其中, 文献值是基于墩顶实测位移反演求出, 能够反映工程实际。通过对比可以看出, 两者桩身弯矩的分布规律较为接近; 文献方法由于没有考虑上部墩柱自由段边界和桩柱材料自重等的影响, 使得桩身浅部弯矩和桩身最大弯矩相对本文方法计算值较小, 且桩身最大弯矩位置相对略浅。

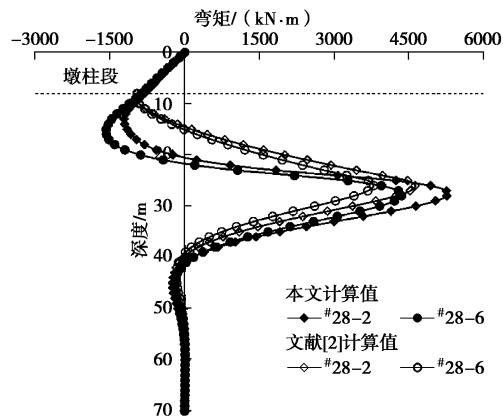


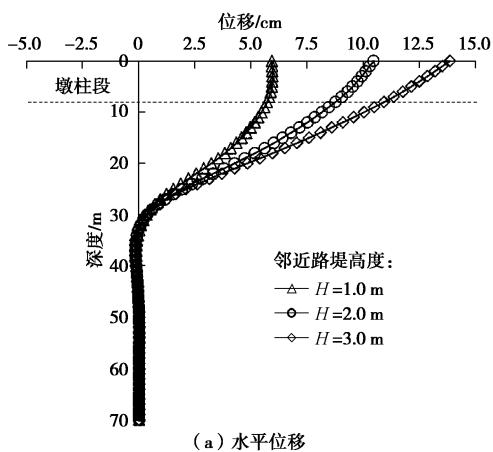
图 12 本文计算值与文献值对比

Fig. 12 Comparison between calculated and reference results

为进一步验证本文方法的可靠性, 以<sup>#</sup>28-2 桩柱为例考虑邻近路堤堆载高度、被动段地基抗力系数和桩柱顶部约束条件等因素的影响。

如图 13 所示, 以工程案例为基础, 其它参数不变, 分别计算邻近路堤堆载高度  $H=1.0, 2.0, 3.0$  m 时, <sup>#</sup>28-2 桩柱的受力响应。可以看出, 随着路堤高度的增加(即堆载荷载水平的增大), 桩柱水平位移和桩柱弯矩皆增大, 当  $H$  由 1.0 m 增大到 2.0 m 和由 2.0 m 增大到 3.0 m 时, 桩顶水平位移分别增加了约 76.5% 和 32.5%, 桩身最大弯矩分别增加了约 36.1% 和 15.8%, 增幅逐渐减小, 这与桩周土体塑性屈服有关。

考虑到被动受荷段桩侧地基土抗力的影响, 在上述案例的基础上, 对比计算地基抗力系数增加 50% 和 100% 工况下的桩柱响应, 如图 14 所示。



(a) 水平位移

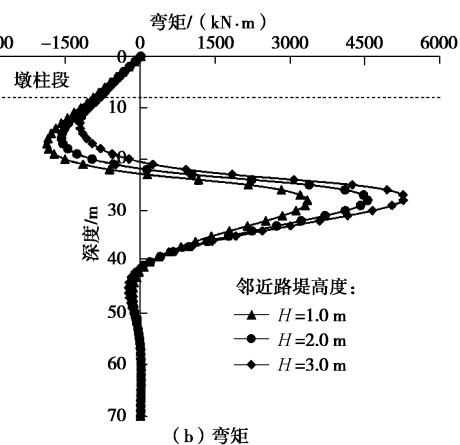
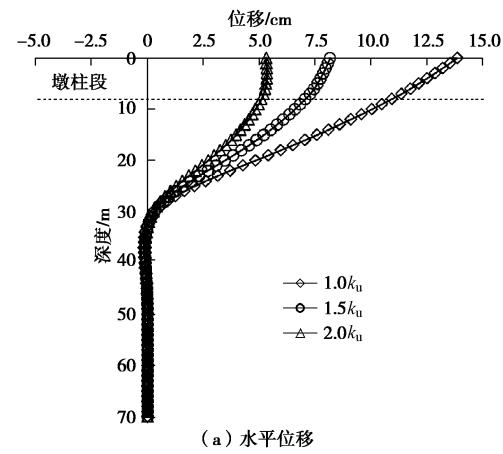


图 13 堆载荷载水平的影响

Fig. 13 Influence of surcharge load level



(a) 水平位移

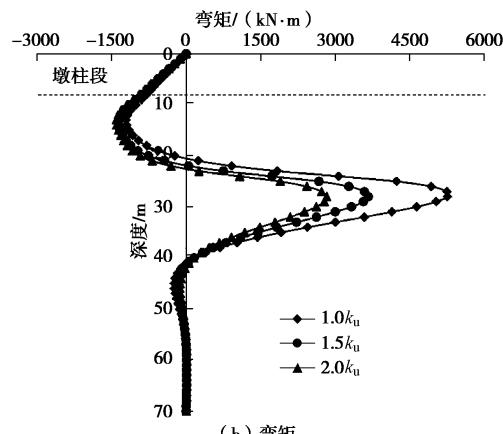


图 14 被动区地基土抗力的影响

Fig. 14 Influence of soil resistance in passive area

可以看出, 与算例工况相比, 当被动段地基抗力系数增加 50% 时(即  $1.5k_u$ ), 桩顶水平位移降低了约 40.8%, 桩身最大弯矩降低了约 30.2%; 而当被动段地基抗力增加 100% 时(即  $2.0k_u$ ), 桩顶水平位移降低了约 61.7%, 桩身最大弯矩降低了约 46.3%, 降低幅度相对减缓。因此, 在工程实际中可以通过对被动区软土的改良加固来削弱邻近堆载对既有桩基的附加水平

作用。同时, 上述地基抗力的影响规律亦表明, 桩侧地基抗力对桩身受力响应影响显著, 在被动基桩的工程设计中, 应十分注意对被动段位移土体地基抗力系数的选取。由于土体所能提供的地基抗力与地层工况、岩土本身性质等有关, 因此地基抗力系数选取时, 应首先勘明桩侧的地质情况, 且对土层失稳或塑流等工况应采取一定防护或加固措施, 以确保桩基的稳定性和安全性。

此外, 考虑上部结构约束边界条件的不同, 分别对桩柱顶部自由 ( $M_{c0}=0, V_{c0}=0$ )、顶部平动 ( $\varphi_{c0}=0, V_{c0}=0$ ) 和顶部固定 ( $y_{c0}=0, \varphi_{c0}=0$ ) 3 个工况下的桩柱受力响应进行分析, 如图 15 所示。

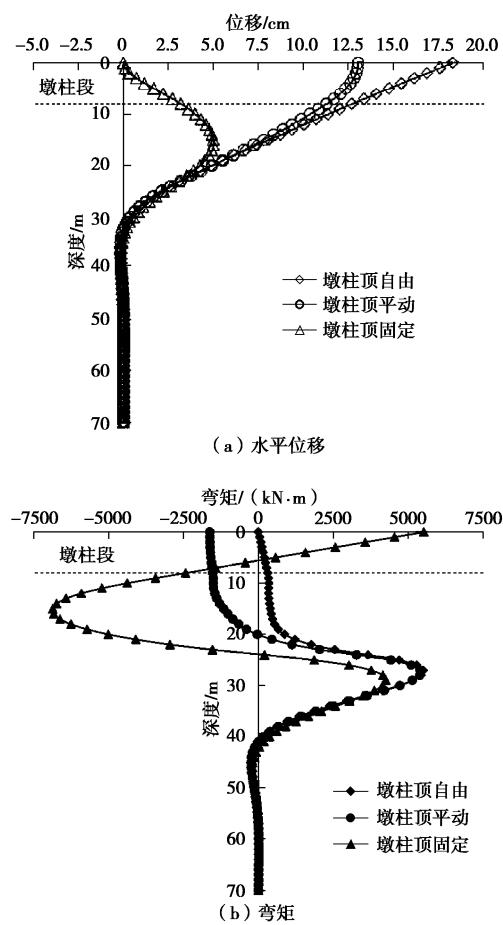


图 15 柱顶约束条件的影响

Fig. 15 Influence of pier-head constraining condition

可以看出, 顶部约束对桩柱受力响应较为明显, 其中顶部固定工况下的桩柱位移和弯矩随深度分布曲线与另外两工况有明显差别, 最大桩柱位移出现在软黏土厚度的约 1/2 处附近, 且基桩浅部出现较大的负弯矩。而顶部自由和顶部平移滑动两工况的基桩受力响应仅在桩顶以下一定深度范围内有所差别, 其中桩身位移的明显差别主要发生在桩顶以下 7d 范围内, 弯矩的差别主要发生在 2/3 软黏土厚度范围内。

## 4 结 论

本文主要针对不平衡堆载作用下邻近结构桩的受力响应开展理论计算方法的研究, 得到以下 3 点结论。

(1) 根据路堤等堆载特点基于 Boussinesq 弹性理论解对条状梯形分布荷载作用的附加应力进行计算, 并据此通过对 Ito 塑性变形理论模型的改进, 推导得出桩前土体侧移作用下桩身实际附加荷载, 同时考虑到土体可能发生绕桩塑性流动, 结合绕桩极限阻力模型给出了桩身被动荷载的确定方法。

(2) 根据桩土相互作用机理, 考虑到地基塑性屈服和桩顶结构荷载的影响, 基于三参数地基模型, 建立了不平衡堆载作用下结构桩被动受荷响应的控制方程, 并通过桩身离散和矩阵传递法给出相应半解析解。

(3) 通过与工程案例实测、文献方法计算结果的对比, 验证了本文方法的可靠性, 并计算分析了堆载荷载水平、桩侧地基抗力、结构边界约束等因素的影响, 为结构桩被动受力机制的研究提供参考。

## 参考文献:

- [1] 杨 敏, 朱碧堂, 陈福全. 堆载引起某厂房坍塌事故的初步分析[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(4): 446 - 450. (YANG Min, ZHU Bi-tang, CHEN Fu-quan. Pilot study on collapse of an industrial building due to adjacent surcharge loads[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24(4): 446 - 450. (in Chinese))
- [2] 张 浩, 石名磊, 胡伍生, 等. 互通区跨线桥邻近路基墩柱偏移事故分析[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2013, 43(3): 617 - 623. (ZHANG Hao, SHI Ming-lei, HU Wu-sheng, et al. Analysis of sloping pier nearby embankment of overpass bridge in interchange[J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2013, 43(3): 617 - 623. (in Chinese))
- [3] DE BEER E E. The effects of horizontal loads on piles, due to surcharge or seismic effects[C]// The Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Tokyo, 1977: 547 - 558.
- [4] PAN J L, GOH A T C, WONG K S, et al. Three-dimensional analysis of single pile response to lateral soil movements[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2002, 26:747 - 758.
- [5] JING Zhi-dong, LIU Li, ZHENG Gang, et al. Numerical analysis of pile lateral behavior of pile supported embankment[J]. Journal of Central South University of

- Technology, 2008, **15**(S2):87 - 92.
- [6] 郑健龙, 张军辉, 李雪峰. 软基桥头路基填筑对桥台桩的影响[J]. 中国公路学报, 2013, **26**(2):48 - 55. (ZHENG Jian-long, ZHANG Jun-hui, LI Xue-feng. Effects of embankment load on piled bridge abutments on soft clay[J]. China Journal of Highway and Transport, 2013, **26**(2): 48 - 55. (in Chinese))
- [7] STEWART D P. Lateral loading of piled bridge abutments due to embankment construction[D]. Perth: University of Western Australia, 1992.
- [8] WHITE D J, THOMPSON M J, SULEIMAN M T, et al. Behavior of slender pile subject to free-field lateral soil movement[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2008, **134**(4): 428 - 436.
- [9] GOH A T C, TEH C I, WONG K S. Analysis of piles subjected to embankment induced lateral soil movements[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1997, **123**(9):792 - 801.
- [10] KARIM M R, LO S C R, GNANENDRAN C T. Behavior of piles subjected to passive loading due to embankment construction[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2014, **15**: 303 - 310.
- [11] ASHOUR M, ARDALAN H. Analysis of pile stabilized slopes based on soil-pile interaction[J]. Computers and Geotechnics, 2012, **39**: 85 - 97.
- [12] POULOS H G. Ground movements: a hidden source of loading on deep foundations[J]. DFI Journal, 2007, **1**(1):37 - 53.
- [13] RANDOLPH M F, HOULSBY G T. The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil[J]. Géotechnique, 1984, **34**(4): 613 - 623.
- [14] ITO T, MATSMI T. Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles[J]. Soils and Foundations, 1975, **15**(4): 43 - 59.
- [15] 沈珠江. 桩的抗滑阻力和抗滑桩的极限设计[J]. 岩土工程学报, 1992, **14**(1): 51 - 56. (SHEN Zhu-jiang. Stabilizing force and design method for anti-slide piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1992, **14**(1): 51 - 56. (in Chinese))
- [16] TERZAGHI K, PECK R B. Soil mechanics in engineering practice[M]. New York: John Wiley, 1948.
- [17] 竺明星, 龚维明, 徐国平, 等. 大面积堆载作用下轴向受力隔离桩的承载机制分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(2): 421 - 432. (ZHU Ming-xing, GONG Wei-ming, XU Guo-ping, et al. Analysis of bearing mechanism of axially loaded isolation piles under large-scale surcharge loading[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(2): 421 - 432. (in Chinese))
- [18] 张磊, 龚晓南, 俞建霖. 考虑土体屈服的纵横荷载单桩变形内力分析[J]. 岩土力学, 2011, **32**(8): 2441 - 2445. (ZHANG Lei, GONG Xiao-nan, YU Jian-lin. Analysis of deformation and internal force for single pile under combined vertical and lateral loads considering yielding of soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(8): 2441 - 2445. (in Chinese))
- [19] MATLOCK H. Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay[C]// The Second Annual Offshore Technology Conference. Houston, 1970: 577 - 594.