

DOI: 10.11779/CJGE20220524

气囊式框架地梁边坡支护结构力学性能分析

董建华^{1,2}, 郭瀚^{1,2}, 何鹏飞^{1,2}, 吴晓磊^{1,2}

(1. 兰州理工大学甘肃省土木工程防灾减灾重点实验室, 甘肃 兰州 730050; 2. 兰州理工大学西部土木工程防灾减灾教育部工程研究中心, 甘肃 兰州 730050)

摘要: 针对地震、崩塌等自然灾害频发而导致的边坡失稳问题, 提出了可快速应对抢险救灾工作的气囊式锚杆框架地梁新型结构, 并阐述了该新型结构的工作机理。分析气囊框架地梁受荷时玻璃钢与气囊的受力特性, 给出了气囊框架地梁承载力计算方法; 结合气压传动和双层弹性地基梁理论, 建立了气囊框架地梁-锚杆-土体协调变形的计算模型, 给出了气囊式框架地梁在边坡支护施工阶段与工作阶段的力学效应计算方法。结果表明: ①气囊式框架梁结构承载力主要由框架梁板厚、板材强度、气囊内压和高度决定, 增加框架板厚、板材强度、气囊内压和高度可以提高结构承载力; ②气囊式框架梁支护边坡存在施工和工作两个阶段, 工作阶段位于坡脚处的框架梁剪力和弯矩出现较大的上升, 设计时应作为最不利因素着重考虑; ③支护设计时应综合考虑支护效果、结构承载力和经济性给出设计方案, 确保结构在实际抢险救灾中的可靠性、时效性和经济性。研究成果可在边坡快速支护中为新型结构的设计应用提供理论依据和指导。

关键词: 气囊式框架地梁; 边坡支护; 双层弹性地基梁; 承载力; 协调变形

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2023)07-1498-11

作者简介: 董建华(1980—), 男, 博士, 教授, 主要从事冻土静动力分析与设计方面的教学与研究工作。E-mail: djhua512@163.com。

Mechanical properties of airbag frame ground beams for slope support

DONG Jianhua^{1,2}, GUO Han^{1,2}, HE Penfei^{1,2}, WU Xiaolei^{1,2}

(1. Key Laboratory of Disaster Prevention and Mitigation in Civil Engineering of Gansu Province, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China; 2. Western Engineering Research Center of Disaster Mitigation in Civil Engineering of Ministry of Education, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China)

Abstract: In view of the slope instability caused by frequent natural disasters such as earthquakes and collapses, a new type of ground beam structure with airbag anchor frame which can quickly respond to rescue and relief work is proposed, and the working mechanism of the new structure is described. The stress characteristics of FRP and airbag are analyzed when the ground beam of airbag frame is loaded, and the method for the bearing capacity of the ground beam of airbag frame is given. Combined with the theory of pneumatic transmission and double-layer elastic foundation beam, the model for calculating the coordinated deformations of the airbag frame ground beams, bolts and soils is established, and the relevant method for the mechanical effects of the airbag frame ground beams at the construction stage and working stage of slope support is given. The results show that: (1) The bearing capacity of the airbag frame beam structure is mainly determined by the thickness of frame beam, the strength of plate, and the internal pressure and height of the airbag. Increasing the thickness of frame plate, the strength of plate, and the internal pressure and height of airbag can improve the bearing capacity of the structure. (2) The airbag frame beams for slope support have two stages: construction and working. The bending moments and shear forces at the working stage are larger than those at the construction stage, and the shear forces and bending moments of the frame beams at the foot of the slope rise greatly at the working stage, which should be considered as the most unfavorable factor in the design.

(3) The support design should also comprehensively consider the support effects, structural bearing capacity and economy, and give the design scheme to ensure the reliability, timeliness and economy of the structure in the actual rescue and disaster relief. The research results may provide a theoretical basis and

基金项目: 国家自然科学基金项目(52178335, 51778275, 42001058); 中央引导地方科技发展资金项目(YDZX20216200001739); 甘肃省基础研究创新群体项目(20JR10RA205); 陇原青年创新创业人才(团队项目)(2020RCXM120); 甘肃省知识产权局高价值专利培育和转化项目(20ZSCQ034); 兰州市十大科技创新项目(2020-2-11)
收稿日期: 2022-04-28

guidance for the design and application of the new structure in rapid slope support.

Key words: airbag frame ground beam; slope support; double-layer elastic foundation beam; bearing capacity; coordinated deformation

0 引言

随着人类活动、气候变暖和极端天气对地球的影响日益加剧,全球地质灾害频发,尤其是国内地震灾害增多。2008年5月12日汶川地震后,地震触发滑坡造成了强烈地貌变化、人员伤亡和财产损失,受到了广泛关注。此次8.0级地震造成超过197000处滑坡,破坏不计其数的基础设施。由于四川等地多山的地质条件,山川坡体的整体崩塌,滚石堆积堵塞交通,大震过后的山体、坡体结构性被破坏,随时可能伴着余震继续发生垮塌,给救援人员的生命安全造成严重威胁^[1-3]。而抢险救灾技术储备匮乏等诸多问题给当时的救援行动带了巨大的阻碍。如何在诸如地震、滑坡之类地质灾害中快速解决坡体的稳定性问题,防止灾害过后的二次伤害,提出满足抢险救灾时效性、可靠性、便捷性等特点的技术手段,提高抢险救灾的效率,给人民的生命财产安全“上一道保险”,被越来越多工程技术人员和科研人员所重视^[4-5]。

锚杆框架地梁作为一种应用非常广泛的加固支护坡体方法,其施工工艺是:坡面施做混凝土或钢框架,养护硬化后起到支护作用。但普通锚杆框架在施工中耗费时间长、工序复杂,现浇混凝土框架在坡面支模困难,混凝土运送不方便;浇筑完成后混凝土凝固养护时间导致工期较长,劳动量大;钢框架易腐蚀而失去承载力,自重大,造价高昂。现有专利多未在可装配上提出改进,专利装配式锚杆框架CN201810668184.7也未从框架材性上做出改进,施作运输笨重,对于施工条件要求苛刻。综上所述,现有的框架锚杆还不能胜任抢险救灾、迅速治理边坡的要求,且存在框架和锚杆无法回收重复利用,造成资源严重浪费和工程造价高昂等问题。因此,迫切需要一种能够快速施工并形成支护力的框架地梁。

目前,气囊在建筑防震^[6]、隧道封堵^[7]、抬升搬运等工程中得到广泛使用。关于轮胎、气囊和空气弹簧的研究^[8-11]也随着橡胶材料性能的提升和充气产品的推广而越来越被重视,一度被废止的气囊船舶下水也重新被使用,通过多个气囊的协同工作,甚至可以达到70000 kN的承重效果。但由于橡胶材料自身的超弹性以及其充气后所展现出来的力学非线性,很难单纯、精确地将其运用到工程中,而借助其他结构配合使用往往可以取得意想不到的力学效果。通过将充气气囊置于玻璃钢框架内,给框架提供结构性,为抢险

救灾预制支挡结构提供了一种新思路。

基于快速形成支护结构,契合抢险救灾“快速治理”的原则,迅速形成支挡结构的同时,本着节约、绿色的原则,笔者提出了气囊式框架地梁结构。框架地梁引入充气气囊作为承力构件,既保证了承载力,也达到了快速加固边坡的目的。

本文对气囊式框架地梁新型支护结构的构造和工作机理进行了阐述;结合弹性地基梁理论和锚杆框架梁受力机理,推导了带有气囊夹层的锚杆框架地梁力学模型,研究成果可为气囊式框架合理应用于实际工程提供理论指导。

1 气囊式框架结构提出及工作原理

1.1 结构的提出及构造

如图1,2所示,气囊式框架地梁由气囊、玻璃钢框架和十字连接架组成,玻璃钢框架由4块玻璃钢板通过预留滑道和插销结合而成,两侧玻璃钢板只起限制气囊位移的作用,其中与土体接触的玻璃钢板为内板,承载锚杆拉力的为外板,外部荷载由内外板与气囊协调变形进行承担,玻璃钢框架内嵌入气囊,气囊内充满气体,十字连接架(如图2)的4个卡槽内均插入玻璃钢框架并用螺栓连接组成框架,如图3所示,其支护图如图4所示。

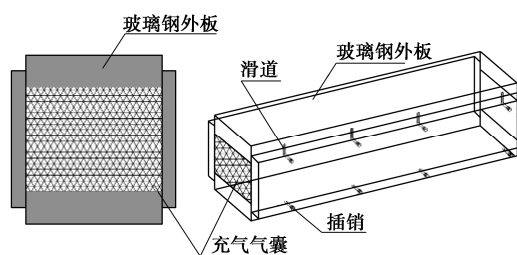


图1 气囊式框架示意图

Fig. 1 Schematic diagram of airbag frame

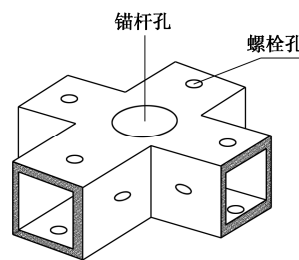


图2 十字连接架示意图

Fig. 2 Schematic diagram of cross connection frame

新结构是一种可迅速搭设、可拆卸、可靠性良好的柔性支挡框架地梁，主要应用于抢险救灾时，已受地质灾害例如地震、崩塌等破坏或者即将破坏的大型边坡的局部地方和小型边坡进行紧急处理，为紧急救援行动和临时活动提供保护。在结构上，气囊框架结构的施工作业特点，满足在抢险救灾中的时效性、紧急性、可靠性及可回收性需求。

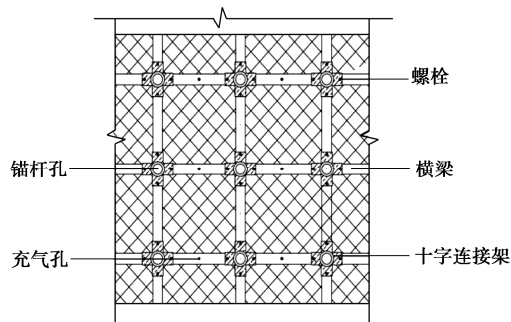


图3 气囊式框架梁立面示意图

Fig. 3 Schematic diagram of airbag frame beam facade

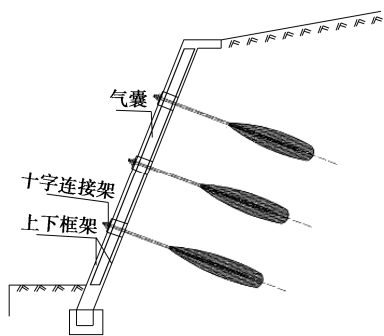


图4 气囊式框架梁支护示意图

Fig. 4 Schematic diagram of airbag frame beam support

1.2 工作原理

新结构包括气囊框架成型原理，协调变形原理和地梁结构原理。表现为：①新结构通过将气囊放入玻璃钢框架中赋予了整个框架一定结构性和强度；②气囊体积依托于玻璃钢框架容积，框架外板通过两侧插销滑道上下移动来控制其工作高度和工作气压，利用气压传动原理控制其弹性系数；③气囊框架地梁与锚杆相互连接构成空间柔性支挡结构。地梁结构通过锚杆与边坡深层稳定土体连结起来，充分利用深层稳定土体的自承能力，通过框架和锚杆将浅层坡体锚固稳定。

2 气囊式框架的承载力计算

2.1 抗弯承载力计算

考虑到气囊式框架地梁的受力特性，承力构件主要为玻璃钢框架板及气囊。对气囊式框架建立承载力分析模型，其受力状态如图5所示。受压区气囊和上部玻璃钢板承受压力，可将其等效为垂直向弹簧，此

时可将气囊等效为水平向弹簧，气囊结构不受拉剪，上部玻璃钢板承受拉力，建立分析模型，需计算出受压区气囊承压高度，即气囊有效受压高度，由受力平衡方程求解气囊有效受压高度^[12]，以中性轴在上板橡胶带底部通过为例，给出抗弯承载力计算方法。

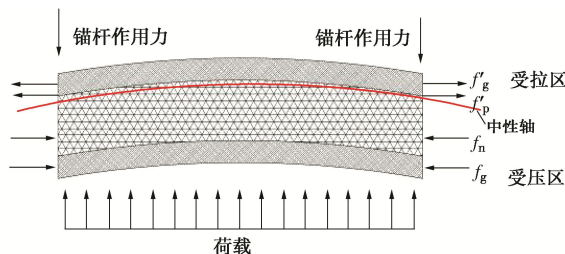


图5 气囊式框架地梁单跨受力分析图

Fig. 5 Stress analysis of single span of airbag frame beam

沿板长方向得受力平衡： $\sum F = 0$ ，得

$$f_g A_{s1} + f_n A_n = f_p' A_{s2} + f_g' A_{s1} \quad (1)$$

式中： f_g 为玻璃钢轴心抗压强度； f_g' 为玻璃钢轴心抗拉强度； f_p' 为气囊带轴心抗拉强度； A_{s1} 为横向受拉/压玻璃钢截面面积； A_{s2} 为纵向受拉气囊带截面面积； A_n 为气囊承压面积。

其中气囊抗压强度 f_n 由下式计算：

$$f_n = p_z - p_a \quad (2)$$

式中： p_z 为气囊内绝对气压； p_a 为标准大气压； $p - p_a$ 为气囊相对气压，即工作气压。

当中性轴在气囊中通过，其有效受压区高度 h_1 ：

$$h_1 = \frac{f_p' A_{s2} + f_g' A_{s1} - f_g A_{s1}}{f_n b_1} + a_{s1} \quad (3)$$

$$A_n = (h_1 - a_{s1}) b_1 \quad (4)$$

式中： b_1 为矩形截面宽度； h_1 为气囊有效受压区高度； a_{s1} 玻璃钢下板厚度。

所有力对中性轴取矩的平衡条件，即 $\sum M = 0$ ，取承压区计算弯矩得气囊框架梁的抗弯承载力：

$$M_0 = f_g A_{s1} \left(h_1 - \frac{a_{s1}}{2} \right) + f_n b_1 \frac{(h_1 - a_{s1})^2}{2} \quad (5)$$

2.2 抗剪承载力计算

由于气体不具备抗剪能力，从而忽略气囊的抗剪能力，即剪力由玻璃钢外框架承担：

$$V = f_v S \quad (6)$$

式中： V 为抗剪承载力； S 为内、外板玻璃钢板截面面积之和； f_v 为玻璃钢抗剪强度。

3 气囊式框架力学模型建立及求解

气囊式框架梁的力学特性分析根据其受力状态和发挥作用不同划分为两个阶段进行受力分析^[13-17]：①施工阶段，为锚杆的张拉阶段，此时锚杆的作用力为

其施加的初始预应力, 将土体作为弹性体进行分析;

②工作阶段, 此时坡体发生变形, 坡体表层土体发生下滑并产生推力, 框架梁阻挡滑动体下滑, 锚杆处于被动受力状态, 锚杆和框架梁上的受力情况随坡体的变形而变化。在设计计算时根据经典的土压力理论或土体容重来计算作用在框架梁上的土压力。两个阶段土体分别为弹性状态和极限状态, 虽然这两个阶段在发生时间上有先后, 但其并非普遍意义上的连续过渡, 因此分析时割裂两个阶段单独分析。

3.1 气囊框架简化计算模型

结合气囊式框架特性, 考虑到结构中气囊作为弹性夹层, 其外框架为只有顶面可自由移动的中空六面体, 顶板受力移动决定了气囊体积和内压, 从而决定了气囊夹层的弹性系数, 气囊四面都有玻璃钢板限制其侧向变形, 可忽略其侧向变形, 将气囊夹层等效为无数个弹簧, 从而建立简化的气囊弹性夹层的模型。根据框架地梁结构特征将其受力分析分为横梁和立柱。

(1) 立柱计算模型

立柱为沿坡高方向框架梁, 图6所示为立柱计算简图, 立柱结点自下而上依次为 x_1 , x_{i-1} , x_i , x_{i+1} , x_n 。

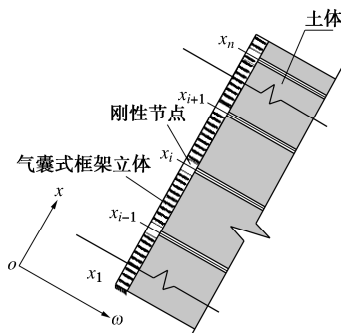


图6 框架立柱计算简图

Fig. 6 Calculation model of frame column

取图6中相邻节点间梁为计算单元, 如图7所示, 其中图7(a)为施工阶段计算单元, 图7(b)为工作阶段计算单元。根据地基梁与土的相互作用关系, 可将其简化为含有弹性夹层的内外双层弹性地基梁模型。图7中 P_i , P_{i+1} 分别为作用在节点 x_i , x_{i+1} 上的力, $E_1 I_1$, $E_2 I_2$ 分别为外板、内板的抗弯刚度, k_v 为气囊弹性系数, k_s 为土体弹性系数, p_0 为作用在框架梁上的土体反力, 此力在施工阶段和工作阶段不同。

根据双层弹性地基梁理论^[18], 框架立柱位移控制方程为

$$\left. \begin{aligned} E_1 I_1 \frac{d^4 \omega_1^c(x_{i,i+1})}{dx^4} + k_v b [\omega_1^c(x_{i,i+1}) - \omega_2^c(x_{i,i+1})] &= 0, \\ E_2 I_2 \frac{d^4 \omega_2^c(x_{i,i+1})}{dx^4} - k_v b [\omega_1^c(x_{i,i+1}) - \omega_2^c(x_{i,i+1})] &= b p_0. \end{aligned} \right\} (7)$$

式中, ω_1^c , ω_2^c 分别为立柱外板、内板位移, b 为立柱或横梁宽度。

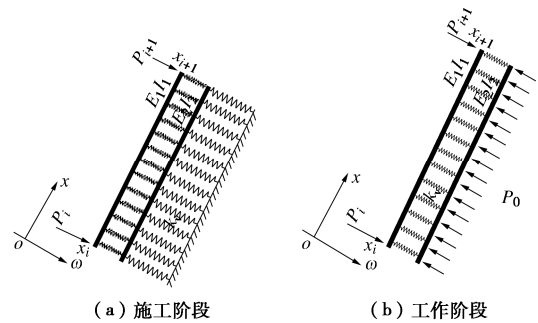


图7 框架立柱计算单元

Fig. 7 Calculation element of frame column

(2) 横梁计算模型

与立柱垂直, 沿水平方向分布的框架为横梁, 图8所示为横梁计算简图, 横梁结点自左而右依次为 z_1 , z_{j-1} , z_j , z_{j+1} , z_n 。

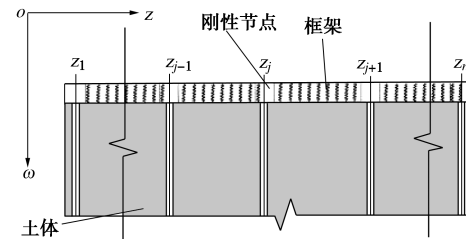


图8 框架横梁计算简图

Fig. 8 Calculation model of beam column

取图8中相邻节点间梁为计算单元, 如图9所示, 其中图9(a)为施工阶段计算单元, 图9(b)为工作阶段计算单元, 图中各符号含义与图7相同。

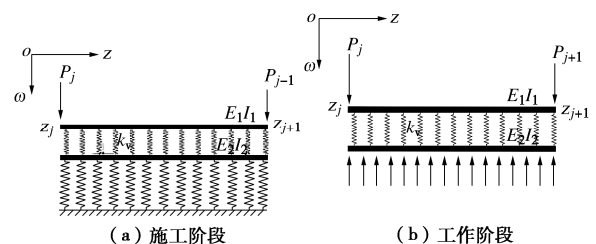


图9 框架计算横梁计算单元

Fig. 9 Calculation element of beam column

与立柱类似, 根据弹性地基梁理论, 框架横梁位移控制方程为

$$\left. \begin{aligned} E_1 I_1 \frac{d^4 \omega_1^b(z_{j,j+1})}{dz^4} + k_v b [\omega_1^b(z_{j,j+1}) - \omega_2^b(z_{j,j+1})] &= 0, \\ E_2 I_2 \frac{d^4 \omega_2^b(z_{j,j+1})}{dz^4} - k_v b [\omega_1^b(z_{j,j+1}) - \omega_2^b(z_{j,j+1})] &= b p_0. \end{aligned} \right\} (8)$$

式中: ω_1^b , ω_2^b 分别为横梁外板、内板位移。

(3) 反力 p_0 计算

施工阶段框架在锚杆预应力作用下向土体侧位

移,作用在框架上的反力 p_0 为土体压缩后的反力 p_{0s} ,可通过下式计算:

$$p_{0s} = \omega_2 k_s \quad (9)$$

工作阶段土体处于极限状态,作用在框架上的反力 p_0 为土压力 p_{0g} ,根据规范^[19]工作阶段时框架上的侧土压力分布可通过下式计算:

$$e_{hk} = \frac{E_{hk}}{0.9H} \quad (\text{岩质边坡}) \quad (10)$$

$$e_{hk} = \frac{E_{hk}}{0.857H} \quad (\text{土质边坡}) \quad (11)$$

式中: e_{hk} 为侧向土压力水平分力标准值(kN/m); E_{hk} 为侧向土压力合力水平分力标准值(kN/m); H 为坡高(m)。

框架柱上作用的土压力计算公式为

$$p_{0g} = \eta_l e_{hk} \cos \beta_s \quad (12)$$

式中, η_l 为框架柱的计算系数,一般取0.75, β_s 为坡面倾角。其中立柱下3/4高度处土压力为定值,立柱上1/4处为三角形分布荷载。对于横梁,一定高度处土压力为常数,可根据横梁高度计算得到。

3.2 气囊框架弹性系数

由于气囊置于框架中,提供密闭空气的作用,通过改变气囊的工作高度和初始气压,可以调整气囊的弹性系数,结构处于工作高度时弹性系数的推导如下。

容器内绝对气压 p_z 和充气后气囊框架内部压力分别为^[8]

$$p_z = n_0 RT / V_l \quad (13)$$

$$F = (p_z - p_a) A_p \quad (14)$$

式中: n_0 为气囊内气体分子量; R 为气体常数; T 为热力学温度(K); F 为作用在外板的气体压力; V_l 为单跨玻璃钢框架容积; A_p 为气囊有效作用面积。

气囊框架的工作高度即为初始框架的内高,框架初始外荷载为 F_w ,当外荷载 F_w 比 F 小时,由结构自身的插销提供部分的限制力。此时,结构的限制力 F_c 、外荷载与内压共同作用,达到平衡状态,可用式(15)表示;当框架外力与 F 完全相等时,则框架自身限制力未发挥作用,外力和内压达到平衡状态,可用式(16)表示:

$$F_w + F_c = F = (p_z - p_a) A_p \quad (15)$$

$$F_w = (p_z - p_a) A_p \quad (16)$$

式中: F_w 为外荷载; F_c 结构自身提供的限制力。

当 F_c 过大,此时整体结构的弹性常数为负值,可认为是一个刚体,实际工程中可取一个较大值替代。

当外荷载等于 F (见图10),此时增加 ΔF 的力时,受荷板发生 Δh 的位移,框架内容积发生变化,此时框架限制力 F_c 消失,气囊内压与外荷载重新达到平衡状态。气囊框架受力平衡公式为式(17),工作状态下

的气囊内压 p_t 可用式(18)表示:

$$F + \Delta F = (p_t - p_a) A_p \quad (17)$$

$$p_t = n_0 RT / (V - \Delta h A_p) \quad (18)$$

式中: ΔF 为外荷载增量; Δh 为框架板沿滑道的位移量。

通过式(17),(18)计算出再平衡后的高度减小量 Δh ,此时框架整体工作状态的弹性系数:

$$k_v = \Delta F / A_p \Delta h b \quad (19)$$

其中, $\Delta F / A_p$ 随初始气压变化。

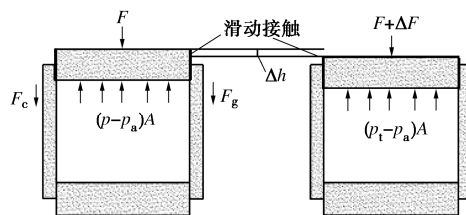


图10 气囊框架协调变形图

Fig. 10 Coordinated deformations of airbag frame

3.3 锚杆-框架-土体协同工作

由于十字连接节点刚度大,可将锚杆对框架梁的作用简化为对刚性节点的约束作用。选取任意节点,建立受力计算模型如图11,12所示。

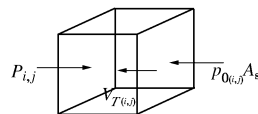


图11 结点受力简图

Fig. 11 Stresses on node

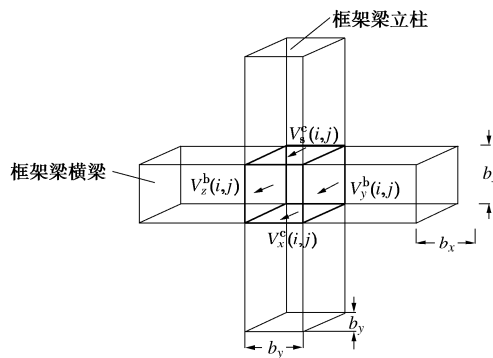


图12 框架结点受力分析图

Fig. 12 Stress analysis of frame node

由图11,12可知,竖向弹性梁和横向弹性梁对刚性节点起到约束作用,设立柱对刚性节点产生的约束剪力为 V^c ,横梁对刚性节点产生的约束剪力为 V^b ,如图11所示。节点处的受力平衡可为

$$P_{i,j} = p_{0(i,j)} A_s - V_{T(i,j)} \quad (20)$$

$$V_{T(i,j)} = V_{z(i,j)}^b + V_{y(i,j)}^b + V_{s(i,j)}^c + V_{x(i,j)}^c \quad (21)$$

式中: $P_{i,j}$ 为在结点 (i,j) 处的锚杆垂直作用于框架梁的

力,施工阶段为锚杆预应力,工作阶段为锚杆轴向拉力; $p_{0(i,j)}$ 为刚性节点后侧土体施加的反力,施工阶段通过式(9)计算,工作阶段通过式(12)计算; A_s 为刚性节点与后侧土体的接触面积; $V_{T(i,j)}$ 为刚性节点受到的约束剪力; $V_{s(i,j)}^c$, $V_{x(i,j)}^c$ 分别为刚性节点上下处对立柱产生的约束剪力; $V_{z(i,j)}^b$, $V_{y(i,j)}^b$ 分别为刚性节点左右处对横梁产生的约束剪力。

3.4 变形协调和边界条件

(1) 变形协调条件

在 (i,j) 节点处锚杆的轴向变形量 $\delta_{i,j}$ 与刚性节点的位移 $\Delta_{i,j}$ 、横梁的位移 ω_{jb} 、立柱的位移 ω_{jc} 相同,即

$$\Delta_{i,j} = \delta_{i,j} = \omega_{jb} = \omega_{jc} \quad (22)$$

在施工阶段,节点位移为预应力 $P_{i,j}^s$ 作用下锚杆变形。选取 (i,j) 处的锚杆进行分析,锚杆的轴向变形量为^[21]

$$\delta_{i,j} = \frac{P_{i,j}^s L_{i,j}^f}{E_{i,j}^s A_{i,j}^s} + \frac{P_{i,j}^s L_{i,j}^a}{3E_{i,j}^c A_{i,j}^c} \quad (23)$$

式中: $L_{i,j}^f$ 为在 (i,j) 处的锚杆自由段的长度; $E_{i,j}^s$ 为在 (i,j) 处的锚杆自由段的弹性模量; $A_{i,j}^s$ 为在 (i,j) 处的锚杆自由段的截面面积; $L_{i,j}^a$ 为在 (i,j) 处的锚杆锚固段的长度; $E_{i,j}^c$ 为在 (i,j) 处的锚杆锚固段的弹性模量; $A_{i,j}^c$ 为在 (i,j) 处的锚杆锚固段的截面面积。

在工作阶段,节点位移为土体变形和锚杆变形。选取 (i,j) 的刚性节点分析,刚性节点的位移可由下式计算:

$$\Delta_{i,j} = \frac{p_{0g}}{k_s} - \frac{\chi}{E_{fs} A_s} (P_{i,j}^g + V_{T(i,j)}) \quad (24)$$

式中: E_{fs} 为土体的弹性模量; $P_{i,j}^g$ 为工作阶段锚杆轴力, χ 为刚性节点约束影响土体变形的厚度^[20]。

根据变形协调条件,在 (i,j) 处的锚杆的轴向拉力为

$$P_{i,j}^g = \frac{U_1 - U_2}{U_3 + U_4} \quad (25)$$

式中: $U_1 = \frac{p_{0g}}{k_s}$, $U_2 = \frac{\chi}{E_{fs}} p_{0g}$, $U_3 = \frac{L_{i,j}^f}{E_{i,j}^s A_{i,j}^s}$, $U_4 = \frac{L_{i,j}^a}{3E_{i,j}^c A_{i,j}^c}$ 。

(2) 边界条件

由于结构形式不变,施工阶段和工作阶段具有相同的边界条件。十字连接架处,内、外板始终与其卡槽上下面接触,刚节点处内外板间距恒定,故其位移相等且等于刚节点位移:

$$\Delta_{i,j} = \omega_1^c(z_i) = \omega_2^c(z_i) \quad (26)$$

式中, ω_1^c , ω_2^c 分别为外板、内板在刚结点处位移。

根据立柱、横梁与刚性节点变形协调的计算模型,可将立柱、横梁各端的剪力、弯矩、位移、转角根据实际情况作为立柱、横梁计算单元的边界条件和连续性条件。立柱计算单元的边界条件分为底段、中间段、顶段三部分,其中 φ_1^c 、 φ_2^c 分别为立柱外、内板转角。底段为 $x_1 \sim x_{i-1}$,中间段为 $x_{i-1} \sim x_i$, $x_i \sim x_{i+1}$ 段,顶段为 $x_{i+1} \sim x_n$ 段:

(1) 底段:由于立柱底部与基础梁刚结,位移为零,转角为零,则 $z_1 \sim z_{i-1}$ 段立柱的边界条件为

$$\begin{aligned} \omega_1^c(x_1) = 0, \varphi_1^c(x_1) = 0; \omega_1^c(x_{i-1}) = \Delta_{i-1,j}, \varphi_1^c(x_{i-1}) = 0, \\ \omega_2^c(x_1) = 0, \varphi_2^c(x_1) = 0; \omega_2^c(x_{i-1}) = \omega_1^c(x_{i-1}), \varphi_2^c(x_{i-1}) = 0. \end{aligned}$$

(2) 中间段: $z_{i-1} \sim z_i$ 、 $z_i \sim z_{i+1}$ 段立柱的边界条件分别为

$$\begin{aligned} \omega_1^c(x_{i-1}) = \Delta_{i-1,j}, M_1^c(x_1) = M_{1(i-1,j)}^c; \omega_1^c(x_i) = \Delta_{i,j}, \varphi_1^c(x_i) = 0, \\ \omega_2^c(x_{i-1}) = \Delta_{i-1,j}, M_{12}^{cc}(x_{i-1}) = M_{12(i-1,j)}^{cc}; \omega_2^c(x_i) = \omega_1^c(x_i), \varphi_2^c(x_i) = 0, \\ \omega_1^c(x_i) = \Delta_{i,j}, M_1^c(x_i) = M_{(i,j)}^c; \omega_1^c(x_{i+1}) = \Delta_{i+1,j}, \varphi_1^c(x_{i+1}) = 0, \\ \omega_2^c(x_i) = \Delta_{i,j}, M_2^c(x_i) = M_{2(i,j)}^c; \omega_2^c(x_{i+1}) = \omega_1^c(x_{i+1}), \varphi_2^c(x_{i+1}) = 0. \end{aligned}$$

(3) 顶段:由于立柱顶部为自由端,剪力为零,弯矩为零,则 $z_{i+1} \sim z_n$ 段立柱的边界条件为

$$\begin{aligned} \omega_1^c(x_{i+1}) = \Delta_{i+1,j}, M_1^c(x_i) = M_{1(i+1,j)}^c; M_1^c(x_n) = 0, Q_1^c(x_n) = 0; \\ \omega_2^c(x_{i+1}) = \Delta_{i+1,j}, M_2^c(x_i) = M_{2(i+1,j)}^c; M_2^c(x_n) = 0, Q_2^c(x_n) = 0. \end{aligned}$$

横梁计算单元的边界条件只有中间段一种,其中 φ_1^b , φ_2^b 分别为工作状态横梁外、内板转角,横梁计算单元 $z_1 \sim z_{j-1}$, $z_{j-1} \sim z_j$, $z_j \sim z_{j+1}$, $z_{j+1} \sim z_n$ 的边界条件分别为

$$\begin{aligned} \omega_1^b(z_{(1)}) = \Delta_{(1,j)}, \varphi_1^b(z_1) = 0; \omega_1^b(z_{j-1}) = \Delta_{(i,j-1)}, \varphi_1^b(z_{j-1}) = 0, \\ \omega_2^b(z_1) = \omega_1^b(z_{(1)}), \varphi_2^b(z_1) = 0; \omega_2^b(z_{j-1}) = \omega_1^b(z_{j-1}), \varphi_2^b(z_{j-1}) = 0, \\ \dots, \\ \omega_1^b(z_{j-1}) = \Delta_{i,j-1}, \varphi_1^b(z_{j-1}) = 0; \omega_1^b(z_{(j)}) = \Delta_{(i,j)}, \varphi_1^b(z_{(j)}) = 0, \\ \omega_2^b(z_{j-1}) = \Delta_{i,j-1}, \varphi_2^b(z_{j-1}) = 0; \omega_2^b(z_{(j)}) = \omega_1^b(z_{(j)}), \varphi_2^b(z_{(j)}) = 0, \\ \dots, \\ \omega_1^b(z_j) = \Delta_{i,j}, \varphi_1^b(z_j) = 0; \omega_1^b(z_{j+1}) = \Delta_{i,j+1}, \varphi_1^b(z_{j+1}) = 0, \\ \omega_2^b(z_j) = \Delta_{i,j}, \varphi_2^b(z_j) = 0; \omega_2^b(z_{j+1}) = \omega_1^b(z_{j+1}), \varphi_2^b(z_{j+1}) = 0, \\ \dots, \\ \omega_1^b(z_{j+1}) = \Delta_{i,j+1}, \varphi_1^b(z_{j+1}) = 0; \omega_1^b(z_{(n)}) = \Delta_{(i,n)}, \varphi_1^b(z_{(n)}) = 0, \\ \omega_2^b(z_{j+1}) = \Delta_{i,j+1}, \varphi_2^b(z_{j+1}) = 0; \omega_2^b(z_{(n)}) = \omega_1^b(z_{(n)}), \varphi_2^b(z_{(n)}) = 0. \end{aligned}$$

将边界条件代入,可解出的待定系数和各个节点的位移、剪力和弯矩。

3.5 模型的求解

(1) 施工阶段

施工阶段控制方程(式(7))的齐次解为^[18]

$$\begin{aligned} \omega_{s1} = A_1 e^{(-\alpha x)} \cos \alpha x + A_2 e^{(-\alpha x)} \sin \alpha x + A_3 e^{(-\beta x)} \cos \beta x + \\ A_4 e^{(-\beta x)} \sin \beta x + A_5 e^{\alpha x} \cos \alpha x + A_6 e^{\alpha x} \sin \alpha x + A_7 e^{\beta x} \cos \beta x + \\ A_8 e^{\beta x} \sin \beta x, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \omega_{s2} &= B_1 e^{(-\alpha x)} \cos \alpha x + B_2 e^{(-\alpha x)} \sin \alpha x + B_3 e^{(-\beta x)} \cdot \\ &\cos \beta x + B_4 e^{(-\beta x)} \sin \beta x + B_5 e^{\alpha x} \cos \alpha x + B_6 e^{\alpha x} \sin \alpha x + \\ &B_7 e^{\beta x} \cos \beta x + B_8 e^{\beta x} \sin \beta x. \end{aligned} \quad (27)$$

其中 ω_{s1} 和 ω_{s2} 为施工阶段外板和内板挠度, 参数 A_i , B_i 有以下关系:

$$\left. \begin{aligned} \frac{B_1}{A_1} = \frac{B_2}{A_2} = \frac{B_5}{A_5} = \frac{B_6}{A_6} = \frac{\mu_1 + l}{l} = \xi, \\ \frac{B_3}{A_3} = \frac{B_4}{A_4} = \frac{B_7}{A_7} = \frac{B_8}{A_8} = \frac{\mu_2 + l}{l} = \eta. \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

式中, $A_i \sim A_8$, ξ , η , μ_1 , μ_2 为立柱对应参数。

代入可得立柱位移微分方程组的解:

$$\left. \begin{aligned} \omega_{s1}^c &= A_1 e^{(-\alpha_1 x)} \cos \alpha_1 x + A_2 e^{(-\alpha_1 x)} \sin \alpha_1 x + A_3 e^{(-\beta_1 x)} \cos \beta_1 x + \\ &A_4 e^{(-\beta_1 x)} \sin \beta_1 x + A_5 e^{\alpha_1 x} \cos \alpha_1 x + A_6 e^{\alpha_1 x} \sin \alpha_1 x + \\ &A_7 e^{\beta_1 x} \cos \beta_1 x + A_8 e^{\beta_1 x} \sin \beta_1 x, \\ \omega_{s2}^c &= \xi_1 A_1 e^{(-\alpha_1 x)} \cos \alpha_1 x + \xi_1 A_2 e^{(-\alpha_1 x)} \sin \alpha_1 x + \\ &\eta_1 A_3 e^{(-\beta_1 x)} \cos \beta_1 x + \eta_1 A_4 e^{(-\beta_1 x)} \sin \beta_1 x + \xi_1 A_5 e^{\alpha_1 x} \cdot \\ &\cos \alpha_1 x + \xi_1 A_6 e^{\alpha_1 x} \sin \alpha_1 x + \eta_1 A_7 e^{\beta_1 x} \cos \beta_1 x + \\ &\eta_1 A_8 e^{\beta_1 x} \sin \beta_1 x. \end{aligned} \right\} \quad (29)$$

式中, ω_{s1}^c 和 ω_{s2}^c 为施工阶段立柱外板和内板挠度。

同理可得横梁位移微分方程组的解:

$$\left. \begin{aligned} \omega_{s1}^b &= G_1 e^{(-\alpha_2 z)} \cos \alpha_2 z + G_2 e^{(-\alpha_2 z)} \sin \alpha_2 z + G_3 e^{(-\beta_2 z)} \cdot \\ &\cos \beta_2 z + G_4 e^{(-\beta_2 z)} \sin \beta_2 z + G_5 e^{\alpha_2 z} \cos \alpha_2 z + \\ &G_6 e^{\alpha_2 z} \sin \alpha_2 z + G_7 e^{\beta_2 z} \cos \beta_2 z + G_8 e^{\beta_2 z} \sin \beta_2 z, \\ \omega_{s2}^b &= \xi_2 G_1 e^{(-\alpha_2 z)} \cos \alpha_2 z + \xi_2 G_2 e^{(-\alpha_2 z)} \sin \alpha_2 z + \\ &\eta_2 G_3 e^{(-\beta_2 z)} \cos \beta_2 z + \eta_2 G_4 e^{(-\beta_2 z)} \sin \beta_2 z + \\ &\xi_2 G_5 e^{\alpha_2 z} \cos \alpha_2 z + \xi_2 G_6 e^{\alpha_2 z} \sin \alpha_2 z + \eta_2 G_7 e^{\beta_2 z} \cdot \\ &\cos \beta_2 z + \eta_2 G_8 e^{\beta_2 z} \sin \beta_2 z. \end{aligned} \right\} \quad (30)$$

式中, ω_{s1}^b 和 ω_{s2}^b 为施工阶段横梁外板和内板挠度,

$G_1 \sim G_8$, ξ_2 , η_2 , α_2 , β_2 为横梁对应参数。

将式 (29), (30) 代入挠度与转角、弯矩、剪力关系式, 可得横梁立柱内外板转角、剪力及弯矩的参数方程代入边界条件即可解出参数 $A_1 \sim A_8$, $G_1 \sim G_8$ 。

(2) 工作阶段

工作阶段立柱外板挠度 ω_{g1}^c 和内板挠度 ω_{g2}^c 利用代入法^[21]解方程组, 联立消去可得立柱框架内外板挠曲方程的齐次解为

$$\left. \begin{aligned} \omega_{g1}^c &= e^{(-\vartheta x)} (C_1 \cos \vartheta x + C_2 \cos \vartheta x) + e^{(-\vartheta x)} \cdot \\ &(C_3 \cos \vartheta x + C_4 \cos \vartheta x), \\ \omega_{g2}^c &= R[e^{(-\vartheta x)} (C_1 \cos \vartheta x + C_2 \cos \vartheta x) + \\ &e^{(-\vartheta x)} (C_3 \cos \vartheta x + C_4 \cos \vartheta x)]. \end{aligned} \right\} \quad (31)$$

$$\text{式中: } \vartheta = \sqrt[4]{\frac{B}{4}}, \quad B = \frac{k_v b (E_2^c I_2^c + E_1^c I_1^c)}{E_2^c I_2^c \cdot E_1^c I_1^c}, \quad R = 1 - 4\vartheta^4.$$

$$\frac{E_1^c I_1^c}{k_v b}.$$

内板特解为 $\omega^* = -\frac{1}{C b k_v} \left(\frac{p_{0g}}{24} x^4 \right)$, 其中 $C =$

$(E_2^c I_2^c + E_1^c I_1^c)$, 结合特解和齐次解, 即可得通解如下:

$$\left. \begin{aligned} \omega_{g1}^c &= e^{(-\vartheta_1 x)} (C_1 \cos \vartheta_1 x + C_2 \cos \vartheta_1 x) + \\ &e^{(-\vartheta_1 x)} (C_3 \cos \vartheta_1 x + C_4 \cos \vartheta_1 x), \\ \omega_{g2}^c &= R[e^{(-\vartheta_1 x)} (C_1 \cos \vartheta_1 x + C_2 \cos \vartheta_1 x) + \\ &e^{(-\vartheta_1 x)} (C_3 \cos \vartheta_1 x + C_4 \cos \vartheta_1 x)] + \omega^*. \end{aligned} \right\} \quad (32)$$

式中, $C_1 \sim C_4$, ϑ_1 为立柱参数。

同理可得工作阶段横梁外板挠度 ω_{g1}^b 和内板挠度 ω_{g2}^b 的解:

$$\left. \begin{aligned} \omega_{g1}^b &= e^{(-\vartheta_2 z)} (D_1 \cos \vartheta_2 z + D_2 \cos \vartheta_2 z) + \\ &e^{(-\vartheta_2 z)} (D_3 \cos \vartheta_2 z + D_4 \cos \vartheta_2 z), \\ \omega_{g2}^b &= R[e^{(-\vartheta_2 z)} (D_1 \cos \vartheta_2 z + D_2 \cos \vartheta_2 z) + \\ &e^{(-\vartheta_2 z)} (D_3 \cos \vartheta_2 z + D_4 \cos \vartheta_2 z)] + \omega^*. \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

式中, $D_1 \sim D_4$, ϑ_2 为横梁参数。

将式 (32), (33) 代入挠度与转角、弯矩、剪力关系式, 可得横梁、立柱内外板转角、剪力及弯矩的参数方程, 代入边界条件即可解出参数 $C_1 \sim C_4$, $D_1 \sim D_4$ 。

4 承载力验算

为了验证结构在工作状态下的可靠性, 对结构的承载力进行验算, 由气囊式框架剪力和弯矩的计算公式, 进而建立结构破坏的判断准则。根据叠加原理, 结构整体弯矩为

$$\left. \begin{aligned} M^c &= M_1^c + M_2^c \quad (M_0 \geq \gamma \cdot M^c), \\ M^b &= M_1^b + M_2^b \quad (M_0 \geq \gamma \cdot M^b). \end{aligned} \right\} \quad (34)$$

式中: M^c , M^b 分别为立柱、横梁的整体弯矩; M_1^c , M_2^c , M_1^b , M_2^b 分别为立柱、横梁中外板、内板的弯矩; M_0 为气囊框架抗弯承载力; γ 为安全系数。

结构整体剪力:

$$\left. \begin{aligned} V^c &= V_1^c + V_2^c \quad (V_0 \geq \gamma \cdot V^c), \\ V^b &= V_1^b + V_2^b \quad (V_0 \geq \gamma \cdot V^b). \end{aligned} \right\} \quad (35)$$

式中: V^c , V^b 分别为立柱、横梁的整体剪力; V_1^c , V_2^c , V_1^b , V_2^b 分别为立柱、横梁中外板、内板的剪力; V_0 为气囊框架抗剪承载力。

判断 $M_0 \geq \gamma \cdot M^c$, $M_0 \geq \gamma \cdot M^b$ 且 $V_0 \geq \gamma \cdot V^c$, $V_0 \geq \gamma \cdot V^b$ 则结构安全, 满足设计要求; 否则重新设计验算。

由于施工阶段与工作阶段结构产生的剪力、弯矩不同, 应综合比较后以两阶段最大弯矩、剪力判断其安全性。

5 算 例

5.1 工程概况

现以某地区的一处路基边坡工程为例, 边坡坡高约 7.7 m, 坡度为 75°。气囊弹性常数为 35 MPa, 玻璃钢^[22]弹性模量为 72 GPa。边坡安全等级为一级, 安全性系数为 1.2, 边坡土体主要为亚黏土, 初始含水率为 20%, 土体的其他主要参数如表 1 所示。

表 1 土层参数
Table 1 Soil parameters

黏聚力/ kPa	内摩擦角/ (°)	泊松比	重度/ (kN·m ⁻³)	弹性模量/ MPa
19	23	0.3	18	35

5.2 支护设计

设计拟采用气囊式框架地梁边坡支护结构支护路基边坡, 立柱和横梁均采用气囊框架结构。拟采用截面尺寸为 0.3 m×0.3 m, 玻璃钢板厚度为 0.025 m, 单跨长为 3 m 的气囊式框架梁, 各锚杆施加 100 kN 预应力进行支护, 承载力验算发现其抗弯承载力为 39.52 kN/m, 小于其工作状态最大弯矩 51 kN/m, 承载力验算不合格。遂对设计方案进行重新调整, 锚杆预应力不变, 验算截面尺寸为 0.4 m×0.4 m, 玻璃钢板厚为 0.05 m, 单跨长为 2 m 的气囊框架安全性, 其抗弯承载力为 142 kN/m, 大于其最大弯矩 31 kN/m; 对截面尺寸为 0.4 m×0.4 m, 玻璃钢板厚为 0.075 m, 单跨长为 1.5 m 的气囊式框架梁进行承载力验算, 得其抗弯承载力 358 kN/m, 大于其最大弯矩 51 kN/m, 抗剪承载力均满足要求。由于玻璃钢整体的抗剪承载力较好, 在作用荷载时, 往往在结构已经发生弯曲破坏时仍未达到抗剪承载力极限, 故验算时将抗弯承载力作为标准来评判结构的破坏与否。验算均符合承载力安全性要求, 结合施工作业与运输等因素综合比选, 最终采用截面尺寸为 0.4 m×0.4 m, 单跨长为 2 m, 玻璃钢板厚为 0.05 m 的气囊式框架进行支护。现有规范^[26]提出框架立柱、横梁的单跨长度取 2~4 m 为宜, 支护中其他材料参数见表 2。单跨梁设计尺寸、支护设计示意图见图 13。

5.3 框架内力和变形分析

采用本文提出的理论计算方法求解方案中的气囊

式框架在边坡支护中力学效应(式(29),(30),(32),(33)), 即可得内外板的位移、弯矩图和剪力图, 如图 14~16 所示。

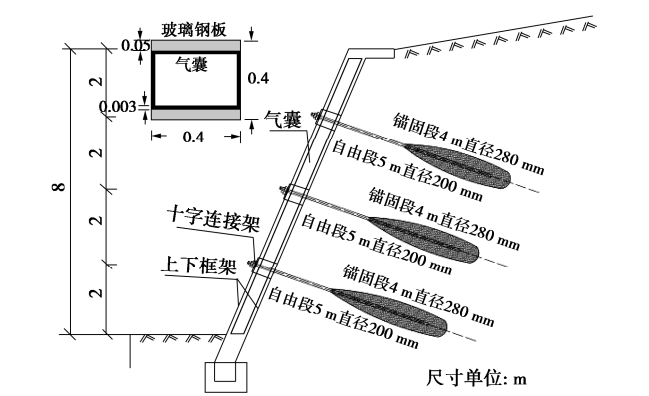


图 13 气囊式框架梁边坡支护结构设计图

Fig. 13 Design of slope support structure of airbag frame beam

图 14 为内外板位移图, 可以看到锚杆框架梁的节点处由于张拉锚杆位移最大, 而各段梁由于受到土体的反作用力, 位移相对节点处明显变小; 内板由于直接受到土的作用力, 位移往往大于外板, 同时外板对内板的变形起到补偿作用。工作阶段由于土压力自上而下呈梯形分布, 发生的位移也自上而下增加; 同时可以观察到锚杆框架梁的跨中位移最大, 而两端由于有锚杆的约束, 位移相对跨中明显变小; 内板由于直接受到土压力作用, 位移往往大于外板, 同时外板对于内板起到补偿作用。

图 15 为内外板弯矩图, 施工状态弯矩在两段框架梁间的锚杆作用点处即节点处最大, 节点处正弯矩达到峰值, 结点正弯矩明显大于跨中负弯矩, 由于内板直接受土压力作用, 故内、外板弯矩虽然变化趋势一致, 但内板弯矩明显更大; 工作状态弯矩在两段框架梁连接处为最大, 并随着高度的逐渐上升而逐渐减小, 连接处正弯矩明显大于跨中负弯矩, 由于内板直接受土压力作用, 故内、外板弯矩虽然变化趋势一致, 但内板弯矩明显更大。

图 16 为内外板剪力图, 施工状态内外板剪力突变点为节点处锚杆施加处, 剪力呈现自跨端向跨中衰减的规律。工作状态内板剪力突变点为连接架处锚杆作用点, 其规律与弯矩都呈现自下而上逐渐减小的规律, 这是由于并伴随着土压力由下而上逐渐减小, 剪力峰值也逐渐减小, 由于内板直接受土压力作用, 故内、

表 2 框架梁、锚杆基本参数

Table 2 Basic parameters of frame beam and anchor bolt

立柱/横梁截 面面积/m ²	气囊初始气压/ MPa	锚杆自由段 长度/m	自由段 弹性模量/MPa	锚杆锚固段 长度/m	锚杆锚固段弹性 模量/MPa
0.16	0.128	5	2×10 ⁵	4	2.8×10 ⁴

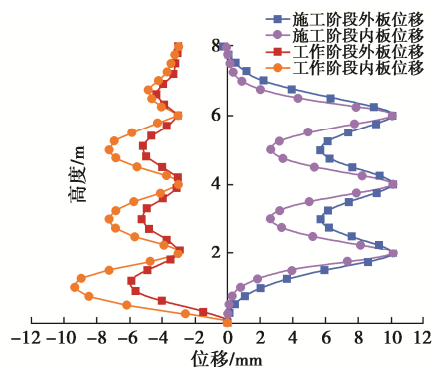


图 14 气囊式框架立柱位移图

Fig. 14 Displacements of airbag frame column

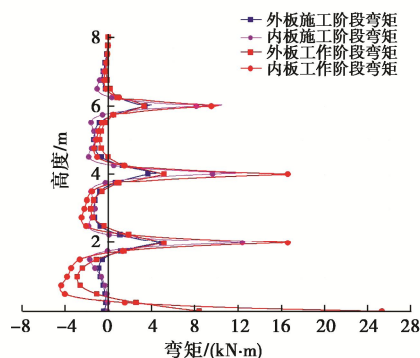


图 15 气囊式框架立柱弯矩图

Fig. 15 Bending moments of airbag frame column

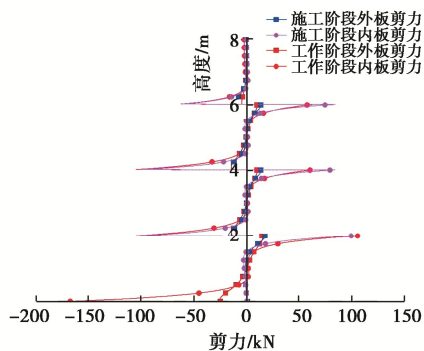


图 16 气囊式框架立柱剪力图

Fig. 16 Shear forces of airbag frame column

外板弯矩虽然变化趋势一致, 但内板弯矩明显更大。

由图 17~19 横梁施工状态内外板位移、弯矩、剪力图, 位移、弯矩在两段框架梁间的锚杆作用点处即节点处最大, 并向跨中逼近时逐渐减小, 节点处正弯矩达到峰值, 结点正弯矩明显大于跨中负弯矩, 由于内板直接受土压力作用, 其弯矩明显更大, 同时内板位移也比外板大。

图 19 为内外板剪力图, 内外板剪力突变点为节点处锚杆施加处, 其规律与弯矩都呈现自跨端向跨中衰减的规律。

分析施工阶段与工作阶段气囊式框架位移、弯矩

与剪力情况, 对比发现处于工作阶段的框架梁位移、弯矩与剪力更大, 其中坡脚处最大。支护设计和承载力验算时应重点考虑工作状态下结构的力学状态。

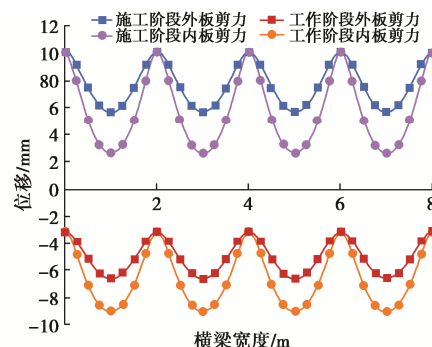


图 17 气囊式框架横梁位移图

Fig. 17 Displacements of airbag frame beam

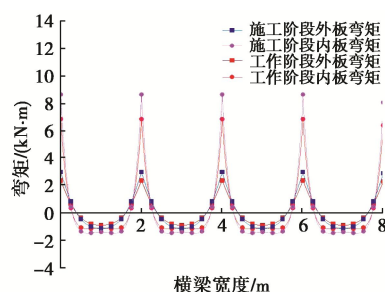


图 18 气囊式框架横梁弯矩图

Fig. 18 Bending moments of airbag frame beam

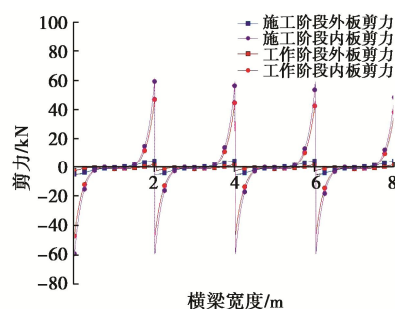


图 19 气囊式框架横梁剪力图

Fig. 19 Shears of airbag frame beam

6 结 论

本文基于“快速支护, 抢险救灾”理念, 提出了一种气囊式框架地梁边坡支护结构。这种新型支护结构弥补了传统支护方式对于抢险救灾的短板, 具有适应能力强、安全可靠、整体性能好、运输方便、工艺简单、可回收、契合抢险救灾的特点。通过对其工作机理进行分析, 得到以下 3 点结论。

(1) 将气囊与框架结合, 利用气囊内压为框架提供结构性, 分析气囊框架地梁受荷时玻璃钢与气囊的受力特性, 给出气囊框架地梁承载力和气囊弹性系数

的计算方法。结果表明: 框架板材料强度、厚度、气囊气压和高度共同决定了结构的受压区高度, 从而决定了结构的承载力, 增大材料强度、厚度、气囊气压和高度都可以提高结构承载能力, 支护设计中需结合实际工况。

(2) 借助双层弹性地基梁、气压传动理论, 建立了气囊框架地梁-锚杆-土体协同工作的计算模型, 给出了气囊式框架地梁在边坡支护施工阶段与工作阶段的力学效应计算方法。分别从施工阶段和工作阶段两个方面分析计算其位移、弯矩以及剪力的变化情况。分析结果表明: 相比施工阶段, 气囊框架地梁在工作状态下的弯矩、剪力增大明显, 位于坡脚处的框架梁在工作阶段剪力和弯矩尤其出现较大的上升变化。施工阶段内外板弯矩、剪力趋于零, 而工作阶段的弯矩、剪力出现了 25 MPa、-170 kN 的峰值, 在结构设计时应作为最不利因素考虑。

(3) 由于结构的抗剪承载力较好, 往往在结构已经发生弯曲破坏时仍未达到抗剪承载力极限, 故验算时将抗弯承载力作为标准来评判结构的破坏与否。气囊式框架支护设计时应结合实际工况和施工条件, 综合考虑方案支护效果、结构承载力和经济性比选设计方案, 确保结构在实际抢险救灾中的可靠性、时效性和经济性。

参考文献:

- [1] 单 斌, 熊 熊, 郑 勇, 等. 2013 年芦山地震导致的周边断层应力变化及其与 2008 年汶川地震的关系[J]. 中国科学: 地球科学, 2013, **43**(6): 1002-1009. (SHAN Bin, XIONG Xiong, ZHENG Yong, et al. Changes of peripheral fault stress caused by Lushan earthquake in 2013 and its relationship with Wenchuan earthquake in 2008[J]. Scientia Sinica (Terrae), 2013, **43**(6): 1002-1009. (in Chinese))
- [2] 邓起东, 张培震, 冉勇康, 等. 中国活动构造基本特征[J]. 中国科学(D 辑: 地球科学), 2002, **32**(12): 1020-1030, 1057. (DENG Qidong, ZHANG Peizhen, RAN Yongkang, et al. Basic characteristics of active structures in China[J]. Science in China, SerD, 2002, **32**(12): 1020-1030, 1057. (in Chinese))
- [3] 史培军, 张 欢. 中国应对巨灾的机制: 汶川地震的经验[J]. 清华大学学报(哲学社会科学版), 2013, **28**(3): 96-113, 160. (SHI Peijun, ZHANG Huan. China's response to the catastrophe: the experience of Wenchuan earthquake[J]. Journal of Tsinghua University (Philosophy and Social Sciences), 2013, **28**(3): 96-113, 160. (in Chinese))
- [4] 徐玖平, 卢 毅. 地震救援·恢复·重建的组织技术及理论模式[J]. 系统工程理论与实践, 2011, **31**(增刊 1): 107-119. (XU Jiuping, LU Yi. Organizational technology and theoretical pattern of earthquake rescue, recovery and reconstruction[J]. Systems Engineering-Theory & Practice, 2011, **31**(S1): 107-119. (in Chinese))
- [5] 张 磊. 面向地震灾情时序变化的应急救援物资需求动态预测研究[J]. 灾害学, 2018, **33**(3): 161-164. (ZHANG Lei. Research on dynamic demand prediction of emergency relief materials oriented to the temporal and spatial change of earthquake disaster losses[J]. Journal of Catastrophology, 2018, **33**(3): 161-164. (in Chinese))
- [6] 何 琳, 赵应龙. 舰船用高内压气囊隔振器理论与设计[J]. 振动工程学报, 2013, **26**(6): 886-894. (HE Lin, ZHAO Yinglong. Theory and design of high-pressure and heavy-duty air spring for naval vessels[J]. Journal of Vibration Engineering, 2013, **26**(6): 886-894. (in Chinese))
- [7] 陈 静, 闫澍旺, 孙立强, 等. 隧道气囊在外压作用下的变形特性及试验验证[J]. 土木建筑与环境工程, 2018, **40**(5): 16-26. (CHEN Jing, YAN Shuwang, SUN Liqiang, et al. Model test on deformation characteristics of large diameter airbag in tunnel under external pressure[J]. Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering, 2018, **40**(5): 16-26. (in Chinese))
- [8] 邹炳燕. 液压与气压传动[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2020. (ZOU Bingyan. Hydraulic and Pneumatic Transmission[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 2020. (in Chinese))
- [9] LI Y W, NAHON M, SHARF I. Airship dynamics modeling: a literature review[J]. Progress in Aerospace Sciences, 2011, **47**(3): 217-239.
- [10] 张利国, 张嘉钟, 贾力萍, 等. 空气弹簧的现状及其发展[J]. 振动与冲击, 2007, **26**(2): 146-151, 183. (ZHANG Liguoguo, ZHANG Jiazhong, JIA Liping, et al. Future and development of air springs[J]. Journal of Vibration and Shock, 2007, **26**(2): 146-151, 183. (in Chinese))
- [11] 廖 航, 竺梅芳, 雷江利, 等. 大质量航天器气囊着陆缓冲过程研究[J]. 航天返回与遥感, 2020, **41**(1): 28-38. (LIAO Hang, ZHU Meifang, LEI Jiangli, et al. Airbag landing research of massive spacecraft[J]. Spacecraft Recovery & Remote Sensing, 2020, **41**(1): 28-38. (in Chinese))
- [12] 东南大学, 天津大学, 同济大学. 混凝土结构学习指导[M]. 3 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2020. (Southeast University, Zhejiang University, Hunan University. Learning

- Guidance of Concrete Structure[M]. 3rd ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2020. (in Chinese))
- [13] 李怀志. 预应力锚索格构梁受力分析[D]. 贵阳: 贵州大学, 2009. (LI Huaizhi. Stress Analysis of Prestressed Anchor Cable Lattice Beam[D]. Guiyang: Guizhou University, 2009. (in Chinese))
- [14] 周 勇, 朱彦鹏. 框架预应力锚杆柔性支护结构坡面水平位移影响因素[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(3): 470-476. (ZHOU Yong, ZHU Yanpeng. Influencing factors of horizontal displacement of wall facing of grillage flexible supporting structure with prestressed anchors[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(3): 470-476. (in Chinese))
- [15] SELVADURAI A P S. Elastic analysis of soil-foundation interaction[M]. New York: distributors for the United States and Canada, Elsevier-North Holland, 1979.
- [16] 朱彦鹏, 董建华. 柔性支挡结构的静动力稳定性分析[M]. 北京: 科学出版社, 2015. (ZHU Yanpeng, DONG Jianhua. Static and Dynamic Stability Analysis of Flexible Retaining Structure[M]. Beijing: Science Press, 2015. (in Chinese))
- [17] 梁 瑶, 周德培, 赵 刚. 预应力锚索框架梁支护结构的设计[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(2): 318-322. (LIANG Yao, ZHOU Depei, ZHAO Gang. Design of support of frame beam and prestressed anchor[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(2): 318-322. (in Chinese))
- [18] 王其昌. 铁路新型轨下基础应力计算[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1987. (WANG Qichang. Stress Calculation of Foundation under New Railway Track[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 1987. (in Chinese))
- [19] 建筑边坡工程技术规范: GB 50330—2013[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014. (Technical Code for Building Slope Engineering: GB 50330—2013[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2014. (in Chinese))
- [20] 顾晓鲁. 地基与基础[M]. 3 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003. (GU Xiaolu. Foundation and Foundation[M]. 3rd ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2003. (in Chinese))
- [21] POLIANIN A D, ZAITSEV V F. Handbook of Exact Solutions for Ordinary Differential Equations[M]. 2nd ed. Boca Raton: Chapman & Hall/CRC, 2002.
- [22] 张兴龙. 纤维增强复合材料结构宏观微观多尺度力学性能研究及应用[D]. 西安: 西安电子科技大学, 2015. (ZHANG Xinglong. The Macro and Micro Mechanical Properties and Application of the Fiber Reinforced Composite[D]. Xi'an: Xidian University, 2015. (in Chinese))

第十一届软土地基地下工程岩土问题国际研讨会通知

第十一届软土地基地下工程岩土问题国际研讨会 (IS-Macau 2024) 将于 2024 年 6 月 14~17 日 (周五至周一) 在中国澳门特别行政区举行。本次会议由澳门大学智慧城市物联网国家重点实验室 (IoTSC)、土木与环境工程系与国际土力学与岩土工程学会 (ISSMGE) TC204 共同举办。大会主席为澳门大学周万欢教授、东南大学徐涛副教授; 副主席为剑桥大学 Giulia Viggiani 教授; 秘书为澳门大学管铮博士。研讨会的主题为“智慧城市隧道与地下空间建设”, 具体包括: 软土基

本性质; 本构与数值模型; 软土地基处理新技术; 大数据、人工智能和机器学习在隧道和地下工程中的应用; 地下基础设施韧性性与可持续发展; 隧道与地下施工智能监测与可视化技术; 观测法在地下工程中的应用; 现场案例研究。

大会组委会诚邀业界专家学者、工程技术人员、管理人员和企业代表等拨冗莅临, 共襄盛会!

会议网站: <https://is-macau2024.skliotsc.um.edu.mo>

咨询邮箱: ismacau2024@um.edu.mo。

(会议组委会)