

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2024.072



开放科学(资源服务)标识码 OSID:



# 悬索桥大直径嵌桩式重力锚碇摩擦/嵌固联合抗滑机制和设计方法

武守信<sup>1</sup>, 李小刚<sup>2</sup>, 冯君<sup>1</sup>

(1. 西南交通大学 土木工程学院, 成都 610031; 2. 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司,  
杭州 311122)

**摘要:** 大直径嵌桩式重力锚利用嵌固桩的侧向承载作用来增加抗滑力, 能减小重力锚体积, 降低基坑开挖量和对原状地基的扰动, 提高锚碇抵抗地质灾害的能力。然而, 锚碇基底摩擦力和嵌固桩侧向承载力的联合抗滑机制尚不清楚, 且缺乏可供设计使用的实用方法。针对中风化石英砂岩地基上的大直径嵌桩式重力锚碇, 运用三维实体弹塑性数值分析手段, 采用岩石力学中考虑高孔隙砂岩体积压缩屈服的帽盖模型及库伦接触-摩擦单元, 分析 4 根不同桩长的大直径嵌固桩侧向承载力以及单桩和群桩重力锚基底摩阻力与嵌固桩的耦合效应, 揭示重力锚嵌固桩侧向基岩反力分布形态和摩阻力随主缆拉力的演化规律, 考察嵌固桩长度以及平面布置形式对该类重力锚抗滑稳定性的影响。结果表明: 重力锚嵌固桩可承担锚碇总抗滑力的 70%~80%, 极限荷载下锚碇基底实际摩阻力只达到最大摩阻力的 2/3; 嵌桩式重力锚的抗滑稳定性系数能达到悬索桥规范要求, 而锚碇位移能控制在跨度的 1/10 000 之内; 嵌桩式重力锚的失稳主要由锚碇后部扩底式嵌固桩周围基岩局部屈服破坏引起; 与传统重力锚相比, 大直径嵌桩式重力锚可以减小锚碇自重达 20% 以上。

**关键词:** 悬索桥; 重力锚; 嵌固桩; 稳定性; 抗滑

中图分类号: U448.25; TU470 文献标志码: A 文章编号: 2096-6717(2025)05-0186-13

## Anti-slide mechanisms of combined friction/embedment actions and design approach of large-diameter-pile-enhanced gravity anchorage for suspension bridges

WU Shouxin<sup>1</sup>, LI Xiaogang<sup>2</sup>, FENG Jun<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, P. R. China; 2. PowerChina Huadong Engineering Corporation Limited, Hangzhou 311122, P. R. China)

**Abstract:** The large-diameter pile-enhanced gravity-type anchorage has high anti-sliding capability through lateral load-resistance of the large-diameter piles, and thus has decreased volume and self-weight. As a result, the amount of excavation can be reduced and disturbance to the original ground can be reduced to a minimum. In addition, the piles can help resist the movement of the anchorage under geohazards. However, the combined anti-sliding mechanisms of the rock-socketed piles with the friction between anchorage foundation and ground

收稿日期: 2024-04-22

基金项目: 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司重大科技项目(KY2019-JT-22)

作者简介: 武守信(1966- ), 男, 博士, 主要从事大跨度桥梁、桥梁基础工程以及岩土工程研究, E-mail: swu@home.swjtu.edu.cn。

Received: 2024-04-22

Foundation item: Power China Huadong Engineering Corporation Limited Major Research Project (No. KY2019-JT-22)

Author brief: WU Shouxin (1966- ), PhD, main research interests: long-span bridges, bridge foundations, geomechanics, E-mail: swu@home.swjtu.edu.cn.

are unclear, and a practical design method is desired. In this paper, the three-dimensional elasto-plastic finite element method is employed to study the lateral load-carrying capacity of pile-enhanced gravity-type anchorage. To do so, lateral resistance of rock-socketed piles with four different lengths is examined first, and then the coupled anti-sliding capacity of the pile with the foundation friction is investigated for the single-pile-enhanced and the pile-group enhanced anchorage on mediumly weathered sandstone. The cap plasticity model in geomechanics considering volumetric yield of high porosity rocks and the Coulomb contact-friction elements are used in the analysis. The reaction of the rock along the pile depth and the friction between the anchorage and the subsurface are analyzed. The influence of the pile length and layouts on load-carrying capability of the anchorage is examined. It is shown that the piles can take up approximately 70%-80% of the total anti-sliding force, while the actual mobilized friction reaches only 2/3 of the control value. The anti-sliding stability factor of the anchorage is able to meet the requirement of the design code. With well-designed piles, the maximum horizontal displacement of the anchorage can be controlled within 1/10 000 of the main span length. The failure of the pile-enhanced anchorage is caused by the yielding and collapse of the rock around the base-expanded piles on the rear of the anchorage. Compared to the stepped-bottom gravity anchorage, the pile-enhanced gravity anchorage could reduce the self-weight by more than 20%, and is beneficial for green construction of long-span suspension bridges.

**Keywords:** suspension bridge; gravity-type anchorage; rock-socketed pile; stability; anti-slide

锚碇是悬索桥的关键受力结构之一,主要作用是锚固悬索桥主缆的端部。在各种型式的锚碇中,重力式锚碇是最常见的一种,主要特点是依靠锚碇自重产生的基底摩阻力抵抗主缆拉力的水平分量,优点是传力机理简单、施工方便、对地质条件的适应性强。已建成的大跨度悬索桥中,大约有50%的锚碇是重力式锚碇。然而,由于重力式锚碇基底摩阻力与锚碇自重成正比,因此,悬索桥跨度越大,重力锚体积和自重就越大,导致大跨度悬索桥重力锚体积庞大、占地面积大;不仅造价昂贵,而且严重影响城市和生态敏感地区的自然景观和生态<sup>[1-4]</sup>。另一方面,在地质灾害频发的高烈度艰险山区,单纯依靠锚碇基底摩擦力很难抵御强烈地震引起的锚碇水平滑移。因此,如何在不增加锚碇自重的情况下提高重力锚抗滑稳定性、降低大跨度悬索桥重力锚体积和自重,就成为大跨度悬索桥绿色建造面临的重要课题。

近年来,一种可以显著减小重力锚体积、提高重力锚抗滑力的嵌桩式重力锚逐渐受到工程界的关注,在一些地质条件复杂的悬索桥中得到初步应用。这种重力式锚碇底部有大直径钢筋混凝土桩嵌入到基岩中,通过嵌固桩的侧向承载力和锚碇基底摩阻力联合抵抗主缆拉力。2022年建成的湖北印水桥南岸锚碇以及2019年建成的安徽秋浦河长江大桥北锚碇均采用了这种型式的重力锚<sup>[5]</sup>,嵌固桩直径最大达到5 m。在杭州生态敏感区青山湖悬索桥建设中,江昕宇<sup>[6]</sup>对这种嵌桩式重力锚进行了初步研究。分析表明,基底嵌固桩可以较大程度地

增加重力锚抗滑力,明显减小锚碇自重。但历史上采用桩基础修建的悬索桥重力式锚碇很少,主要原因是限于当时的技术条件,垂直桩直径较小,难以控制锚碇水平位移。从21世纪初开始,大直径管柱和钻孔桩在海洋工程中得到广泛应用,桩径的增加不仅使桩本身抗剪强度增加,也使桩-土接触面积增加,从而大幅度提高了垂直桩的侧向承载力。一些研究和工程实践表明,采用大直径桩基础的重力式锚碇,其位移能控制在容许范围内<sup>[7-8]</sup>。因此,采用在重力锚基础底部增加嵌固桩以提高重力锚抗滑稳定性的方法,已不存在技术上的困难。

目前,对悬索桥重力式锚碇的研究主要集中在锚碇基础和地基之间摩擦系数、界面剪切破坏以及齿坎效应等方面<sup>[2-4,9-10]</sup>。大量原位和室内试验结果表明,基岩的摩擦系数与基岩风化程度和粗糙度有关,也与混凝土锚碇基础和基岩之间的胶结力有关。在主缆荷载不大的情况下,锚碇基底和基岩之间的抗滑力主要来自胶结力,当主缆荷载增加到一定程度,接触面失去胶结作用后,摩阻力才起作用<sup>[9]</sup>。混凝土与岩基接触面剪切破坏形态与混凝土和基岩结合面的粗糙度以及混凝土和基岩的抗剪强度有关<sup>[10]</sup>。对于台阶型基础的齿坎效应,目前缺乏充分的研究。赖允瑾等<sup>[4]</sup>最早通过模型试验和数值分析验证了齿坎可以减少锚碇的水平位移,大幅度提高锚碇极限抗滑力,但未能给出齿坎抗滑力的计算方法。而齿坎式重力挡墙抗滑力的计算方法难以适用于锚碇齿坎抗滑力的估算<sup>[11]</sup>。张茂础等<sup>[12]</sup>采用离散单元法分析了锚碇的齿坎效应,发现锚碇

基础齿坎可以增加50%以上抗滑力,齿坎的抗滑作用类似于被动土压力,但仍未能得出估算齿坎抗滑力的解析方法。尹小涛等<sup>[13]</sup>提出了一种同时考虑齿坎抗滑效应和基底摩擦力的锚碇抗滑力计算方法,但该方法只能非常粗略地估算齿坎式重力锚碇的总抗滑力,无法单独估算齿坎的抗滑力。

对于桩身全部嵌固在基岩中的大直径桩侧向承载力与锚碇基底摩擦力的联合抗滑作用,尚未有系统的研究,对两者之间的耦合作用尚不清楚。嵌固桩水平承载机理与嵌岩桩很相似<sup>[14]</sup>,不同的是嵌固桩桩身全部嵌入基岩,桩顶附近岩土体与桩之间有强烈的相互作用。目前,关于大直径嵌固桩侧向承载力的研究很少,主要集中在确定嵌岩桩桩侧土体 $p-y$ 曲线的方法上<sup>[15]</sup>。 $p-y$ 曲线法的理论基础是文克尔地基梁模型,没有考虑沿桩侧岩土体的连续性,因而并不适合大直径嵌岩桩水平承载力的分析。近年来,考虑三维空间桩-土相互作用的应变楔模型受到关注<sup>[16]</sup>,且被美国AASHTO LRFD 2020桥梁设计规范推荐为大直径短桩的设计方法<sup>[17]</sup>。然而,采用应变楔模型计算嵌固桩的侧向承载力需用到基于三轴试验的岩土应力-应变曲线,对于硬质基岩,这方面的试验数据较为缺乏。因此,嵌固桩侧向承载力仍然需要应用数值方法或通过现场试验确定。

笔者以某在建大跨度悬索桥重力式锚碇为工程背景,采用三维非线性有限元数值分析方法,运用非线性接触-摩擦单元和Drucker-Prager帽盖模型(Drucker-Prager cap model),对位于中风化石英砂岩上的重力锚大直径嵌固桩侧向承载力进行计算分析,探究嵌桩式重力锚摩擦/嵌固联合抗滑机制和耦合效应,考察嵌固桩长度和平面布置形式对嵌桩式重力锚抗滑稳定性的影响,揭示嵌固桩周围基岩应力和变形的演化过程,在此基础上提出此类锚碇的简化设计方法。

## 1 嵌桩式重力锚碇典型构造

嵌桩式重力锚的典型构造和受力如图1所示。该重力式锚碇是为一座主跨850 m的特大型跨湖双塔单跨悬索桥而设计,锚碇建基面位于中风化石英砂岩层。该桥位于生态敏感地区,生态环境良好,湖区为水源保护地。为保护该地区的生态和景观,要求重力锚的体积不能太大。为此,设计阶段在锚碇基础底面设置直径为2.8 m的圆形钢筋混凝土桩,且桩体嵌入基岩,通过嵌固桩的侧向承载作用来提高锚碇抗滑力并减小锚碇自重;为了满足锚碇抗倾覆稳定性要求,锚碇后部采用扩底桩。锚碇嵌

固桩沿横桥向布置成4列,每列4根(图2)。最佳桩长通过比较4种不同长度(3、6、8、10 m)嵌固柱的侧向承载力予以确定。

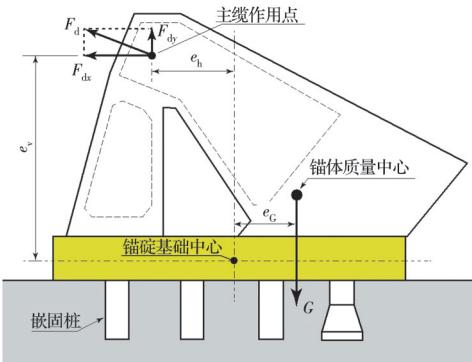


图1 嵌桩式重力锚受力示意

Fig. 1 Forces on the pile-enhanced gravity anchorage

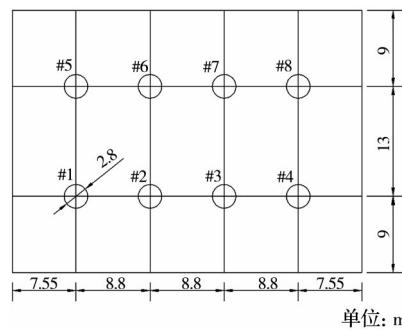


图2 嵌固桩平面布置(半个锚碇)

Fig. 2 Plan view of arrangement of the piles  
(one half of the anchorage)

## 2 大直径嵌固桩侧向承载力分析

由于嵌桩式重力锚的嵌固桩桩身全部嵌入岩石地基,且岩石地基的水平抗力系数不随深度变化,因此,无法根据桩-土变形系数 $\alpha$ 和无量纲入土深度 $\alpha h$ 的大小来确定其为弹性桩还是刚性桩。由于该嵌固桩长径比较小( $L/D=1.07\sim3.57$ )、桩径大且桩身全部位于基岩,采用传统的 $m$ 法和 $p-y$ 曲线法难以准确计算桩的侧向承载力。为此,采用三维弹塑性有限元法分析桩-岩相互作用以及桩侧基岩的屈服破坏形态,由此确定桩的侧向承载力。

### 2.1 材料特性和本构关系模型

重力式锚碇混凝土的强度等级为C35,弹性模量 $E_c=3.15\times10^4$  MPa,泊松比 $\nu_c=0.2$ ,自重 $\gamma=24$  kN/m<sup>3</sup>。嵌固桩混凝土材料特性与锚碇相同。根据大量理论分析和试验结果,重力锚的稳定性主要由基岩和混凝土的接触面行为控制,锚碇混凝土本身变形很小。因此,可以假定锚碇和嵌固桩混凝土的力学行为是线弹性的,不考虑混凝土的屈服破坏。重力式锚碇所处地基为中风化石英砂岩,岩体黏聚力 $c=0.5$  MPa,内摩擦角 $\phi=45^\circ$ 。考虑到高孔

隙砂岩在高静水压力下的体积压缩屈服和硬化行为,岩体的塑性屈服和硬化准则采用扩展的Drucker-Prager帽盖模型(cap model)和关联流动法则<sup>[18]</sup>。帽盖模型的屈服函数在Haigh-Westergaard应力空间是由剪切破坏包络面、压缩帽盖以及膨胀帽盖3个屈服面组成的光滑曲面,其统一函数表达式为<sup>[18]</sup>

$$\begin{aligned} f(I_1, J_2, J_3, K_0, \sigma_0) &= \Gamma^2(\beta, \psi) J_2 - \\ f_c(I_1, K_0, \sigma_0) f_s(I_1, \sigma_0) f_t^2(I_1, \sigma_0) \end{aligned} \quad (1)$$

式中: $f_s(I_1, \sigma_0)$ 为剪切破坏包络面函数; $f_c(I_1, K_0, \sigma_0)$ 和 $f_t(I_1, \sigma_0)$ 分别为压缩帽盖和膨胀帽盖函数; $\Gamma(\beta, \psi)$ 为罗德角函数(Lode angle function)。其表达式分别为

$$f_s(I_1, \sigma_0) = \sigma_0 - A e^{(B I_1)} - \alpha I_1 \quad (2)$$

$$f_c(I_1, K_0, \sigma_0) = 1 - H(K_0 - I_1) \left( \frac{I_1 - K_0}{R_c f_s(K_0, \sigma_0)} \right)^2 \quad (3)$$

$$f_t(I_1, \sigma_0) = 1 - H(I_1) \left( \frac{I_1}{R_t f_s(0, \sigma_0)} \right)^2 \quad (4)$$

$$\Gamma(\beta, \psi) = \frac{1}{2} \left( 1 + \sin 3\beta + \frac{1}{\Psi} (1 - \sin 3\beta) \right) \quad (5)$$

$$\beta(J_2, J_3) = -\frac{1}{3} \sin^{-1} \left( \frac{3\sqrt{3} J_3}{2J_2^{3/2}} \right) \quad (6)$$

式(1)~式(6)中: $\sigma_0$ 、 $A$ 、 $B$ 和 $\alpha$ 为确定材料剪切破坏包络面的材料参数; $\beta$ 为罗德角; $\sigma_0$ 为与材料黏聚力有关的参数。当 $A=0$ 时,式(2)还原为Drucker-Prager线性屈服函数。当 $I_1=0$ 时,剪切包络面在子午面上坐标轴 $\sqrt{J_2}$ 上的截距为 $\bar{\sigma}_0=\sigma_0-A$ ,等效于Drucker-Prager线性屈服函数中的黏聚力 $\kappa$ 。 $I_1$ 、 $J_2$ 和 $J_3$ 分别为应力张量第一不变量、应力偏张量第二和第三不变量。 $R_t$ 和 $R_c$ 分别为椭圆形膨胀帽盖、压缩帽盖短轴和长轴之比的材料参数(图3),通过式(7)计算。

$$R_t = \frac{a}{b} \quad (7a)$$

$$R_c = \frac{a'}{b'} \quad (7b)$$

式中: $a'$ 和 $b'$ 分别为膨胀帽盖短轴和长轴的长度。

$K_0$ 为压缩帽盖和剪切包络线相交点对应的 $I_1$ 值; $X_0$ 为压缩帽盖与静水压力轴交点处的 $I_1$ 值,且具有式(8)所示关系。

$$X_0 = K_0 - R_c Y_s(K_0, \sigma_0) \quad (8)$$

图3中的 $K_i$ 和 $X_i$ 分别为 $K_0$ 和 $X_0$ 的初始值; $H(\cdot)$ 是单位阶跃函数,定义为

$$H(x) = \begin{cases} 1 & x \geq 0 \\ 0 & x < 0 \end{cases} \quad (9)$$

式(5)中的 $\Psi$ 为三轴拉伸强度和三轴压缩强度之比,反映了岩石材料在三轴拉伸和三轴压缩下破坏强度的不同。当 $\Psi=1$ 时,剪切破坏包络面在 $\pi$ -平面上的投影为圆形曲线,而当 $\Psi=0.8$ 时,该投影为接近摩尔-库伦破坏准则的光滑曲线。

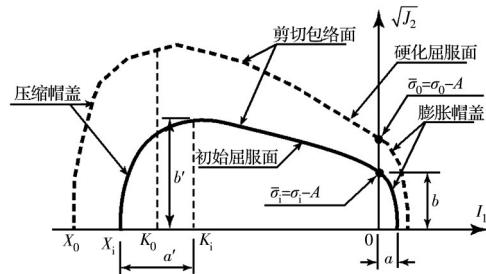


图3 Drucker-Prager帽盖模型:屈服面和剪切破坏包络面在子午面上的投影

Fig. 3 Drucker-Prager cap model: meridional profile of yield surface and failure envelope

帽盖模型屈服面的硬化包括剪切屈服面的硬化和帽盖的硬化。剪切硬化取决于黏聚力参数 $\bar{\sigma}_0$ 的演化,而帽盖的硬化则取决于参数 $X_0$ 随塑性体积应变的演化。对于含孔隙和裂缝的砂岩,其黏聚力参数 $\bar{\sigma}_0$ 随塑性剪应变演化的试验数据较难获取,因此,不考虑岩石的剪切硬化,式(2)为岩石剪切破坏的极限包络面。帽盖硬化律采用式(10)表达<sup>[19]</sup>。

$$\varepsilon_v^p = W \left\{ e^{[D_1 - D_2(X_0 - X_i)](X_0 - X_i)} - 1 \right\} \quad (10)$$

式中: $\varepsilon_v^p$ 为塑性体积应变; $W$ 为最大塑性体积应变; $D_1$ 和 $D_2$ 为与式(10)函数形状有关的材料参数。为了由岩石黏聚力 $c$ 和内摩擦角 $\phi$ 确定帽盖模型参数 $\sigma_0$ 和 $A$ ,首先假定剪切包络面在坐标轴 $\sqrt{J_2}$ 上的截距等于Drucker-Prager线性屈服函数中的黏聚力 $\kappa$ ,即 $\bar{\sigma}_0=\sigma_0-A=\kappa$ 。根据三维应力状态下Drucker-Prager屈服面在受压子午线与Mohr-Coulomb屈服面重合的原则,可知

$$\bar{\sigma}_0 = \sigma_0 - A = \frac{6c \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (11)$$

将中风化石英砂岩的 $c$ 和 $\phi$ 代入式(11)可得 $\sigma_0 - A = 0.5341$  MPa。综合比较文献[18-20]中关于砂岩的帽盖模型参数,得到中风化石英砂岩帽盖模型材料参数,如表1所示。

## 2.2 有限元模型

根据Yang<sup>[20]</sup>的研究,采用有限元模型分析桩-岩相互作用时,当岩石平面尺寸取为 $10D \sim 11D$ 时,岩石周边的边界效应可以忽略。根据Trochanis<sup>[21]</sup>的研究,当桩底以下岩石深度大于 $0.7L$ 时,岩石底

表1 中风化石英砂岩帽盖模型材料参数

Table 1 Material parameters for the cap model of the mediumly weathered sandstone

$\sigma_0/\text{MPa}$	$A/\text{MPa}$	$B/(1/\text{MPa})$	$\alpha$	$R_c$	$R_t$	$X_i/\text{MPa}$	$\psi$	$W$	$D_1/(1/\text{MPa})$	$D_2$
843	842.47	0	0.3561	10.0	1.5	-73.6	0.8	0.08	$1.22 \times 10^{-4}$	0

面边界效应对计算结果影响很小。因此,采用40 m×30 m×20 m的三维矩形岩石模型,在岩石中心位置嵌入直径为2.8 m、长度分别为3、6、8、10 m的圆形嵌固桩。在岩石四周垂直面固结其法向方向的位移,在岩石底面固结其所有方向的位移。岩石和桩均采用八节点六面体单元,靠近桩中心的桩单元采用退化的六面体单元。嵌固桩和岩体之间的接触摩擦-滑移行为均采用接触单元模拟,接触单元本构关系采用库伦摩擦-滑移本构模型和罚函数算法<sup>[22]</sup>。桩长6 m的嵌固桩和基岩相互作用的有限元模型如图4所示。

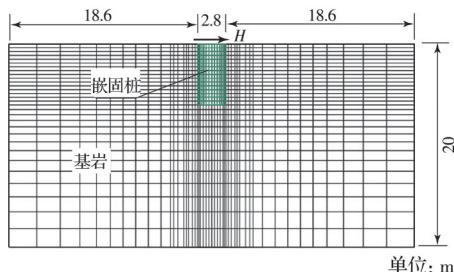


图4 单桩和基岩相互作用有限元模型

Fig. 4 The finite element model for pile-rock interaction

### 2.3 单桩侧向承载力分析

为了确定嵌固桩的侧向承载能力,对嵌固桩顶施加水平位移,计算相应的桩顶水平反力和桩侧岩石的侧向抗力。由于重力锚基础对嵌固桩顶构成刚性固结,计算中分别考虑桩顶为自由和固结两种工况(图5)。由于该悬索桥的主跨度为850 m,而其重力锚容许的最大水平位移为0.085 m,因此,计算中对桩顶施加的最大水平位移为0.08 m。图6是桩顶为自由和固结两种工况下的荷载-位移曲线,图7是4根嵌固桩在桩顶位移为0.01、0.04、0.08 m的情况下桩侧岩石反力沿桩深的分布情况,图8是桩

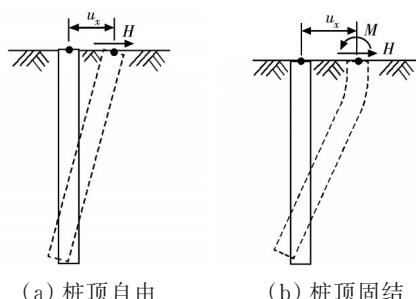
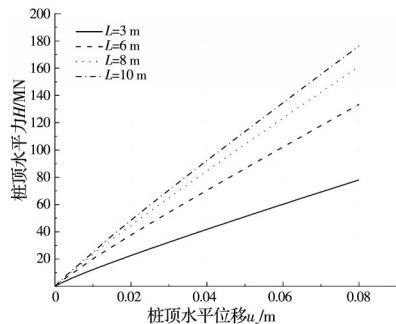


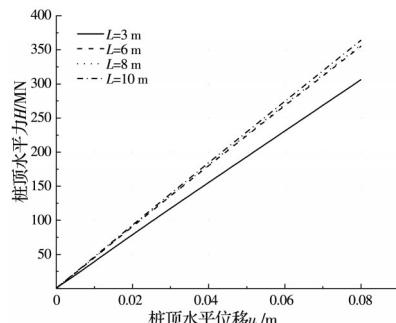
图5 单桩荷载

Fig. 5 Loading at pile tops

顶位移为0.08 m时桩周围基岩的等效塑性应变分布情况。



(a) 桩顶自由



(b) 桩顶固结

图6 单桩桩顶荷载-位移曲线

Fig. 6 Load-displacement curves for the single pile head

由图6可以看出,嵌固桩桩顶反力和桩顶位移大体呈线性关系。对于桩顶为自由工况下的嵌固桩,桩顶反力随桩长增加而增加;当桩顶为刚性固结时,桩长增加导致的桩顶反力增加幅度不明显。变形后的桩身轴线接近直线,其侧向变形近似于刚性桩。由图7所示的桩侧岩石侧向反力分布可以看出,岩石侧向反力在桩顶最大,且随深度增加而迅速减小。由于荷载下桩身绕某一点旋转,桩底附近岩石对嵌固桩产生的反力为负值。由图7还可以看出,嵌固桩顶部固结情况对岩石侧向反力的分布影响较大。顶部自由的嵌固桩桩顶附近岩石的侧向反力大于顶部固结的嵌固桩,但桩的总侧向承载力却小于顶部固结的嵌固桩。由图8可以看出,在桩顶以下一倍直径范围内,基岩塑性应变较大,其他区域相对较小。桩周基岩的最大塑性应变位于垂直于荷载方向的桩两侧基岩内。顶部固结的桩周基岩内塑性屈服区向桩顶以下区域延伸较大,但最大塑性应变较小,这说明桩顶固结的嵌固桩承载力

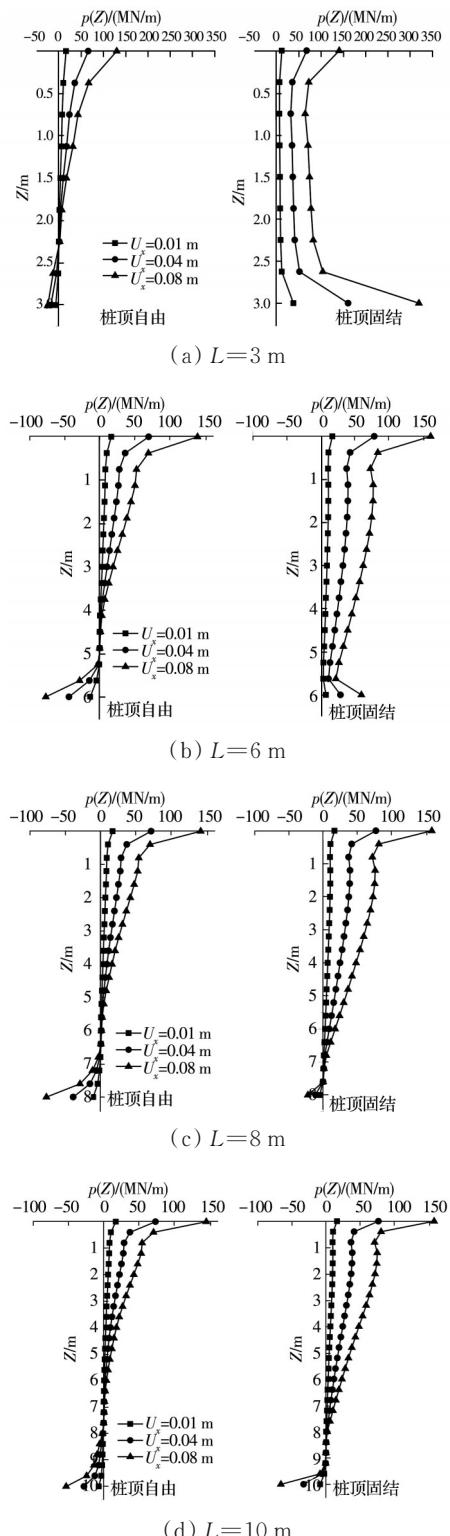
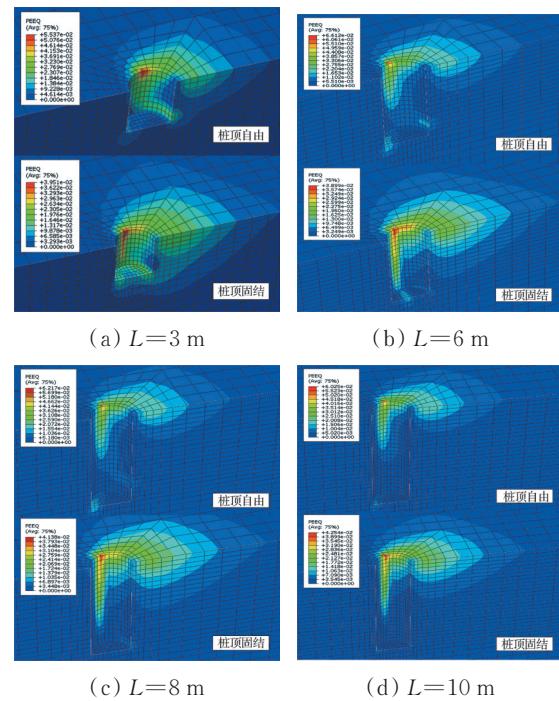


图7 桩侧岩石反力沿桩深的分布

Fig. 7 Lateral reaction of rock along the depth of the pile

比桩顶自由的嵌固桩要高。

由于实际工程中嵌岩桩的设计主要由其水平位移控制,故对其极限承载力的研究非常少,目前多采用Carter等<sup>[23]</sup>和Reese等<sup>[24]</sup>提出的方法。该方法假定:岩石的水平极限反力在桩顶最小,且沿深度增加,在深度达到 $3D$ 的位置达到最大;当深度大

图8 桩周基岩等效塑性应变分布情况( $u_x=0.08\text{ m}$ )Fig. 8 Equivalent plastic strain distribution in rock around the pile ( $u_x=0.08$  )

于3D时,岩石的极限反力不再随深度增加。Reese等<sup>[24]</sup>提出的软岩地基水平极限反力计算式为

$$p_L(z_r) = \begin{cases} \alpha_r R_c \left(1 + 1.4 \frac{z_r}{D}\right), & 0 \leq z_r \leq 3D \\ 5.2 \alpha_r R_c D, & z_r \geq 3D \end{cases} \quad (12)$$

式中: $p_L$ 为桩侧岩石的水平极限反力; $R_c$ 为岩石的单轴抗压强度; $D$ 为桩径; $z_r$ 为桩深; $\alpha_r$ 为岩石强度的折减系数,与岩石质量指标(the rock quality designation,  $D_{RQ}$ )有关,按 $\alpha_r = 1 - (2/300) D_{RQ}$ 计算<sup>[24]</sup>。由于嵌固桩顶部与锚碇基础固结,桩顶极限剪力和弯矩的计算式为

$$H_{\max} = \int_0^L p_L(z) dz \quad (13)$$

$$M_{\max} = \int_0^L z p_L(z) dz \quad (14)$$

表2列出了根据式(12)~式(14)计算出的4根不同长度嵌固桩的极限剪力和弯矩,并列出了桩顶位移为0.08 m时根据 $p$ - $y$ 曲线法得出的最大剪力和弯矩以及有限元分析结果。由表2可以看出,根据有限元计算得到的单桩水平承载力高于 $p$ - $y$ 曲线法的计算结果,且高出一倍以上。主要原因在于 $p$ - $y$ 曲线法考虑了桩顶前端基岩在受载过程中的应变软化行为,而有限元分析中只考虑了岩石体积压缩硬化而没有考虑应变软化。但是,在桩顶固结的情况下,按照 $p$ - $y$ 曲线法计算得到的桩顶水平反力与根据Reese等<sup>[24]</sup>的极限地基反力公式式(12)计算得

表 2 单桩极限承载力

Table 2 Ultimate resistance of the rock-socketed pile

计算方法	$L=3\text{ m}$		$L=6\text{ m}$		$L=8\text{ m}$		$L=10\text{ m}$	
	$H_{\max}/\text{MN}$	$M_{\max}/(\text{MN}\cdot\text{m})$	$H_{\max}/\text{MN}$	$M_{\max}/(\text{MN}\cdot\text{m})$	$H_{\max}/\text{MN}$	$M_{\max}/(\text{MN}\cdot\text{m})$	$H_{\max}/\text{MN}$	$M_{\max}/(\text{MN}\cdot\text{m})$
文献[23-24]	35.427	60.732	101.22	364.392	161.952	791.765	161.952	791.765
$p-y$ 曲线法	桩顶自由	12.16	0	31.863	0	48.635	0	65.56
	桩顶固结	35.436	60.742	101.258	364.47	127.697	531.322	131.886
有限元法	桩顶自由	78.016	0	133.482	0	161.293	0	176.363
	桩顶固结	306.387	386.492	355.417	649.337	357.335	634.836	632.186

到的结果很接近。因此,可以认为嵌固桩的最大水平承载力介于有限元计算结果和 $p-y$ 曲线法计算结果之间。

### 3 单桩重力锚模型抗滑行为

假设单根嵌固桩顶部具有平面尺寸为 $10\text{ m} \times 20\text{ m}$ 、厚度为 $3\text{ m}$ 的钢筋混凝土承台,承台与嵌固桩顶部固结。首先在承台顶面施加相当于锚碇自重的均布压力 $q_{v0}$ ,然后在承台上施加相当于主缆拉力的水平荷载 $F_{0x}$ 。为避免水平荷载在嵌固桩内产生弯矩,将水平荷载以均匀面荷载 $q_{H0}$ 的方式施加在承台底面,因此有

$$q_{v0} = \frac{G_0}{A_0}, q_{H0} = \frac{F_{0x}}{A_0} \quad (15)$$

式中: $G_0$ 为锚碇自重(含承台)。单桩重力锚的有限元模型如图9所示。

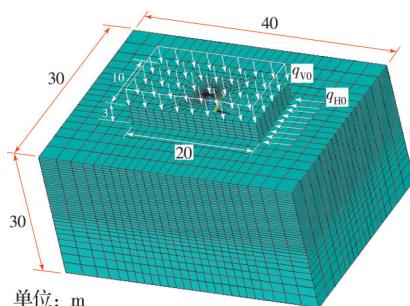


图 9 单桩重力锚有限元模型

Fig. 9 Finite element model of the gravity-type anchorage with one pile

该桥单根主缆设计拉力 $F_d=237\ 644\text{ kN}$ ,其水平分量 $F_{dx}=237\ 644 \times \cos 21^\circ=221\ 860\text{ kN}$ 。初步设计重力锚具有6根嵌固桩,则单桩重力锚承担的水平荷载为 $F_{0x}=F_{dx}/6=36\ 976.67\text{ kN}$ 。原方案齿坎式重力锚碇自重的一半为 $G_h=706\ 128\text{ kN}$ ,变更为嵌桩式重力锚后,按照自重减少20%考虑,将自重分摊在6个嵌固桩上,然后减去主缆拉力的垂直分力,则每个单桩重力锚承担的自重 $G_0 \approx 80\ 000\text{ kN}$ 。因此有 $q_{v0}=400\text{ kN/m}^2$ 、 $q_{H0}=190.757\text{ kN/m}^2$ 。为方便计算结果的表达和分析,定义荷载系数 $r(i)$ 为

$$r(i)=F(i)/F_{0x} \quad (16)$$

式中: $i$ 为加载级, $i=1,2,\dots,n$ ; $F(i)$ 为第*i*级加载的水平荷载值。

令 $F_p(i)$ 和 $F_f(i)$ 分别代表第*i*级荷载下由嵌固桩和锚碇基底摩擦力分担的抗滑力, $r_p(i)$ 和 $r_f(i)$ 分别代表嵌固桩和锚碇基底摩擦力分担的抗滑力比例,则

$$r_p(i)=F_p(i)/F_{0x}(i) \quad (17)$$

$$r_f(i)=F_f(i)/F_{0x}(i) \quad (18)$$

$$r(i)=r(i)_p+r(i)_f \quad (19)$$

图10是桩长为3、6、8、10 m的单桩重力锚嵌固桩和基底摩擦力分担的抗滑力比例随水平荷载的变化曲线。可以看出,在具有不同嵌固长度的单桩重力锚中,嵌固桩承担的抗滑力比例几乎相同。嵌固桩抗滑力占总抗滑力的75%左右,摩阻力的贡献则占25%左右。当荷载系数 $r=3$ 、桩顶处水平位移达到 $0.02\text{ m}$ 时,嵌固桩水平承载力约为 $85\text{ MN}$ ,约是桩顶水平位移达到 $0.08\text{ m}$ 时桩顶承载力的 $1/4$ (参见表2)。图11是 $r=3$ 时桩周围基岩屈服区的等效塑性应变分布情况。可以看出,塑性区域主要集中在桩顶附近的基岩中,这与单桩的破坏行为一致。图12是锚碇基底实际摩阻力和最大摩擦力随水平荷载的变化曲线。可以看出,锚碇基底的实际摩阻力均低于最大摩擦力;当 $r=3$ 时,最大摩擦力大约有 $1/3$ 尚未能发挥。

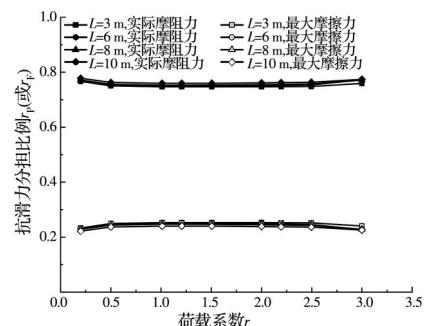


图 10 嵌固桩和基底摩擦力分担的抗滑力比例

Fig. 10 Proportions of lateral load resisted by pile and friction

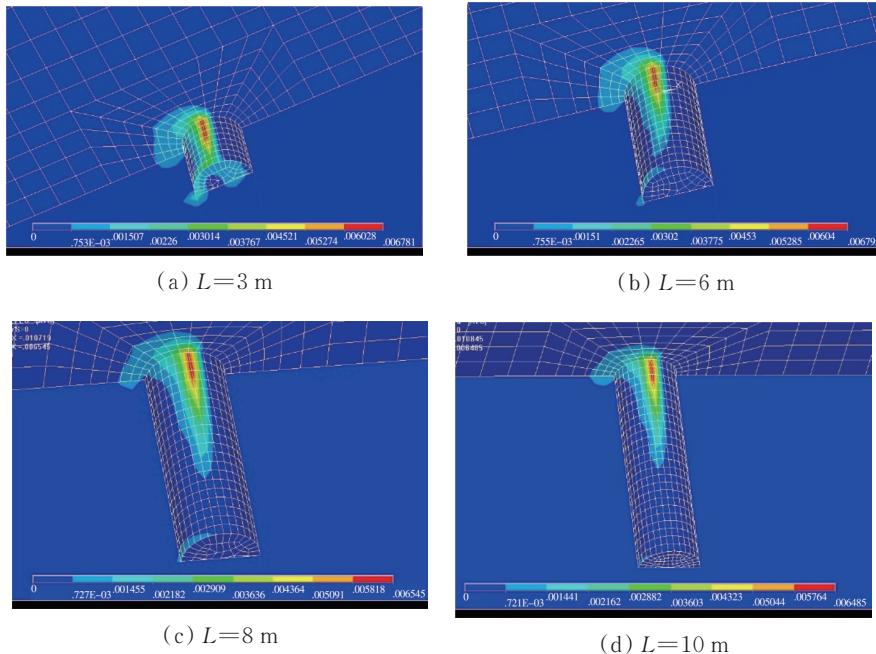
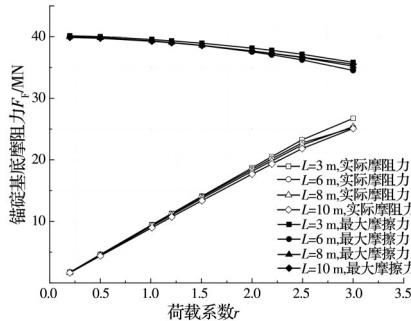
图 11 单桩重力锚在  $r=3$  时桩周围基岩屈服区的等效塑性应变分布Fig. 11 Contour plot of equivalent plastic strain in rock around the pile at  $r=3$  for the gravity anchorage with one pile

图 12 锚碇基底实际摩阻力和最大摩擦力随水平荷载的变化

Fig. 12 Change of the friction between anchorage foundation and rock with the lateral load.

#### 4 群桩重力锚的抗滑行为

实际悬索桥主缆不仅在锚碇基底面产生水平剪切力,还通过重力锚散索鞍对锚碇基底产生前倾力矩。虽然重力锚重心偏向锚碇后端,可以抵消一部分倾覆力矩,但在极限荷载下,锚碇后端部分嵌固桩仍然可能受拉。为此,将锚碇后部嵌固桩设计成扩底桩,以抵抗倾覆力矩可能产生的拉力。

为估算极限荷载下锚碇后端扩底桩承受的拉应力,分析重力锚基底摩阻力和嵌固桩群在主缆水平分力和倾覆力矩作用下的联合抗滑作用以及扩底桩的抗倾覆作用,首先建立群桩重力锚基础和基岩相互作用的有限元模型,在基础顶面施加等效水平荷载和倾覆力矩,分析基底摩阻力和群桩分担的抗滑力比例以及扩底桩附近基岩的应力状态,然后建立全锚碇有限元模型,进一步验证计算结果。

考虑到一个锚碇有两个锚体,且每一个锚体本

身对称,故取一个锚体的一半进行建模和计算。每一个锚体沿横桥向布置两排嵌固桩,每排顺桥向有4根。假定嵌固桩的排列和基岩边界对称于锚体顺桥向中心线,故可只分析一排嵌固桩的抗滑行为。群桩基础有限元模型如图13所示。

根据《悬索桥设计规范》(JTG/T D 65—2015),重力式锚碇的抗滑稳定性系数要求为2.0,为此,计算中锚碇散索鞍位置的主缆拉力采用2.1倍设计主缆拉力,即 $F_T = 2.1 \times (1/2) \times F_{dx} = 232\ 953\text{ kN}$ ,锚碇基础顶面中心所受倾覆力矩 $M_T = 5\ 743\ 521\text{ kN}\cdot\text{m}$ 。锚碇基础后端拉应力 $\sigma_{M,\max} = 1\ 290\text{ kN/m}^2$ 。为了最大限度地使锚碇自重抵消一部分倾覆力矩,假定锚碇重心位于基础平面核心边界处,偏心距为 $e_G = 6.7\text{ m}$ (见图1)。通过施工措施使嵌固桩不承担锚碇自重,则锚碇后端基底由自重引起的压应力 $\sigma_{G,\max} = 775.516\text{ kN/m}^2$ 。则最大主缆拉力下锚碇基础后端拉应力 $\sigma_{M,\max} - \sigma_{G,\max} = 514.484\text{ kN/m}^2$ (图13)。最后一排扩底式嵌固桩的扩大头高4 m,直径4.8 m。扩大头等截面部分和上部直桩之间采用坡度为1:3的直坡过渡。等截面嵌固桩群采用长度为3 m的桩。主缆水平分力通过在基础顶面施加水平面荷载 $q_T = F_T/A_a = 362.149\text{ kN/m}^2$ 来模拟(见图13)。

图14为群桩锚碇基底摩擦力和嵌固桩抗滑力分担的总抗滑力比例随荷载的变化曲线。在嵌固桩承担锚碇自重与不承担锚碇自重两种工况下,锚碇水平位移大约相差0.02 m;摩阻力承担水平荷载

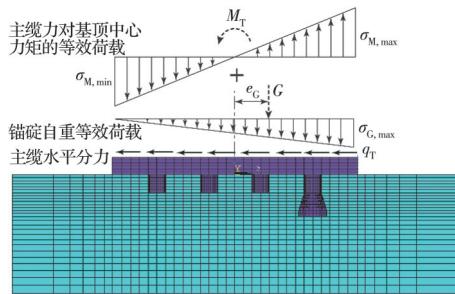


图 13 重力锚基础顶面等效荷载

Fig. 13 The equivalent loads on the top of the pile-group-enhanced gravity-type anchorage foundation

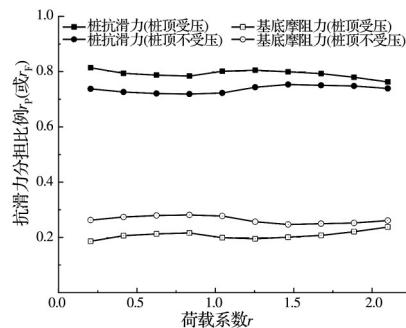


图 14 群桩重力锚基础嵌固桩和基底摩擦力分担的抗滑力比例

Fig. 14 Proportions of lateral load resisted by pile and friction for pile-group-enhanced gravity anchorage model

的比例为 20%~30%，嵌固桩承担的水平荷载比例为 70%~80%。当锚碇自重全部由基岩承担时，锚碇基底摩阻力承担的水平荷载增加，而嵌固桩承担的抗滑力比例则相应减小。图 15 为嵌固桩承担锚碇自重的情况下顺桥向 4 根嵌固桩承担的抗滑力比例。在加载初期，4 根嵌固桩承担的水平荷载大致相同；当荷载较大时，锚碇前端嵌固桩承担的抗滑力逐渐增大，后端嵌固桩承担的抗滑力则逐渐减小。对于 3 号、4 号扩底桩，在加载后期，桩顶从受压逐渐变为受拉，基岩内最大屈服应变位于扩底桩周围的基岩中(图 16)。当荷载系数  $r > 2.1$  时，扩底桩附近基岩屈服应变增大到使计算无法收敛的程度，表明最大抗滑安全系数最高达到 2.0。

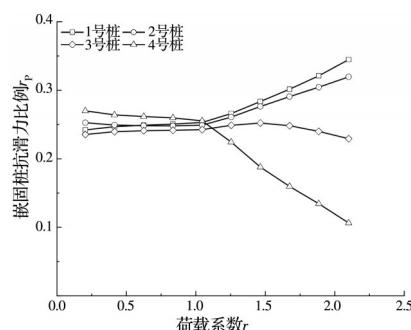


图 15 群桩重力锚基础各嵌固桩分担的抗滑力

Fig. 15 Proportions of lateral load resisted by each pile of the pile-group-enhanced gravity anchorage model

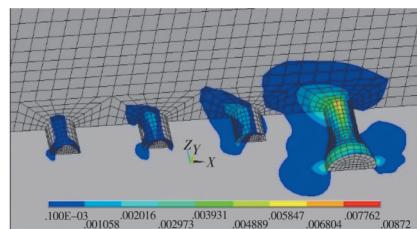
图 16  $r=2.1$  时群桩重力锚基础桩周围基岩等效塑性应变分布

Fig. 16 Contour plot of equivalent plastic strain in rock around the pile at  $r=2.1$  for the pile-enhanced gravity anchorage

为了进一步验证等效荷载作用下群桩重力锚基础的计算结果，建立全锚碇有限元模型进行计算。全锚碇模型和群桩基础模型的不同之处在于：全锚碇模型的自重分布与锚体构造有关，其平面分布不规则；全锚碇模型的主缆荷载施加在散索鞍和缆索锚固面，而群桩基础模型的主缆荷载是以等效线性分布的方式施加在锚碇基础顶面(图 13)。图 17 所示是全锚碇有限元模型，基岩四周和底部边界处采用无限元，以消除边界效应；主缆荷载通过在散索鞍支撑处和缆索锚固面施加面荷载来实现。

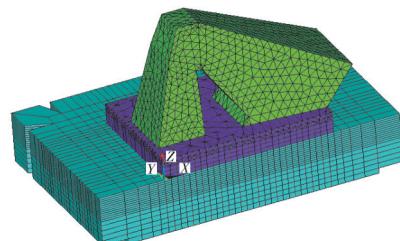


图 17 群桩全锚碇有限元模型

Fig. 17 The finite element model of the pile-enhanced gravity anchorage

图 18 反映锚碇散索鞍中心和锚碇基础顶面的位移与主缆荷载的关系曲线。由图 18 可见，在相同主缆荷载下：当锚碇自重全部由基岩承担、嵌固桩不分担锚碇自重时，锚碇水平位移较小，最大水平位移为 0.054 m，而当嵌固桩分担部分锚碇自重时，

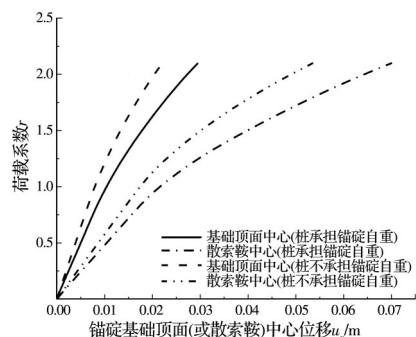


图 18 群桩全锚碇荷载-水平位移曲线

Fig. 18 Load-displacement curves of the pile-enhanced gravity anchorage

由于锚碇基底摩阻力减小,锚碇水平位移增大,最大水平位移到达0.07 m。说明通过施工措施使锚碇自重全部作用在基岩上,可以增加锚碇基底摩阻力,有利于减小锚碇水平位移。

图19是荷载系数 $r=2.0$ 时嵌固桩不承担锚碇自重的情况下,嵌固桩周围基岩的屈服区域和等效塑性应变分布图。在最大荷载下,锚碇后端基岩屈服区域较大,最大等效塑性应变为0.007,位于锚碇后端扩底桩桩顶附近的基岩中,且扩大头周围基岩也有较大的塑性应变。说明锚碇后端扩底桩周围基岩的应力和变形状态对嵌桩式重力锚抗滑稳定性起到控制作用。图20是嵌固桩不分担锚碇自重的情况下锚碇基底摩阻力和嵌固桩分担的抗滑力随荷载的变化曲线。由图20可见,锚碇基底摩阻力和嵌固桩分担的抗滑力比例分别为总抗滑力的20%~30%和70%~80%,与群桩重力锚基础模型的计算结果一致。

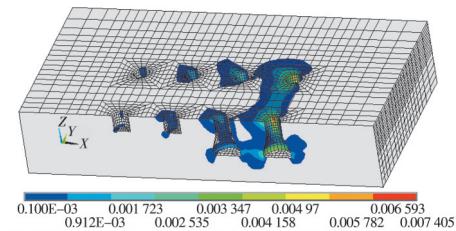


图19  $r=2.0$ 时群桩全锚碇桩周基岩等效塑性应变分布

Fig. 19 Contour plot of equivalent plastic strain in rock around piles at  $r=2.0$  for the pile-enhanced gravity anchorage

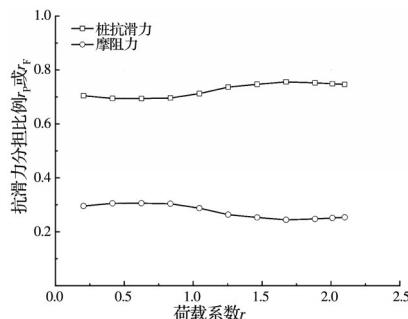


图20 群桩全锚碇嵌固桩和基底摩阻力分担的抗滑力比例

Fig. 20 Proportions of lateral load resisted by piles and friction for the pile-enhanced gravity anchorage

## 5 嵌桩式重力锚设计方法

嵌桩式重力锚主缆拉力水平分量由锚碇基底摩阻力与嵌固桩共同承担,其物理模型如图21所示。

已知主缆拉力水平分量为 $F_T$ ,且锚碇摩阻力和嵌固桩分担的抗滑力比例分别为 $r_F$ 和 $r_P$ ,则

$$F_F = r_F F_T, F_P = r_P F_T \quad (20)$$

式中: $F_F$ 和 $F_P$ 分别为摩阻力和嵌固桩承担的抗滑

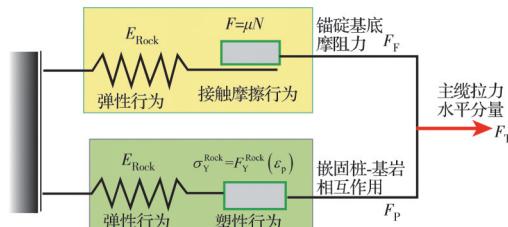


图21 嵌桩式重力锚抗滑机制物理模型

Fig. 21 Physical model for the anti-slip mechanism of the pile-enhanced gravity-type anchorage

力。实践中, $r_F$ 可取0.2~0.3, $r_P = 1 - r_F$ 。为了最大限度地控制锚碇水平位移,在设计初始阶段,假设锚碇自重全部由基岩承担,嵌固桩不承担锚碇自重,则

$$G_F = G, G_P = 0 \quad (21)$$

式中: $G_F$ 和 $G_P$ 分别为基岩和嵌固桩承担的锚碇自重。根据有限元分析结果,主缆作用下,嵌桩式重力锚达到最大承载力时,锚碇基底摩阻力并未达到其最大值,而只达到最大摩阻力的50%~70%。因此重力锚自重可取为

$$G = \frac{r_F F_T}{\mu \beta} \quad (22)$$

式中: $\beta$ 是摩阻力发挥系数,可取 $\beta=0.5\sim0.7$ 。假设单根嵌固桩的水平极限承载力为 $H_P$ ,截面积为 $A_P$ ,则嵌固桩的数量 $m$ 为

$$m = \frac{r_P F_T}{H_P} \quad (23)$$

如果锚碇后部嵌固桩在倾覆力矩作用下受拉,则受拉的嵌固桩设计为扩底桩且其抗滑力折减60%。如果锚碇自重由嵌固桩和基岩共同承担,基岩和嵌固桩分担的锚碇自重分别为

$$G_P = \frac{E_C m A_P G}{E_R (A - m A_P) + E_C m A_P} \quad (24)$$

$$G_F = \frac{E_R (A - m A_P) G}{E_R (A - m A_P) + E_C m A_P} \quad (25)$$

式中: $A$ 为锚碇基底全部面积; $A_P$ 为单根嵌固桩的截面积; $E_R$ 和 $E_C$ 分别为基岩和嵌固桩混凝土的弹性模量。单根嵌固桩的水平承载力 $H_P$ 可由 $p-y$ 曲线法估算或由弹塑性有限元法计算确定。锚碇自重确定后,根据抗倾覆稳定性的要求,尽可能使锚碇重心向后的偏心距最大。

为了验证设计方法,以青山湖大桥重力锚为例,对锚碇自重和嵌固桩数量进行设计。考虑抗滑稳定性系数 $K_a=2.1$ ,单根主缆极限拉力水平分量 $F_T=2.1 \times 221860 \text{ kN}=465906 \text{ kN}$ 。基岩摩擦系数 $\mu=0.6$ ,摩阻力分担抗滑力的比例 $r_F=0.25$ ,嵌固桩抗滑力分担比例 $r_P=0.75$ ,摩阻力发挥系数取

$\beta=0.6$ 。锚碇基底面积的一半为  $A=1286.5 \text{ m}^2$ , 直径  $D=2.8 \text{ m}$  的单根嵌固桩截面积  $A_p=\pi D^2/4=6.15 \text{ m}^2$ 。基岩弹性模量  $E_R=2000 \text{ MPa}$ , 桩身混凝土弹性模量  $E_c=3.15 \times 10^4 \text{ MPa}$ 。采用  $p-y$  曲线法得到的长度为 3 m 的单根嵌固桩极限承载力为  $H_p=35.436 \text{ kN}$ (见表2)。由式(23)可知, 嵌固桩数量  $m$  为

$$m = \frac{r_p F_t}{H_p} = \frac{0.75 \times 465906 \text{ kN}}{35.4 \text{ kN}} = 9.8 \approx 10 \text{ (根)}$$

如果不考虑嵌固桩承担锚碇自重,一半锚碇自重  $G$  为

$$G = G_F = \frac{r_F F_t}{\mu \beta} = \frac{0.25 \times 465906 \text{ kN}}{0.6 \times 0.6} =$$

323 545.833 kN

如果考虑嵌固桩承担自重,则一半锚碇自重为

$$G = G_F \left[ \frac{E_R(A - mA_p) + E_c mA_p}{E_R(A - mA_p)} \right] =$$

$$323 545.833 \times 1.79 = 579 147.04 \text{ kN}$$

如果采用 8 根嵌固桩,即  $m=8$ ,在不考虑嵌固桩承担锚碇自重的情况下,锚碇自重不变;而考虑嵌固桩承担锚碇自重时,一半锚碇的自重为  $G=556 498.83 \text{ kN}$ 。表 3 是嵌桩式重力锚与相应的齿坎式重力锚自重减小量对比。表 3 中的自重数据取整数,小数位四舍五入。

表 3 齿坎式重力锚和嵌桩式重力锚自重的比较

Table 3 Comparison of the self-weight of the pile-enhanced gravity anchorage with the conventional one having stepped-bottom

齿坎式重力 锚自重/kN	嵌桩式重力锚			自重减小 比例/%
	嵌固桩 根数	嵌固桩是否承 担锚碇自重	锚碇自重/ kN	
706 128	10	否	323 546	54
		是	579 147	18
8	8	否	323 546	54
		是	556 499	21

由表 3 可知,如果不考虑嵌固桩承受锚碇自重,锚碇自重减小量将达到 50%;如果考虑嵌固桩承担锚碇自重,则锚碇自重的减小量在 20% 左右。当嵌固桩的数量确定后,即可根据构造要求在基底平面上布置嵌固桩并设计嵌固桩钢筋,并根据抗倾覆要求将锚碇重心靠后,且将后排嵌固桩设计成扩底桩,然后验算抗倾覆稳定系数和锚碇最大位移。

## 6 结论

通过嵌固桩侧向承载力、单桩重力锚以及群桩重力锚摩擦/嵌固联合抗滑稳定性分析,得到以下

结论:

1) 大直径嵌固桩和锚碇基底摩阻力的联合作用能为锚碇提供较大的抗滑力。在同等悬索桥主缆荷载下,相比单纯依靠摩阻力提供全部抗滑力的重力式锚碇,嵌桩式重力锚能实质性减小对摩阻力的需求,因而显著减小锚碇自重和体积。对于在中风化石英砂岩上建造的嵌桩式重力锚碇,嵌固桩承担的抗滑力占主缆水平荷载的 70%~80%,锚碇基底摩阻力承担的抗滑力占 20%~30%;即使在 2.1 倍主缆设计荷载下,基底摩阻力尚有 30%~50% 的安全储备。

2) 与普通嵌岩桩相比,完全嵌入基岩的大直径嵌固桩的水平位移很小;加上锚碇基底摩阻力对锚碇水平位移的约束作用,群桩重力锚的水平位移完全能控制在规范要求之内。

3) 重力式锚碇嵌固桩的抗滑作用主要由桩顶附近一倍桩径深度范围内的基岩反力提供,在此深度以下,桩-岩相互作用较小。嵌固桩桩长在直径两倍范围以内时,可以最大限度地利用桩侧基岩的反力。由于嵌桩式重力锚碇后端承受的上拔力较大,锚碇后端的嵌固桩应采用扩底桩,并通过施工措施使重力锚自重全部作用在基岩上,从而达到最大的摩擦/嵌固联合抗滑效果。

4) 嵌桩式重力锚通过大直径嵌固桩提高锚碇抗滑力,能显著降低锚碇自重,减小基坑开挖量,减少对地基原状土的扰动和对生态环境的干扰,有益于悬索桥的绿色建造。

## 参考文献

- [1] 李迎九. 千米跨度高速铁路悬索桥建造技术现状与展望[J]. 中国铁路, 2019(9): 1-8.  
LI Y J. Current situation and expectation of construction technology for HSR suspension bridge with kilometers span [J]. China Railway, 2019(9): 1-8. (in Chinese)
- [2] 吴文涛, 李秋, 许健, 等. 基于模型试验的齿坎型重力锚抗滑机制[J]. 科学技术与工程, 2024, 24(7): 2927-2936.  
WU W T, LI Q, XU J, et al. Anti-slide mechanism of the notched sill gravity anchorage based on model test [J]. Science Technology and Engineering, 2024, 24(7): 2927-2936. (in Chinese)
- [3] 杜宇翔, 付晓东, 盛谦, 等. 悬索桥重力式锚碇-地基系统承载机理研究[J]. 工程地质学报, 2025, 33(2): 758-771.  
DU Y X, FU X D, SHENG Q, et al. Study on the bearing mechanism of gravity anchorage-foundation system of suspension bridges [J]. Journal of Engineering Geology, 2025, 33(2): 758-771. (in Chinese)

- [4] 赖允瑾, 吴昌将, 张子新. 软岩地基悬索桥重力式锚碇齿坎效应的试验研究与数值分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(3): 593-602.
- LAI Y J, WU C J, ZHANG Z X. Test and numerical analysis of effect of notched sill of gravity anchorage on soft rock ground of suspension bridge [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29 (3): 593-602. (in Chinese)
- [5] 罗晓光. 悬索桥根式锚碇基础承载特性理论与试验研究[D]. 合肥: 合肥工业大学, 2021.
- LUO X G. Theoretical and experimental study on bearing characteristics of root anchorage foundation of suspension bridge [D]. Hefei: Hefei University of Technology, 2021. (in Chinese)
- [6] 江昕宇. 大跨度悬索桥嵌桩式重力锚碇承载机理和稳定性研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2022.
- JIANG X Y. Study on bearing mechanism and stability of embedded gravity anchorage of long-span suspension bridge [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2022. (in Chinese)
- [7] 刘效尧. 悬索桥锚碇桩式基础位移及受力分析[J]. 桥梁建设, 2010, 40(4): 47-51.
- LIU X Y. Displacement and mechanical analysis of pile foundation for suspension bridge anchorage [J]. Bridge Construction, 2010, 40(4): 47-51. (in Chinese)
- [8] 唐正风, 沈锐利. 悬索桥扩大基础锚碇与桩式基础锚碇对比研究[C]//第二十三届全国桥梁学术会议论文集, 北京: 人民交通出版社, 2018: 140-146.
- TANG Z F, SHEN R L. Comparisons of the spread foundation anchorage and the pile-supported anchorage for suspension bridges [C]//Proceedings of the 23th National Conference on Bridge Technologies. Beijing: China Transportation Press, 2018: 140-146. (in Chinese)
- [9] 吉林, 眇峰, 王保田. 润扬大桥锚碇基岩摩阻力试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(2): 256-260.
- JI L, XU F, WANG B T. Testing study on base resistance of the anchors at Runyang Yangtze bridge [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(2): 256-260. (in Chinese)
- [10] 王艳芬, 马远刚. 西堠门大桥锚碇岩基原位试验[J]. 桥梁建设, 2009, 39(增刊2): 67-71.
- WANG Y F, MA Y G. In-situ tests for rock foundation of anchorage of xihoumen bridge [J]. Bridge Construction, 2009, 39(Sup 2): 67-71. (in Chinese)
- [11] 俞亚南, 高庆丰. 齿坎式挡土结构抗滑稳定性分析[J]. 浙江大学学报(工学版), 2003, 37(6): 652-656.
- YU Y N, GAO Q F. Numerical analysis for stability against sliding of retaining wall with notched sill [J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2003, 37(6): 652-656. (in Chinese)
- [12] 张茂础, 崔臻, 盛谦, 等. 基于离散元方法的锚碇岩碇接触力学性质研究[J]. 地下空间与工程学报, 2020, 16 (1): 169-176.
- ZHANG M C, CUI Z, SHENG Q, et al. Application study on contact mechanical property of anchor structure based on discrete element method [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2020, 16(1): 169-176. (in Chinese)
- [13] 尹小涛, 王东英, 汤华, 等. 一种简化的重力锚承载力估值和结构优化方法[J]. 工程地质学报, 2018, 26(增刊): 392-396.
- YIN X T, WANG D Y, TANG H, et al. A simplified bearing capacity estimation formula and structure optimal method of gravity anchorage [J]. Journal of Engineering Geology, 2018, 26(Sup): 392-396. (in Chinese)
- [14] 张埕豪, 赵其华, 娄琛, 等. 考虑基岩层面影响的水平受荷嵌岩桩模型试验研究[J]. 工程地质学报, 2019, 27 (2): 286-293.
- ZHANG C H, ZHAO Q H, LOU C, et al. Model experimental study of rock socketed pile in slope strata subjected to horizontal loading [J]. Journal of Engineering Geology, 2019, 27(2): 286-293. (in Chinese)
- [15] 孙毅龙, 许成顺, 杜修力, 等. 海上风电大直径单桩的修正 $p-y$ 曲线模型[J]. 工程力学, 2021, 38(4): 44-53.
- SUN Y L, XU C S, DU X L, et al. A modified  $p-y$  curve model of large-monopiles of offshore wind power plants [J]. Engineering Mechanics, 2021, 38(4): 44-53. (in Chinese)
- [16] 赵明华, 李帅超, 彭文哲. 基于有限元分析的横向受荷刚性桩应变楔模型形体参数研究[J]. 铁道科学与工程学报, 2019, 16(3): 674-683.
- ZHAO M H, LI S C, PENG W Z. Study of laterally-loaded rigid pile strain wedge model shape parameters base on finite element analysis [J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2019, 16(3): 674-683. (in Chinese)
- [17] AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). LRFD bridge design specifications [S]. 9th Edition. Washington DC, 2020.
- [18] FOSSUM A F, BRANNON R M. The Sandia Geo-model: Theory and user's guide [R]. Livermore: Sandia National Laboratories, 2004.
- [19] FOSSUM A F, FREDRICH J T. Cap plasticity models and compactive and dilatant pre-failure deformation [C]// Pacific Rocks 2000: Rock Around the Rim. Proceedings of the Fourth North American Rock Mechanics Symposium. Eds. GIRARD J, LIEBMAN M, BREEDS C, et al. Balkema. Rotterdam, 2000: 1169-1176.
- [20] YANG K. Analysis of laterally loaded drilled shafts in rock [D]. Akron: The University of Akron, 2006.
- [21] TROCHANIS A M. A three-dimensional nonlinear

- study of piles leading to the development of a simplified model [D]. Pittsburgh: Carnegie-Mellon University, 1988.
- [22] WRIGGERS P. Computational contact mechanics [M]. 2nd edition. Berlin, Heidelberg Springer Berlin Heidelberg, 2006.
- [23] CARTER J P, KULHAWY F H. Analysis of laterally loaded shafts in rock [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1992, 118(6): 839-855.
- [24] REESE L C, VAN IMPE W F. Single piles and pile groups under lateral loading [M]. Boca Raton: CRC Press, 2010
- [25] 悬索桥设计规范: JTGD65—2015 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2015.  
Specifications for design of highway suspension bridges: JTGD65—2015 [S]. Beijing: China Transportation Press, 2015. (in Chinese)

(编辑 朱备)