

DOI: 10.11779/CJGE201905007

新型拉压复合型锚杆锚固性能研究III：现场试验

涂兵雄¹, 蔡燕燕¹, 何锦芳¹, 俞 缙¹, 许国平², 程 强³

(1. 华侨大学福建省隧道与城市地下空间工程技术研究中心, 福建 厦门 361021; 2. 福建省建筑科学研究院有限责任公司, 福建 福州 350025;
3. 厦门源昌城建集团有限公司, 福建 厦门 361004)

摘 要: 针对传统拉力型锚杆存在受力集中、锚固体与岩土体界面黏结强度发挥不充分、抗拔承载力偏低的问题, 研发了一种新型拉压复合型锚杆。通过开展现场破坏性试验, 对拉力型锚杆及拉压复合型锚杆的承载能力、荷载位移曲线及应变数据进行分析, 结果表明: 3组拉压复合型锚杆 TC12-3、TC11-1、TC21 锚杆的平均破坏荷载分别提高至拉力型锚杆的 2.81、2.01、2.52 倍; 拉压复合型锚杆套管内的拉力传递损失率最大为 20.5%, 在自由段内的拉力传递损失率最大仅为 6.8%, 拉力传递损失主要发生在承压锚固段上; TC12-3 锚杆的受拉锚固段长度最短, 单位受拉锚固段长度分担荷载最高; TC21-1 锚杆的承压锚固段最短, 单位承压锚固段长度分担荷载最高; 锚杆破坏时, TC12-3、TC11-1、TC21-1 锚杆的受拉承载系数分别为 0.398、0.470、0.600; 且 TC11-1 锚杆表现为承压锚固段与受拉锚固段同时破坏, TC12-3、TC21-1 锚杆表现为先后破坏; 拉压复合型锚杆锚固性能显著提高主要是由于荷载分解作用, 界面剪应力双向传递机制及短锚承载效应; 从荷载位移曲线来看, 拉压复合型锚杆具有较好的抗变形能力, 在岩土锚固工程中, 具有显著的优势和广阔的应用前景。

关键词: 拉压复合型锚杆; 现场试验; 荷载位移曲线; 受拉承载系数

中图分类号: TU455

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)05-0846-09

作者简介: 涂兵雄(1984—), 男, 硕士生导师, 主要从事基坑工程及边坡工程方面的教学与科研工作。E-mail: tubingxiong@163.com。

Analysis of anchorage performance on new tension-compression anchor III field test

TU Bing-xiong¹, CAI Yan-yan¹, HE Jin-fang¹, YU Jin¹, XU Guo-ping², CHENG Qiang³

(1. Fujian Engineering Technology Research Center for Tunnel and Underground Space, Huaqiao University, Xiamen 361021, China;

2. Fujian Academy of Building Research Co., Ltd., Fuzhou 350025, China; 3. Xiamen Yuanchang Urban Construction Group Co., Ltd.,
Xiamen 361004, China)

Abstract: The new tension-compression composite anchor (TC-anchor) is developed to overcome the shortcomings of the traditional tension anchor (T-anchor), such as stress concentration, insufficient bonding strength between anchorage body and soil mass, and low uplift bearing capacity. The bearing capacity, load-displacement curves and strain data of T-anchor and TC-anchor are analyzed, based on the field destructive tests. The results show that the average destructive loads of three groups of TC-anchor, TC12-3, TC11-1 and TC21, increase to 2.81, 2.01, 2.52 times those of T-anchor, respectively. The maximum tension loss rate in the rebar hole is 20.5% and only 6.8% along the free anchorage length, and therefore the tension loss occurs mainly along the compression anchorage body (CAB). The tension anchorage body (TAB) length of TC12-3 anchor is the shortest, and therefore the bearing loads of unit TAB length are the highest. The CAB length of TC21-1 anchor is the shortest, and therefore the bearing loads of unit CAB length are the highest. When the anchor is destructed, the tension bearing coefficients of TC12-3, TC11-1, TC21-1 are 0.398, 0.470, 0.600, respectively, and the CAB and TAB of TC11-1 are destructed at the same time, while those of TC12-3 and TC21-1 are destructed successively. The significantly increased anchorage performance of TC-anchor is mainly due to the decomposition of the loads, the two-way transmission mechanisms of the interface shear stress and the bearing effect of short anchor. It can be seen from the load-displacement curves that the TC-anchor has better deformation-resisting capability.

Therefore, it has significant advantages and broad application prospects in geotechnical anchorage engineering.

基金项目: 国家自然科学基金项目(51408242, 51678112, 51774147);
中国博士后科学基金项目(2016M592082)

收稿日期: 2018-08-09

Key words: tension-compression composite anchor; field test; load-displacement curve; tension bearing coefficient

0 引言

锚杆由于其良好的承载性能和便捷的施工工艺而广泛应用于基坑、边坡、隧道、矿山及抗浮工程中^[1]。由于传统拉力型锚杆的锚固体与岩土体界面受力集中且不均匀现象十分严重,其界面剪应力的分布规律及荷载传递机制^[2-3]一直是岩土锚固领域研究的热点。而随着国家基础建设的飞速发展,锚杆技术也得到不断创新,各种新型锚固技术^[4-9]先后应用到实际工程中,为国家的经济建设和城市发展做出了巨大贡献。胡建林等^[4]针对扩体锚杆开展了抗拔试验研究,结果表明扩体锚杆的承载力比普通锚杆平均提高 20%~30%。郭钢等^[5-6]通过模型实验研究了均质砂土中扩体锚杆的承载特性,研究表明,与普通拉力型锚杆相比,扩体锚杆的极限承载力、承载比与安全性均有大幅度提高,增大扩体锚固段直径可明显提高扩体锚杆承载力。曹佳文等^[7]通过模型试验研究了充气锚杆在砂土中的荷载位移曲线规律,得出充气锚杆的极限抗拔承载力约为单锚片螺旋锚的 4.3 倍,是双锚片螺旋锚的 1.9 倍,且极限侧阻力约为一般注浆扩大头锚杆的 2~4 倍。彭文祥等^[8]通过球孔扩张理论较好地描述了充气锚杆膨胀体端部对土体产生的弹性、塑性变形力学机制,并得到了充气锚杆极限承载力的理论计算方法。刘钟等^[9]研发了具有多重防腐功能的承压型囊式扩体锚杆,承载力比传统锚杆提高 2~3 倍。上述新型锚杆技术的开发、研究及应用取得了较好的理论成果和工程效益。

本文主要针对发明的新型拉压复合型锚杆专利技术^[10],在已经完成的理论研究^[11]及室内模型试验工作^[12]基础上,对其开展现场试验研究,通过与传统拉力型锚杆进行对比,进一步研究拉压复合型锚杆的锚固性能,以期对拉压复合型锚杆的后续研究及工程应用提供参考和依据。

1 拉压复合型锚杆

拉压复合型锚杆结构示意图如图 1 所示,其锚固段由承压锚固段和受拉锚固段组成。拉压复合型锚杆施工工艺流程为:在锚固段的杆体中固定增设一个承压板,并在锚杆自由段和承压锚固段的杆体上设置套管,而受拉锚固段的杆体不设置套管;杆体制作完毕后放入钻孔,再进行灌浆;灌浆体强度满足要求后,对锚杆进行预应力张拉与锁定,即完成拉压复合型锚杆的施工。

由于锚杆自由段的杆体和承压锚固段的杆体都设

置有套管,使得该长度范围的锚杆杆体与锚固体之间形成无黏结,即在拉力作用下杆体可自由拉伸。而受拉锚固段的杆体与锚固体之间形成黏结,杆体受拉后,先通过杆体与锚固体之间的黏结将拉力传递至锚固体,再通过锚固体与岩土体界面间的黏结将拉力传递至岩土体。因此,当拉压复合型锚杆受力后,锚头受到的拉力直接传递至承压板节点处,并分解成两个相对较小的集中力同时向承压板两侧的承压锚固段和受拉锚固段传递。具体为(如图 1 所示),一个力作用在承压板上,挤压位于其左侧的锚固段,使得该部分锚固段处于受压状态,故称之为承压锚固段。另一个力作用在承压板右侧且与锚固体黏结的杆体上,拉动承压板右侧的锚固段,使该部分锚固段处于受拉状态,故称之为受拉锚固段。承压锚固段和受拉锚固段均通过锚固体与岩土体界面的侧摩阻力来提供抗拔承载力。

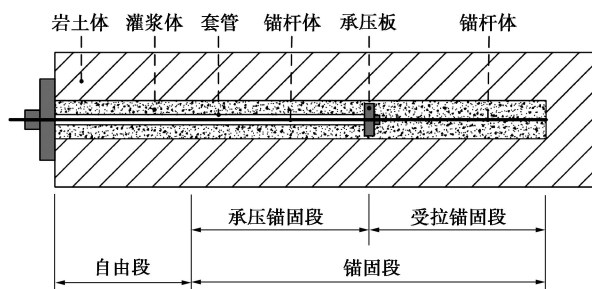


图 1 拉压复合型锚杆结构示意图

Fig. 1 Structure of tension-compression composite anchor

而传统拉力型锚杆受力后,锚固体与岩土体界面的剪应力从自由段与锚固段交界处向锚固段底部传递,属于单向传递。因此,拉力型锚杆在剪应力传递的始端存在明显的应力集中现象^[13],剪应力峰值很高,容易超过界面的极限黏结强度而出现界面软化脱黏^[14]甚至破坏。另外,由于界面剪应力传递时沿锚固段衰减,使得剪应力沿锚固段长度分布很不均匀,对于长锚杆及超长锚杆,其末端的锚固段难以甚至无法发挥承载作用。

相比拉力型锚杆,拉压复合型锚杆具有以下优点:

(1) 应力集中小。由于承压锚固段和受拉锚固段共同承担外荷载,锚固段界面剪应力同时向承压板两侧传递,属于双向传递,使得界面剪应力峰值显著降低,界面应力集中现象大幅削弱。

(2) 界面黏结强度充分发挥。由于界面的剪应力为双向传递,相比拉力型锚杆的单向传递,拉压复合型锚杆锚固段与岩土体界面的剪应力可以传递的更长,且衰减的更慢,使得剪应力分布相对更加均匀,界面的黏结强度发挥更加充分。

(3) 极限抗拔承载力高。由于拉压复合型锚杆界面黏结强度充分发挥, 且剪应力为双向传递, 当界面剪应力达到界面极限黏结强度时, 其抗拔承载力大幅提高。

2 现场试验方案及过程

2.1 现场试验基本情况

试验场地位于华侨大学厦门校区综合实验大楼深基坑, 基坑最大开挖深度 7.2 m, 基坑支护主要为土钉支护方案。通过对场地环境及地质条件综合分析, 现场试验选择在基坑西南侧侧壁开展, 该侧基坑开挖深度约 5.7 m。

场区地层第一层为素填土, 全场地分布, 层厚为 1.10~2.30 m。场区地层第二层为残积砂质黏性土, 顶板埋深为 1.10~2.30 m, 揭露厚度为 13.40~18.0 m。灰黄、紫红夹白色, 呈可~硬塑状。成份由石英、云母碎屑及长石风化的黏土矿物等组成, 大于 2 mm 颗粒含量为 5.40%~13.60%, 切面稍有光泽、无摇震反应、干强度中等、韧性低, 母岩为花岗岩。修正后标贯击数为 14.30~29.90 击, 平均击数为 22.09 击。该层属中等压缩性土, 天然状态下力学强度较高, 工程性能较好。残积砂质黏性土层天然重度 $\gamma = 18.8 \text{ kN/m}^3$; 天然快剪试验的黏聚力为 $c = 27.7 \text{ kPa}$, 内摩擦角 $\varphi = 23.6^\circ$; 变形模量 $E_{1-2} = 20 \text{ MPa}$ 。场区地层第三层及其下地层主要为风化花岗岩。

经综合考虑试验土层均匀性及试验后期操作便利性, 试验锚杆位置全部选择在距离地表约 4.0 m 处的残积砂质黏性土层中, 试验锚杆所在侧壁基坑支护剖面图如图 2 所示。试验锚杆相关施工工艺与现场土钉施工工艺相同, 锚杆钻孔直径 $D = 150 \text{ mm}$, 注浆体采

用 P.O42.5 普通硅酸盐水泥, 水灰比 0.5, 二次注浆压力不小于 0.6 MPa, 注浆体强度 M30。考虑到试验需加载至锚杆破坏, 为减小锚杆张拉对基坑支护侧壁的影响, 所有试验锚杆统一选择在基坑回填前 4 天进行加载试验。

2.2 试验方案及锚杆制作

由于课题组已经完成了部分拉压复合型锚杆的室内模型试验工作, 初步掌握了其承载性能。考虑室内试验同期仍在进行, 人力配置及现场试验锚杆加工制作等原因, 本次试验方案最终确定采取就地取材, 进行试验方案的设计。试验主要目的在于通过原位试验进一步研究拉压复合型锚杆锚固性能, 并重点监测分析承压锚固段与受拉锚固段分别承担的荷载及比例。

试验共设计 5 组锚杆, 所有锚杆设计总锚固段长 3.0 m, 自由段长 0.5 m, 钻孔深度 3.5 m, 张拉头长 0.5 m, 杆体总长 4.0 m; 锚杆水平间距 1.5 m, 与土钉呈梅花型布置。其中传统拉力型锚杆(下文简称 T 锚)和传统压力型锚杆(下文简称 C 锚)各 1 组, 每组 3 根; 拉压复合型锚杆共设计 3 组, 其中 TC12、TC11、TC21 各 1 组, 每组 3 根(TC 表示拉压复合型锚杆, 字母后面数字表示拉压长度比; 如 TC12 表示拉压长度比为 1:2 的拉压复合型锚杆, 相应试验锚杆的受拉锚固段长 1 m, 承压锚固段长 2 m)。

基坑支护使用的土钉为 1 根直径 22 mm 的 HRB400 级钢筋, 总设计长度 6 m, 轴向拉力设计值 90 kN。结合拉压复合型锚杆室内模型试验结果^[12]

(TC21 锚和 TC12 锚平均极限抗拔承载力分别为 T 锚的 2.6 倍和 1.8 倍), 现场试验锚杆杆体全部设计为 1 根直径 22 mm 的 HRB400 级钢筋。拉压复合型锚杆承压板采用钢板制作而成, 直径 90 mm, 厚度 20 mm, 中间开孔直径 26 mm。

拉压复合型锚杆杆体制作时, 将承压板穿入钢筋并放置在设计位置, 确保承压板与钢筋垂直后, 点焊固定。然后在受拉锚固段侧对称帮条 2 根相同钢筋, 帮条钢筋长度 60 mm, 钢筋端头(加工平整)顶在承压板上, 确定与杆体主筋平行后, 点焊固定, 再双面焊接牢固。为减小应变片连接导线对钢筋与灌浆体黏结的影响, 并重点分析承压锚固段与受拉锚固段分担的荷载及比例, 方案设计仅布设少量应变片。在受拉锚固段上, 以承压板为起点, 每间隔 8 cm 黏贴 3 个应变片(因焊渣原因, 仅个别杆体在承压板后侧的杆体上增加 1 个应变片)。在承压锚固段上, 以承压板为起点, 间隔 8 cm 黏贴 1 个应变片。另外, 在距离杆体张拉头 70 cm 处(即自由段向内 20 cm)黏贴 1 个应变片。拉压复合型锚杆具体应变片黏贴方案如图 3 所示

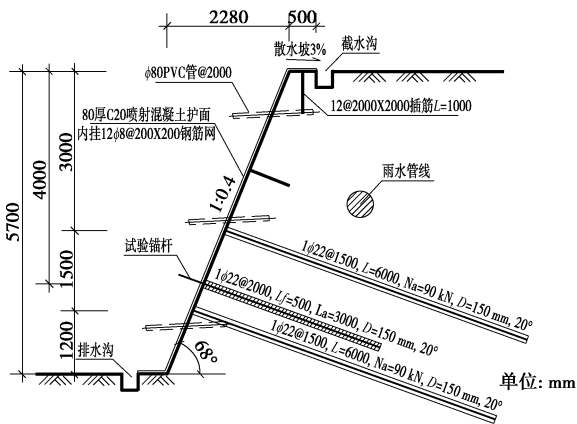


图 2 基坑西南侧基坑支护及试验锚杆剖面图

Fig. 2 Profile of supports and experimental anchor at southwest side of foundation pit

(图中 $l_{a,t}$ 为受拉锚固段, $l_{a,c}$ 为承压锚固段, l_f 为自由段)。杆体制作完毕后, 在承压锚固段及自由段上外套 PVC 管及对中支架, 最后将 PVC 管两头绑扎牢固, 并密封。

锚杆成孔后, 先向钻孔内放入直径 90 mm 的 PVC 半圆管, 长度 4.0 m, 作为杆体下放的托架, 以防止承压板在下放过程中挤压孔壁残余土渣, 在其前后形成土团, 进而影响试验结果。放入锚杆杆体后, 调整并控制杆体外露长度为 0.5 m, 再抽出 PVC 半圆管。本次锚杆试验采取与现场土钉施工同步注浆方法, 均采用二次注浆工艺, 第一次注浆采取重力注浆, 并在 1 h 内进行补浆, 保证浆体饱满度。第一次注浆后, 在孔口放入直径 110 mm 的 PVC 套管, 套管长度 500 mm, 内外均涂抹一层机油, 用于减小甚至消除自由段注浆体与土体间摩阻力。第二次压力注浆在第一次注浆完成 6 h 后进行。试验锚杆制作及施工如图 4 所示。

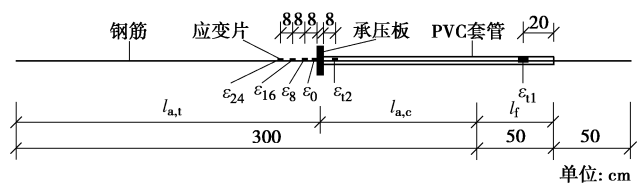


图 3 拉压复合型锚杆应变片布置

Fig. 3 Layout of strain gauges on TC-anchor

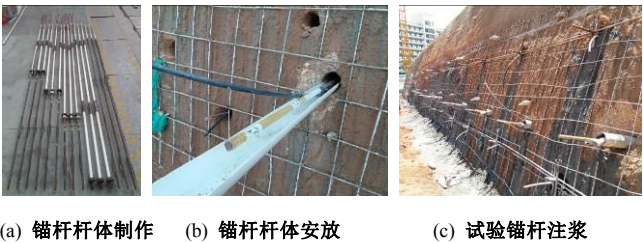


图 4 锚杆制作与施工

Fig. 4 Production and construction of anchors

2.3 现场张拉与数据采集

基坑回填前 4 天开始现场张拉试验并采集数据, 由于是破坏性试验, 破坏荷载具体大小未知, 且因时间原因, 现场张拉全部采用荷载控制单调加载方法, 加载速率为 2 kN/min (实际操作时每 30 s 加载 1 kN, 一人报时, 一人加载), 试验前先加载至 1 kN, 清空所有数据后, 开始正式张拉, 直至破坏。加载采用 RCH-20100 穿心千斤顶(量程 200 kN, 行程 100 mm), 手动油泵, 夹持工具采用专用螺纹钢筋锚具。张拉力测量采用压式负荷传感器 BKY-33 (量程 200 kN)。试验采用 DH3816N 静态应变测试系统, 对加载头与底座位移、张拉力及应变数据进行采集, 连续采集间隔时间为 200 ms。试验加载及采集如图 5 所示。

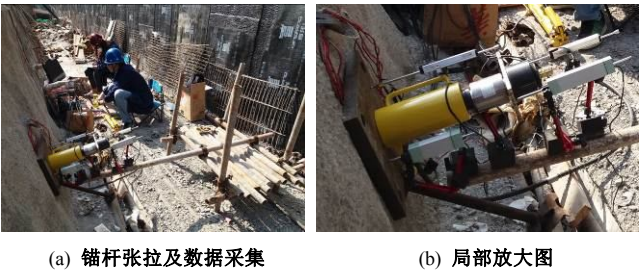


图 5 现场加载试验

Fig. 5 Field loading tests

3 试验结果及分析

3.1 试验结果统计

由于试验锚杆在工程施工期间, 被埋设 3 根锚杆 (C 锚 1 根, TC11 锚 2 根); 后期在数据整理分析过程中, 结合试验加载现象综合判定因施工问题导致失效锚杆 3 根 (承压板滑脱导致锚杆失效的 C 锚 1 根, 因承压板前承压锚固段夹泥或承压板后受拉锚固段筋体裹土导致锚杆失效的 TC12 锚 2 根)。最终汇总 3 根拉力型锚杆、1 根 TC12 型锚杆、1 根 TC11 型锚杆、3 根 TC21 型锚杆现场锚杆拉拔试验结果, 如表 1 所示。

表 1 锚杆试验结果

Table 1 Results of anchor tests

序号	编号	P_u/kN	S_u/mm	$\xi_{t,u}$	\bar{P}_u/kN	$\frac{R}{P_u}/\%$	n_t	\bar{n}_t
1	T-1	40.5	6.0	—	—	—	—	—
2	T-2	35.7	12.6	—	40.1	20.7	—	—
3	T-3	44.0	7.7	—	—	—	—	—
4	TC12-3	112.8	31.8	0.40*	112.8	—	2.81	2.81
5	TC11-1	80.8	18.6	0.47	80.8	—	2.01	2.01
6	TC21-1	86.3	16.3	0.60	—	—	2.15	—
7	TC21-2	112.7	15.2	0.84	101.3	26.1	2.81	2.52
8	TC21-3	104.8	15.1	—	—	—	2.61	—

注: ① P_u 为试验破坏荷载, S_u 为试验破坏荷载对应的位移, $\xi_{t,u}$ 为锚杆破坏时受拉锚固段的受拉承载系数 (受拉锚固段分担荷载与总荷载之比, 由于拉力传递损失, 为直观分析承压板节点处荷载的分配比例, 实际取受拉锚固段分担荷载与传递至承压板节点的荷载之比); ② \bar{P}_u 为各组试验中有效试验锚杆的平均破坏荷载; ③ R 为极差, R/\bar{P}_u 为相对极差; ④ n_t 为承载比 (拉压复合型锚杆破坏荷载与拉力型锚杆平均破坏荷载之比); \bar{n}_t 为平均承载比; ⑤*表示加载至破坏荷载前, 部分应变片失效, $\xi_{t,u}$ 取值 0.40 对应张拉荷载为 104.2 kN。

从表 1 中可以看出, 拉力型锚杆测得 3 根有效数据, 相对极差 20.7%, 满足规范要求不大于 30%^[15] 要求, 平均破坏荷载为 40.1 kN。TC12 型锚杆仅测得 TC12-3 锚杆一根有效数据, 其破坏荷载为 112.8 kN, 为拉力型锚杆平均破坏荷载的 2.81 倍。由于 TC12-3 锚杆加载至 104.2 kN 时, 部分应变损坏, 故破坏荷载时的受拉承载系数 $\xi_{t,u}$ 取张拉荷载 104.2 kN 时的受拉承载系数, 其值为 0.40。TC11 型锚杆仅测得 TC11-1

锚杆一根有效数据,其破坏荷载 80.8 kN,为拉力型锚杆平均破坏荷载的 2.01 倍。TC11-1 锚杆加载至破坏荷载时,测得受拉承载系数为 0.47。

TC21 型锚杆测得 3 根有效数据,相对极差 26.1%,小于 30%^[15],平均破坏荷载 101.3 kN,为拉力型锚杆平均破坏荷载的 2.52 倍。其中最小破坏荷载 86.3 kN,为拉力型锚杆平均破坏荷载的 2.15 倍;最大破坏荷载 112.7 kN,为拉力型锚杆平均破坏荷载的 2.81 倍。TC21 型锚杆破坏时,TC21-1 锚杆和 TC21-2 锚杆的受拉承载系数分别为 0.60 和 0.84。

3.2 荷载位移曲线分析

通过对试验数据进行整理和分析,绘制拉力型锚杆及拉压复合型锚杆的荷载位移曲线,如图 6 所示。

从图 6 (a) 中可以看出,3 根拉力型锚杆加载至破坏过程中,荷载位移曲线具有良好的线性度。T-1 和 T-3 锚杆破坏后,荷载位移曲线具有明显的陡降特征;T-2 锚杆破坏后,位移出现小幅陡降。3 根锚杆破坏后,荷载位移曲线采集数据的离散性明显增加,破坏特征十分明显。T-1 和 T-3 锚杆加载到 40 kN 时,相应的锚头位移分别约为 6.0 mm 和 6.5 mm。

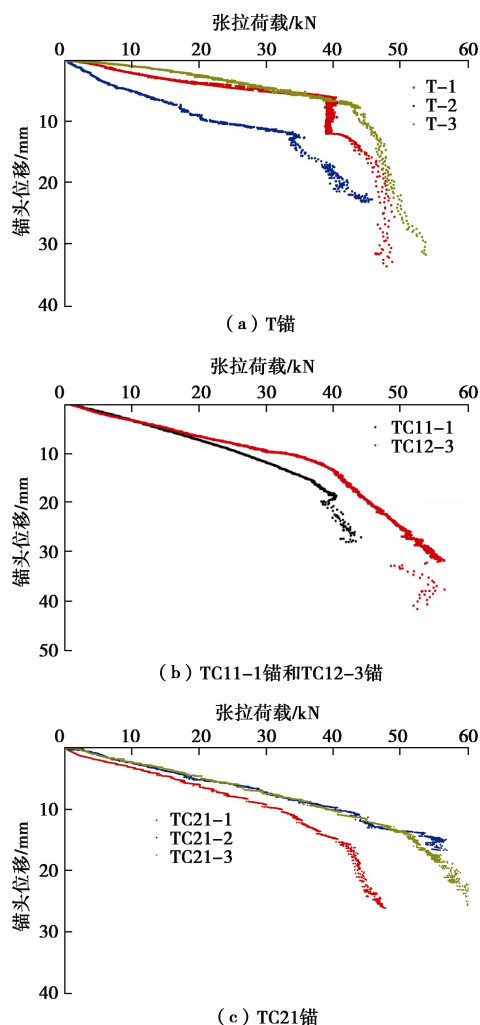


图 6 试验锚杆荷载位移曲线

Fig. 6 Load-displacement curves of anchors

从图 6 (b) 中可以看出,TC12-3 锚杆加载至约 76 kN 过程中,荷载位移曲线具有良好的线性度。继续加载至破坏过程中,曲线数据离散性未见明显增加,而曲线斜率略有增大,但线性度较好。破坏前,荷载位移曲线整体近似呈双直线分布。破坏时,荷载明显反弹,位移显著增加,采集数据的离散性明显增大。TC12-3 锚杆加载至 40 kN 时,位移 6.5 mm,与 T-1 和 T-3 锚杆较为一致,表明该加载段的荷载位移曲线与 T-1 和 T-3 锚杆具有较好的线性重合度。

TC11-1 锚杆加载至破坏过程中,荷载位移曲线具有良好的线性度;破坏时,位移有明显增加,荷载出现一定反弹。锚杆破坏后,荷载位移曲线采集数据的离散性明显增加。加载至 40 kN 时,位移 7.2 mm,与 T-1 和 T-3 锚杆较为一致,表明加载前期,TC11-1 锚杆的荷载位移曲线与 T-1 和 T-3 锚杆具有较好的线性重合度。

从图 7 (c) 中可以看出,TC21-2 和 TC21-3 锚杆加载阶段的荷载位移曲线较为一致,且基本呈线性分布,加载至 40 kN 时,位移约为 5.0 mm,略低于 T-1 和 T-3 锚杆。TC21-1 锚杆加载阶段的全过程荷载位移曲线略呈三直线分布,加载至 40 kN 过程中,位移约为 6.1 mm,与 T-1 和 T-3 锚杆具有较好的重合性。

整体而言,相比传统拉力型锚杆,拉压复合型锚杆具有明显的承载力优势,现场 TC21 型锚杆平均承载比为 2.52,与拉压复合型锚杆室内模型试验结果 TC21 型锚杆承载比 2.61^[12]较为一致。且拉压复合型锚杆破坏时,相应的位移比拉力型锚杆明显增加,表明其具有更为良好的抗变形能力。

3.3 拉力传递损失分析

拉压复合型锚杆的荷载传递路径是锚头荷载通过无黏结筋体传递至承压板处,再分解成两个集中力分别传递至承压锚固段和受拉锚固段。在锚头荷载传递至承压板过程中,荷载依次通过自由段和承压锚固段的无黏结筋体。如果施工过程中出现套管破损或套管的密封接头失效,会使套管内串浆,导致荷载传递至承压板的过程中,在自由段和承压锚固段上出现拉力损失。另外,即使套管内没有串浆现象,水泥浆液水化过程中会在一定程度上挤压套管,使套管与筋体紧密接触,产生一定的摩擦阻力。上述串浆和挤压产生的摩擦阻力最终会导致传递至承压板处的拉力小于锚头总拉力。

为定量分析拉压复合型锚杆的拉力损失,绘制典型 3 根 TC 锚的拉力传递损失率(张拉力传递至承压板处时,减小的张拉力与总张拉荷载之比)随张拉荷载的变化关系曲线,如图 7 所示。

从图 7 中可以看出,TC12-3、TC11-1、TC21-1

锚杆在加载至约 40 kN 后, 拉力传递损失率基本趋于稳定。破坏时, 其值分别为 14.1%, 18.9%, 20.5%。由于拉力损失率包括了自由段和承压锚固段的拉力损失, 而只有发生在自由段上的拉力损失才导致传递到锚固段的拉力降低, 这部分损失为真损失。实际工程中, 锚杆自由段上的拉力传递损失会导致潜在滑移区的变形增加, 可能会对工程安全产生不利影响。

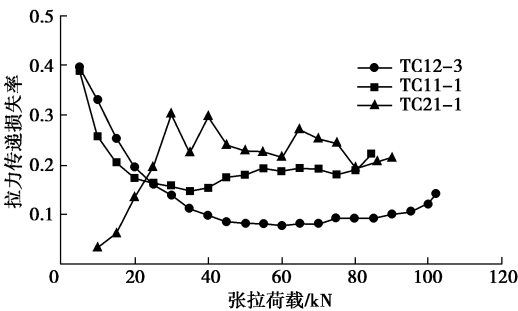


图 7 不同荷载作用下的拉力传递损失率

Fig. 7 Tension loss ratios in transmission under different loads

假设拉力传递过程中沿套管均匀损失, 则 TC12-3 (自由段 0.5 m, 承压锚固段 2.0 m)、TC11-1 (自由段 0.5 m, 承压锚固段 1.5 m)、TC21-1 (自由段 0.5 m, 承压锚固段 1.0 m) 锚杆在自由段延长范围的拉力损失率分别仅为 2.8%, 4.7%, 6.8%, 相对很小。而绝大部分拉力损失主要发生承压锚固段上, 会在相应承压锚固段的锚固体与岩土体界面产生剪应力, 其方向由承压板指向锚头。而承压板处压力在承压锚固段界面上产生的剪应力方向也是从承压板指向锚头。上述两组剪应力指向相同, 而传递路径方向刚好相反, 在界面形成剪应力强弱互补, 使得界面的黏结强度发挥更加充分, 对锚杆承载力会产生一定的积极影响。因此, 承压锚固段上的拉力传递损失为假损失。

3.4 分担荷载分析

(1) 受拉锚固段和承压锚固段分担荷载

锚头张拉荷载传递到承压板节点处后, 会分解为挤压承压锚固段的压力和拉动受拉锚固段的拉力。通过计算承压板后受拉锚固段的杆体的应变与承压板前承压锚固段的杆体应变之比, 可以得到拉压复合型锚杆的受拉承载系数 ζ_t (受拉锚固段分担荷载与承压板节点处总荷载的比值), 进而可以得到受拉锚固段分担荷载与承压锚固段分担荷载。通过计算得到不同张拉荷载作用下的受拉承载系数及受拉锚固段分担荷载与承压锚固段分担荷载, 分别如图 8, 9 所示 (图中图例后缀-T 表示受拉锚固段; 图例后缀-C 表示承压锚固段)。

TC12-3 锚杆在部分荷载作用下的受拉承载系数及受拉锚固段与承压锚固段的分担荷载如表 2 所示。

表中 P_t 为受拉荷载, 即受拉锚固段分担荷载; P_c 为承压荷载, 即承压锚固段分担荷载。结合图 8 及表 2 可以看出, TC12-3 锚杆在张拉荷载 90 kN 以前, 受拉承载系数 ζ_t 相对比较稳定, 平均值 0.239, 低于受拉长度系数 0.33 (受拉锚固段长度与总锚固段长度之比)。超过 100 kN 后, 受拉承载系数有一定增加, 但趋于稳定。张拉 104.2 kN 时, 受拉承载系数为 0.398, 比受拉长度系数高约 19.5%。

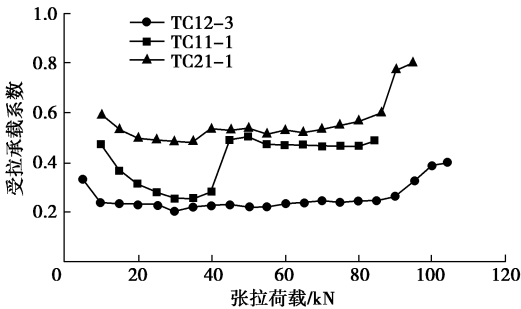


图 8 不同荷载作用下的受拉承载系数

Fig. 8 Tension bearing coefficients under different loads

TC12-3 锚杆张拉到约 90 kN 时, 承压锚固段分担荷载达到最大值 66.6 kN。此后, 随着张拉荷载继续增加, 承压锚固段分担荷载却开始降低, 但降幅很小 (8% 以内); 而受拉锚固段分担荷载快速增加 (如图 9 所示, 曲线明显上升), 相应的受拉承载系数也继续增大。表明承压锚固段可能邻近破坏或处于破坏的边缘, 此时增加的张拉荷载几乎全部转移给受拉锚固段承担。结合图 7 (b) 中 TC12-3 锚杆荷载位移曲线, 锚杆破坏瞬间, 荷载显著回弹, 随后出现小幅持载能力, 可以判定, TC12-3 锚杆破坏时为受压锚固段先破坏, 瞬间导致受拉锚固段承载大幅增加而随之破坏。

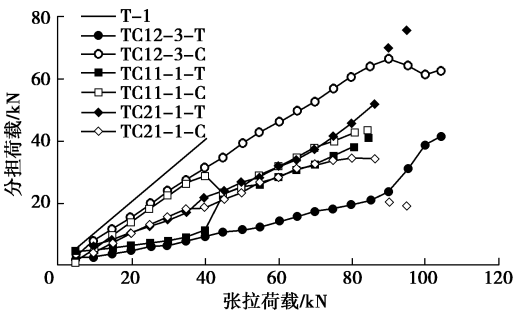


图 9 不同荷载作用下受拉锚固段和承压锚固段分担荷载

Fig. 9 Bearing loads of tension-anchorage body and compression-anchorage body under different loads

表 2 TC12-3 锚杆分担荷载

Table 2 Bearing loads for TC12-3 anchor

项目	张拉荷载/kN				
	85.1	90.1	95.3	100.1	104.2
ζ_t	0.246	0.261	0.327	0.386	0.398
P_t /kN	20.9	23.5	31.1	38.6	41.5
P_c /kN	64.2	66.6	64.2	61.4	62.8

注: 受拉锚固段长度 1.0 m; 承压锚固段长度 2.0 m。

TC11-1 锚杆在部分荷载作用下的受拉承载系数及受拉锚固段与承压锚固段的分担荷载如表 3 所示。结合图 8 及表 2 可以看出, TC11-1 锚杆加载到 40 kN 后受拉承载系数 ζ_t 趋于稳定, 平均值 0.476, 略低于受拉长度系数 0.50。TC11-1 锚杆破坏时 (80.8 kN), 受拉承载系数 $\zeta_t=0.470$, 比受拉长度系数略低 6%; 而在 84.5 kN 时, $\zeta_t=0.485$, 受拉承载系数略有增加。且 TC11-1 锚杆破坏后, 受拉锚固段和承压锚固段分担的荷载都随张拉荷载的增加而继续增加。可以判定, TC11-1 锚杆破坏时为受拉锚固段与承压锚固段同时拔出破坏。

表 3 TC11-1 锚杆分担荷载

项目	张拉荷载/kN				
	55.0	65.0	75.1	80.8	84.5
ζ_t	0.474	0.471	0.467	0.470	0.485
P_t/kN	26.0	30.6	35.0	38.0	40.9
P_c/kN	29.0	34.4	40.0	42.8	43.5

注: 受拉锚固段长度 1.5 m; 承压锚固段长度 1.5 m。

TC21-1 锚杆在部分荷载作用下的受拉承载系数及受拉锚固段与承压锚固段的分担荷载如表 4 所示。结合图 8 及表 4 可以看出, TC21-1 锚杆在破坏前, 受拉承载系数相对比较稳定, 平均值 0.535, 低于受拉长度系数 0.67。破坏时, $\zeta_t=0.600$, 比受拉承载系数略低 10.4%。且破坏后, 受拉承载系数快速增加, 相应的受拉锚固段分担荷载快速增加。

表 4 TC21-1 锚杆分担荷载

项目	张拉荷载/kN				
	70.0	80.1	86.3	90.2	94.9
ζ_t	0.533	0.569	0.600	0.772	0.797
P_t/kN	37.3	45.6	51.8	69.6	75.6
P_c/kN	32.7	34.6	34.5	20.6	19.3

注: 受拉锚固段长度 2.0 m; 承压锚固段长度 1.0 m。

从表 4 中可以看出, 张拉荷载从 70.0 kN 增加至 86.3 kN 过程中, 总荷载增加 16.3 kN。其中, 受拉锚固段分担荷载从 37.3 kN 显著持续增加至 51.8 kN, 增幅 14.5 kN, 占总增加张拉荷载的 89%; 而承压锚固段分担荷载仅从 32.7 kN 略增加至 34.5 kN, 增幅 1.8 kN, 仅占总增加张拉荷载的 11%。表明 TC21-1 锚杆邻近破坏前, 承压锚固段分担的荷载已接近极限, 邻近破坏; 而受拉锚固段仍具备一定的承载能力。锚杆破坏后, 继续增加张拉荷载, 承压锚固段先破坏, 残余承载能力大幅减低, 其释放的承载力及增加的张拉荷载全部由受拉锚固段承担 (所以图 6 (c) 中荷载位

移曲线并未出现垂直陡降段或荷载反弹现象), 故受拉承载系数在锚杆破坏后呈现大幅增加。但由于承压锚固段的破坏, 使得锚杆整体刚度降低, 继续加载导致锚头变形明显增大, 荷载位移曲线出现明显的拐点, 如图 6 (c) 所示。因此, 可以判定, TC21-1 锚杆的破坏是由于承压锚固段先破坏而导致其最终破坏。

(2) 单位锚固段长度分担荷载

根据不张拉荷载作用下受拉锚固段分担荷载及相应的受拉锚固段长度, 承压锚固段分担荷载及相应的承压锚固段长度, 计算得到不同张拉荷载作用下的单位受拉锚固段长度分担荷载及单位承压锚固段长度分担荷载, 如图 10 所示。

从图 10 中可以看出, 整体而言, 不同张拉荷载作用下, TC 锚的单位承压锚固段分担荷载高于单位受拉锚固段长度分担荷载; 锚杆破坏时, 拉力型锚杆单位锚固段承担荷载仅为 13.4 kN/m, 远低于拉压复合型锚杆的承压锚固段和受拉锚固段。表明拉压复合型锚杆承压锚固段和受拉锚固段界面的侧摩阻力发挥更加充分。张拉荷载小于 40 kN 时, 拉力型锚杆单位锚固段长度分担荷载低于 TC 锚单位承压锚固段长度分担荷载, 而高于 TC 锚单位受拉锚固段长度分担荷载。拉压复合型锚杆破坏时, 承压锚固段中, TC21-1 锚杆承压锚固段最短 (1.0 m), 单位承压锚固段分担荷载最高, 为 34.5 kN/m; 受拉锚固段中, TC12-1 锚杆受拉锚固段最短 (1.0 m), 单位受拉锚固段分担荷载最高, 为 41.5 kN/m (对应张拉荷载 104.2 kN)。

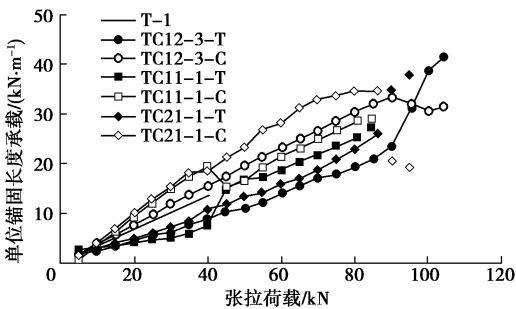


图 10 不同荷载作用下单位锚固段长度承担荷载

Fig. 10 Bearing loads of unit anchorage body under different loads

4 分析与讨论

从上文中可以看出, 拉压复合型锚杆的抗拔承载力比拉力型锚杆显著提高, 锚固性能得到明显改善, 究其原因, 主要有以下 3 个方面。

(1) 荷载分解作用

拉压复合型锚杆通过承压板将拉力型锚杆单一的锚固段拆分成承压锚固段和受拉锚固段, 两者共同承担外荷载。当外荷载传递至承压板处, 直接分解成两

个相对较小的荷载,分别作用在承压锚固段和受拉锚固段上。从图9中可以明显看出,张拉荷载在40 kN前,拉压复合型锚杆承压锚固段和受拉锚固段分担的荷载都明显低于拉力型锚杆。

(2) 界面剪应力双向传递机制

拉压复合型锚杆锚固段界面剪应力是在承压板处,同时通过承压锚固段和受拉锚固段与岩土体界面向两侧传递,为双向传递。因此,相同总拉力情况下,拉压复合型锚杆界面的剪应力峰值比拉力型锚杆要大幅降低。而当承压锚固段和受拉锚固段各自界面剪应力分别达到峰值时,各自分担的荷载又大幅提高,最终使得拉压复合型锚杆的承载力显著提高。简化理论研究^[11]和室内模型实验^[12]结果表明,拉压复合型锚杆的承载力最高可分别提高至拉力型锚杆的2.0倍和2.61倍(TC21锚)。

(3) 短锚承载效应

文献[14]的研究结果表明,锚固长度较短时,界面剪应力趋于均匀分布,侧摩阻力发挥充分,单位锚固段承载力较高;锚固长度较长时,由于界面剪应力的衰减,侧摩阻力发挥不充分,单位锚固段承载力较低。而规范^[15]规定在锚杆设计时,引入了锚固段长度对黏结强度的影响系数 ψ ,锚固段越短,系数 ψ 越大,即界面黏结强度发挥更充分;锚固段越长,系数越小,即界面黏结强度发挥不充分。实际上就是考虑短锚杆界面侧摩阻力发挥充分,对承载力提高产生的积极影响;长锚杆后端剪应力衰减,使得界面侧摩阻力发挥不充分甚至不发挥,对承载力降低产生的不利影响。

试验锚杆中,TC12-3, TC11-1, TC21-1锚杆的受拉长度系数分别为0.33, 0.50, 0.67,锚杆破坏时相应的受拉承载系数分别为0.398, 0.470, 0.600。可以看出,TC12-3锚杆的受拉锚固段长度最短(单位受拉锚固段长度分担荷载最高),而承压锚固段最长,故受拉承载系数大于受拉长度系数,约大20.6%。TC11-1锚杆的受拉锚固段长度居中,故受拉承载系数约等于受拉长度系数,相差仅约6.0%。TC21-1锚杆的承压锚固段最短(单位承压锚固段长度分担荷载最高),而受拉锚固段最长,故受拉承载系数小于受拉长度系数,约小10.4%。

因此,拉压复合型锚杆将拉力型锚杆单一的受拉锚固段拆分成承压锚固段和受拉锚固段共同承载,实际上将原来的拉力型锚杆的长锚固段拆分成两个更短锚固段来共同承载,由于短锚承载效应,使得拉压复合型锚杆的承载力显著提高。

5 结 论

(1) 拉压复合型锚杆的现场试验结果表明,

TC12-3, TC11-1, TC21型锚杆的平均破坏荷载分别提高至拉力型锚杆的2.81、2.01、2.52倍。拉压复合型锚杆具有明显的承载力优势及抗变形能力。

(2) 拉压复合型锚杆套管内拉力传递损失率最大为20.5%;自由段内的拉力损失率最大仅为6.8%;拉力损失主要发生在承压锚固段上,对锚杆的承载力有一定的积极作用。

(3) TC12-3锚杆的受拉锚固段长度最短,单位受拉锚固段长度分担荷载最高;TC21-1锚杆的承压锚固段最短,单位承压锚固段长度分担荷载最高。

(4) TC12-3, TC11-1, TC21-1锚杆破坏时,受拉承载系数分别为0.398, 0.470, 0.600;TC12-3、TC21-1锚杆破坏时为承压锚固段与受拉锚固段先后破坏;TC11-1锚杆破坏时为承压锚固段与受拉锚固段同时破坏。

(5) 拉压复合型锚杆锚固性能显著提高,主要原因是由于承压板对锚头荷载的分解作用,承压锚固段和受拉锚固段界面剪应力的双向传递机制及短锚承载效应。

致 谢: 土木工程学院的项剑平老师及童江、王奕然研究生对本试验工作提供了大量的帮助,在此对他们表示由衷的感谢!

参考文献:

- [1] 程良奎, 范景伦, 韩 军, 等. 岩土锚固[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000: 35 - 45. (CHENG Liang-kui, FAN Jing-lun, HAN Jun, et al. Ground anchorage[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2000: 35 - 45. (in Chinese))
- [2] 张季如, 唐保付. 锚杆荷载传递机理分析的双曲函数模型[J]. 岩土工程学报, 2002, 23(2): 188 - 192. (ZHANG Ji-ru, TANG Bao-fu. Hyperbolic function model to analyze load transfer mechanism on bolts[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 23(2): 188 - 192. (in Chinese))
- [3] 何思明, 田金昌, 周建庭. 胶结式预应力锚索锚固段荷载传递特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(1): 117 - 121. (HE Si-ming, TIAN Jin-chang, ZHOU Jian-ting. Study on load transfer of bond prestressed anchor rope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(1): 117 - 121. (in Chinese))
- [4] 胡建林, 张培文. 扩体型锚杆的研制及其抗拔试验研究[J]. 岩土力学, 2009, 30(6): 1615 - 1619. (HU Jian-lin, ZHANG Pei-wen. Development of underreamed anchor and experimental study of uplift resistance[J]. Rock and Soil

- Mechanics, 2009, **30**(6): 1615 - 1619. (in Chinese))
- [5] 郭钢, 刘钟, 邓益兵, 等. 砂土中扩体锚杆承载特性模型试验研究[J]. 岩土力学, 2012, **33**(12): 3645 - 3652. (GUO Gang, LIU Zhong, DENG Yi-bing, et al. Model test research on bearing capacity characteristics of underreamed ground anchor in sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(12): 3645 - 3652. (in Chinese))
- [6] 郭钢, 刘钟, 李永康, 等. 扩体锚杆拉拔破坏机制模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(8): 1677 - 1684. (GUO Gang, LIU Zhong, LI Yong-kang, et al. Model test research on failure mechanism of underreamed ground anchor[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(8): 1677 - 1684. (in Chinese))
- [7] 曹佳文, 彭振斌, 彭文祥, 等. 充气锚杆在砂土中的模型试验研究[J]. 岩土力学, 2011, **32**(7): 1957 - 1962. (CAO Jia-wen, PENG Zhen-bin, PENG Wen-xiang, et al. Model test study of inflated anchors in sands[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(7): 1957 - 1962. (in Chinese))
- [8] 彭文祥, 张旭, 曹佳文. 充气锚杆极限承载力计算方法[J]. 岩土力学, 2013, **34**(6): 1696 - 1702. (PENG Wen-xiang, ZHANG Xu, CAO Jia-wen. Calculation method for ultimate bearing capacity of inflatable anchor[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(6): 1696 - 1702. (in Chinese))
- [9] 刘钟, 郭钢, 张义, 等. 囊式扩体锚杆施工技术与工程应用[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(增刊 2): 205 - 211. (LIU Zhong, GUO Gang, ZHANG Yi, et al. Construction technology and engineering applications of capsule-type under-reamed ground anchor[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(S2): 205 - 211. (in Chinese))
- [10] 涂兵雄, 贾金青, 俞缙, 等. 一种拉压复合型锚杆[P]. ZL201420450678.5, 2014. (TU Bing-xiong, JIA Jin-qin, YU Jin, et al. A Tension-compression composite anchor[P]. ZL201420450678.5, 2014. (in Chinese))
- [11] 涂兵雄, 刘士雨, 俞缙, 等. 新型拉压复合型锚杆锚固性能研究 I: 简化理论[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(12): 2289 - 2295. (TU Bing-xiong, LIU Shi-yu, YU Jin, et al. Analysis of anchorage performance on new tension-compression anchor: I simplified theory[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(12): 2289 - 2295. (in Chinese))
- [12] 涂兵雄, 俞缙, 何锦芳, 等. 新型拉压复合型锚杆锚固性能研究 II: 模型试验[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(3): 475 - 483. (TU Bing-xiong, YU Jin, HE Jin-fang, et al. Analysis of anchorage performance on new tension-compression anchor: II model test[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(3): 475 - 483. (in Chinese))
- [13] 刘永权, 刘新荣, 杨忠平, 等. 不同类型预应力锚索锚固性能现场试验对比研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(2): 275 - 283. (LIU Yong-quan, LIU Xin-rong, YANG Zhong-ping, et al. Field test on anchorage performance of different types of prestressed cables[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(2): 275 - 283. (in Chinese))
- [14] 尤春安, 战玉宝. 预应力锚索锚固段界面滑移的细观力学分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(10): 1976 - 1985. (YOU Chun-an, ZHANG Yu-bao. Analysis of interfacial slip mesomechanics in anchorage section of prestressed anchor cable[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(10): 1976 - 1985. (in Chinese))
- [15] GB 50086—2015 岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范[S]. 2015. (GB 50086 — 2015 Technical code for engineering of ground anchoring and shotcrete support[S]. 2015. (in Chinese))