

# 大型地下洞室锚索系统支护工程实践

侯东奇, 冯梅, 廖成刚, 幸享林, 臧海燕

(中国水电工程顾问集团公司 成都勘测设计研究院, 四川 成都 610072)

**摘要:** 锚索支护系统是地下洞室围岩支护的主要类型之一, 对于确保围岩稳定有着十分重要的意义。基于锦屏一级水电站地下厂房锚索支护工程实例, 介绍洞室群的锚索支护设计和锚索负荷超限现象及统计成果, 分析锚索超限的成因和降载措施。同时, 给出锚索锁定吨位优化和变形控制复核的计算公式, 推导出多锚头无黏结压力分散型锚索的应力计算公式。利用该计算方法, 复核地下厂房锚索设计方案, 并对超限锚索的安全性进行评价。

**关键词:** 地下工程; 地下洞室; 锚索支护; 锚索承载力; 安全评价

**中图分类号:** U 91

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000 - 6915(2012)05 - 0963 - 10

## ENGINEERING PRACTICE OF ANCHOR CABLES SUPPORTING TO LARGE-SCALE UNDERGROUND CAVERNS

HOU Dongqi, FENG Mei, LIAO Chenggang, XING Xianglin, ZANG Haiyan

(HydrChina Chengdu Engineering Corporation, Chengdu, Sichuan 610072, China)

**Abstract:** Anchor cables supporting is one of the most leading measures for underground caverns, and it is fundamental to ensure the stability of surrounding rock mass. According to the practice of rock anchor cable to support side walls of underground powerhouse at Jinping I hydropower station, the design of anchor cables supporting and the statistical results on overloading of anchor cables are introduced, and the factors to cause this phenomenon as well as the measures to reduce the load are studied. The formulas to verify design proposal are also given, and the formula to compute stress of unbounded prestressed anchor cables of pressure dispersion style with more anchor heads is derived. These formulas and measures are used to verify design proposal, and evaluate safety of overloading cables.

**Key words:** underground engineering; underground cavern; anchor cables supporting; bearing capacity; safety evaluation

## 1 引言

大型地下洞室锚索支护系统是洞室开挖支护设计的主要内容之一, 也与洞室围岩稳定有着密切的关系。特别是遇到复杂地质条件时, 锚索支护系统就显得更为重要。本文结合锦屏一级水电站主厂房锚索支护系统工程实例, 对锚索支护的相关问题进

行探讨。

锦屏一级水电站位于四川省凉山彝族自治州木里县和盐源县交界处的雅砻江大河湾干流河段上, 是雅砻江干流下游河段的控制性水库梯级电站。电站总装机容量 3 600 MW, 安装 6 台 600 MW 机组。电站枢纽工程主要由拦河坝、右岸泄洪洞、右岸引水发电系统及地面出线场等组成。拦河坝为混凝土双曲拱坝, 最大坝高 305 m, 为目前世界上最高的

**收稿日期:** 2011 - 11 - 29; **修回日期:** 2012 - 02 - 29

**作者简介:** 侯东奇(1978 -), 男, 2005 年毕业于三峡大学水工结构工程专业, 现为硕士研究生、工程师, 主要从事水电站结构设计方面的研究工作。E-mail: superhou@126.com

拱坝。

地下厂区洞室群布置于坝区右岸大坝下游约 350 m 的雄厚山体内, 水平埋深 110~300 m, 垂直埋深 180~350 m。洞室群规模大, 错综复杂。厂房纵轴线方位 N65°W, 与初始地应力最大主应力方向水平夹角 6.0°~36.5°, 平均 16.3°。主厂房全长 276.99 m, 吊车梁以下开挖跨度 25.60 m, 以上开挖跨度 28.90 m, 开挖高度 68.80 m。主变室位于主厂房下游, 与主厂房平行布置。2 个圆型尾水调压室采用“三机一室一洞”布置型式。

厂区洞室群置于三叠系中上统杂谷脑组第二段第 2, 3, 4 层大理岩内, 以薄~中厚层状结构或互层状结构为主, 部分厚层~块状结构, 内有绿片岩夹层发育, 岩层产状 N40°~60°E, NW∠15°~35°。实测最大主应力  $\sigma_1$  值超过 30 MPa, 岩体强度应力比为 1.5~4.0, 为高~极高地应力区。地质构造上主要发育有横贯主厂房的 NE 向的  $f_{13}$ ,  $f_{14}$ ,  $f_{18}$  等结构性断层、规模不等的多条煌斑岩脉条带 X, 以及 NEE 和 NW~NWW 向的小断层。厂区地下水活跃, 分布主要受构造控制,  $f_{13}$  断层等 NE 向压扭性断层为相对隔水岩体,  $f_{13}$  断层以里(上盘)为富水带, 洞室群开挖过程中渗、滴水现象普遍, 也见多处股状涌水<sup>[1]</sup>。总之, 厂区地质条件十分复杂, 洞室群围岩稳定问题特别突出, 主要体现在: 高地应力与相对低强度岩体相互作用对围岩稳定的影响、三大结构性断层与围岩稳定的关系、大变形引起的支护系统负荷水平较高、强烈压缩条件下节理裂隙发育区劈裂破坏现象、多处分布的煌斑岩脉条带和绿片岩对围岩稳定的影响、以及地下水突涌等。从工程前期勘察设计伊始, 地下厂区洞室群围岩稳定问题就被列入本工程的重大关键技术问题之一。

## 2 大型地下洞室锚索支护设计实例

本节介绍锦屏一级水电站地下厂房洞室锚索支护系统设计。鉴于厂区地质条件十分复杂, 围岩变形预期值较大, 岩体破损效应显著, 为确保围岩稳定, 深部锚索系统是必不可少的支护手段。设计人员在前期勘察掌握的地质资料基础上, 密切跟踪开挖支护施工过程, 结合安全监测实测数据, 对深部锚索系统进行了详细设计。目前, 地下厂房洞室群开挖支护施工已经完成, 从现场安全监测成果分析,

围岩总体上处于稳定状态, 锚索系统支护效果显著。洞室群锚索支护系统设计参数如图 1 所示。

## 3 锚索设计承载能力初期复核

预应力锚索是地下洞室群深层支护的主要手段, 如何充分、有效地发挥其功效对控制围岩稳定和抑制变形起着关键作用。为了寻求最佳的设计、锁定工作吨位, 了解锚索自身的安全性和抑制变形的潜在能力, 施工图设计初期对锚索设计承载能力进行了复核, 含锚索在不同锁定吨位时的变形复核和锚索在已知变形情况下的受力计算 2 个部分。

### (1) 锚索在不同锁定吨位时的变形复核

锚索钢绞线设计时仅考虑弹性变形, 根据材料力学应力-应变关系式, 即胡克定律, 可知锚索的允许设计应变  $\varepsilon_s$  为

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E} \quad (1)$$

参考规范<sup>[2]</sup>, 取  $\sigma_s = 1\ 320$  MPa,  $E = 1.95 \times 10^5$  MPa, 计算得  $\varepsilon_s = 6.77 \times 10^{-3}$ 。

锚索的允许变形, 即在设计吨位工作时的变形量计算公式为

$$\Delta L = \varepsilon_s L_s \quad (2)$$

式中:  $L_s$  为锚索张拉段设计长度。

锚索有效承载截面积为

$$A = ns \quad (3)$$

式中:  $n$  为钢绞线的根数;  $s$  为单根钢绞线的有效截面积, 工程实际采用  $s = 140$  mm<sup>2</sup>。

根据力与变形之间的关系, 易知当锚索处于锁定吨位时其变形为

$$\Delta L_0 = \frac{T_0}{AE} L_s = \varepsilon_0 L_s \quad (4)$$

式中:  $T_0$  为锚索锁定吨位,  $\varepsilon_0$  为锚索在锁定工作吨位情况下的应变。

由此可以计算出锚索在锁定吨位时的预留安全变形量为

$$\Delta L a_0 = \Delta L - \Delta L_0 \quad (5)$$

令张拉系数  $\beta =$  锁定吨位/设计吨位, 利用式(5)对地下厂房采用的不同吨位和不同长度的锚索进行了复核计算。结果表明, 当  $\beta = 0.875$  (初始设计时建议值), 预留安全变形量为 0.9~3.6 cm。由于锚索是随着开挖层逐步施加的, 要承受其后开挖引起

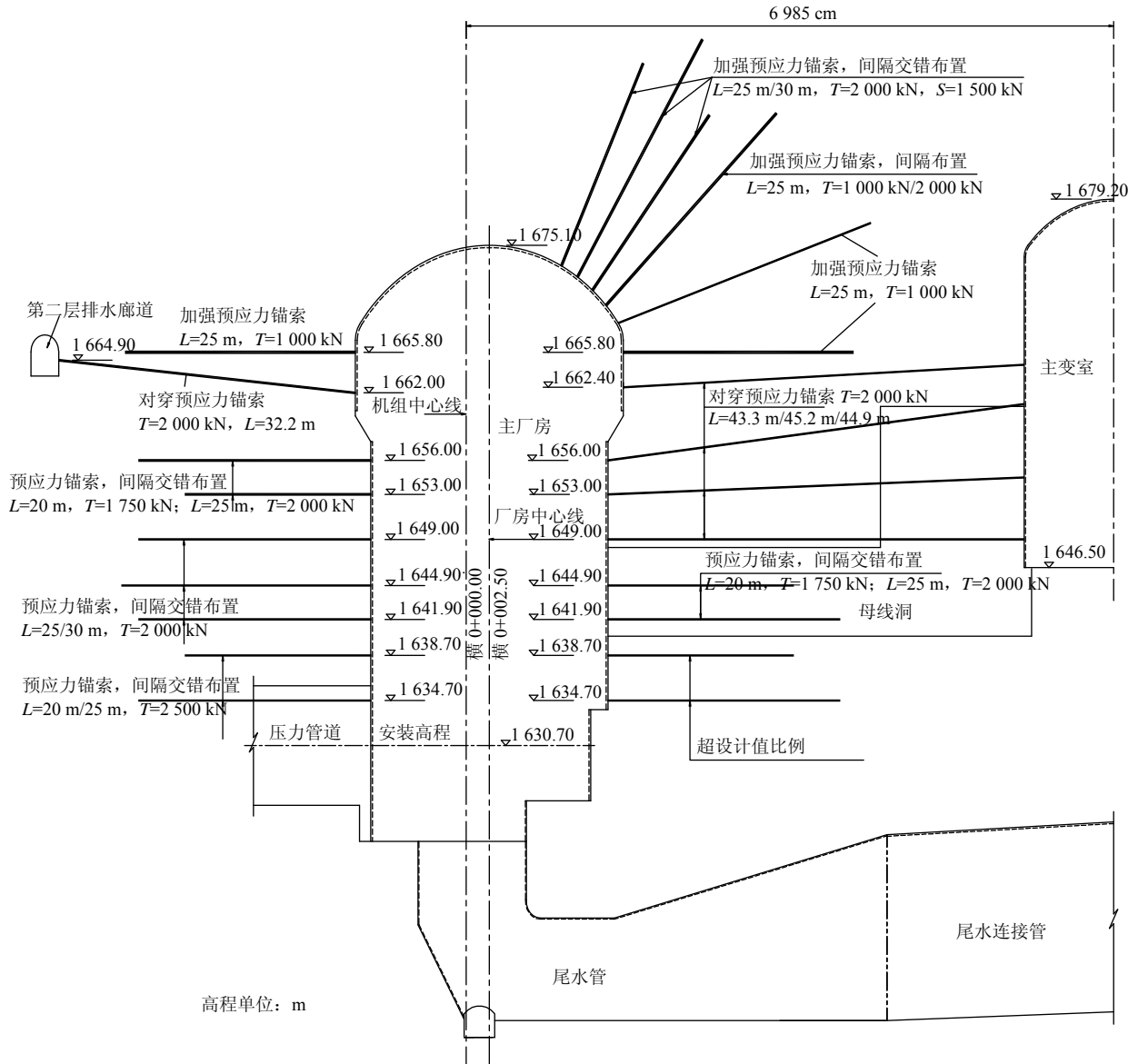


图 1 锦屏一级水电站地下厂房锚索支护系统设计典型断面图

Fig.1 Typical section of anchor cables supporting of underground powerhouse at Jinping I hydropower station

的围岩变形，包括部分弹性变形，同时厂区岩体强度应力比较小，围岩预期变形较大。据工程经验和数值分析，认为预留安全变形为 5~10 cm 比较合适。此时，推算的 $\beta=0.60\sim0.65$ ，而实际设计值为 0.5~0.8。

(2) 锚索在已知变形情况下的受力计算

为了进一步分析锚索的受力与变形情况，可利用地下洞室群开挖支护的有限元模拟计算成果反算锚索的锁定吨位和安全余量，为优化设计提供参考。下面的计算过程假定锚索是一次性张拉锁定的，不考虑补偿张拉等情况。

假设某根锚索在刚施加时该部位的变形为

$\Delta L_1$ ，厂房洞室群全部开挖完成且围岩变形趋于稳定时该部位的累积变形为  $\Delta L_2$ ，则在锚索施加后其变形量为

$$\Delta L' = \Delta L_2 - \Delta L_1 \tag{6}$$

也就是说锚索在首次张拉锁定后在不考虑应力损失等的情况下，剩余的安全吨位引起的变形量不能超过  $\Delta L'$ ，由此可以推算锚索的最小安全预留吨位为

$$P_A = \frac{EA\Delta L'}{L_s} \tag{7}$$

式中： $P_A$ 为锚索最小安全预留吨位(kN)； $E$ 为钢绞线弹性模量，取  $1.95 \times 10^5$  MPa； $A$ 为锚索有效承载截面积( $\text{mm}^2$ )； $\Delta L'$ 为锚索始末变形差(cm)。

记此时的张拉系数为 $\beta_N$ ，锚索设计吨位为 $T_s$ ，则有

$$\beta_N = \frac{T_s - P_A}{T_s} \quad (8)$$

这样就可以计算出锚索的最大锁定吨位 $T_N$ 为

$$T_N = \beta_N T_s \quad (9)$$

以招标阶段洞室群围岩稳定分析计算成果为基础，选取 2<sup>#</sup>和 4<sup>#</sup>机组断面及安装间断面进行计算分析。结果表明，2<sup>#</sup>和 4<sup>#</sup>机组断面高边墙中部的张拉系数约为 0.7，其余部位为 0.8~0.9，与工程经验和设计值比较接近；而安装间边墙的张拉系数约为 0.9，这是由于安装间高度小，开挖分层少，后期变形影响小。

上述分析计算表明，地下厂房预应力锚索支护设计总体上符合规范要求，满足围岩剩余变形的理论计算值，可以充分发挥锚索的支护效能。

## 4 地下洞室锚索超载现象

目前地下厂房洞室群开挖支护施工已经结束，施工期安全监测资料表明，地下厂房锚索系统出现了超载现象，其数量比例相对较大，锚索自身的安全性受到关注。

至 2011 年 8 月 30 日的安全监测数据<sup>[3]</sup>表明：主厂房上游边墙正常工作的 55 台锚索测力计有 21.8%锚索测力计的锚固力测值超过名义设计值，下游边墙正常工作的 138 台锚索测力计有 22.5%锚索测力计的锚固力测值超过名义设计值，超限值比较集中的部位主要位于岩壁吊车梁附近 1 653~1 659 m 高程。图 2 为地下厂房上、下游边墙超限锚索统计图，图 3 为地下厂房上、下游边墙锚索测力计典型历时曲线。可以看出，超载锚索总体上的张拉系数为 0.8 左右，属开挖前期的设计值，后期调整为 0.5~0.6 超限现象就很少了，副厂房部位的超限与此部位 $f_{18}$ 断层和煌斑岩脉X有关。锚索超限是由于锚索锁定后锚墩部位的后期变形较大，引起钢绞线拉伸所致，这也反映出锚索对围岩变形起到了良好的抑制作用。但锚索吨位较大时，钢绞线可能拉断，影响锚索安全。如何在确保锚索支护效果和锚索安全之间选择合适的平衡点，目前尚没有令人信服结论。

## 5 锚索超载成因分析及降载措施

洞室群开挖支护施工过程中，针对围岩稳定特别是锚索超载现象进行了反馈计算和综合分析，结合围岩变形实测成果(见图 4)，认为锚索超载的主要原因是厂区地应力高，而岩体强度相对较低，围岩开挖后能量释放过程相对缓慢，具有时效变形现象，变形量值总体水平较高，实测的最大变形超过 230 mm(位于主变室 5<sup>#</sup>机组段下游边墙中上部，分析认为与该部位发育煌斑岩脉有关)。锚索张拉锁定后，后续开挖和围岩时效变形引起的后期变形使锚索的附加荷载过大，引起锚索负荷超过设计强度值。同时，也说明基于工程经验和专家建议给出的平均 0.8 的前期张拉锁定系数偏大，有必要进一步研究控制围岩变形和锚索结构安全之间的平衡关系。

为了确保锚索系统的安全，主厂房中部和下部开挖时，将锚索的张拉锁定系数降低为 0.5~0.6。实测资料表明，这一措施是可行的，后期锚索超限的数量比较少，局部超限主要是受不良地质条件如绿片岩发育区、煌斑岩脉发育区等的影响；随着洞室群不断下挖，变形能逐步释放，但后期施加的锚索在一定程度上允许围岩有相对较大的变形，减轻了上部锚索荷载增长过快的趋势。此外，在探讨锚索降载措施过程中，李仲奎等<sup>[4]</sup>提出了分级降低锚索初始锁定张力、采用控制卸载法降低锚索超限张力、对围岩进行固结灌浆等方法，工程中结合现场条件采纳了部分建议。目前，洞室群开挖支护施工已经完成，现场综合巡查和安全监测资料显示，围岩稳定状态良好。前期超限的锚索，按照设计规范要求，采用锚索钢绞线设计标准强度进行校核，结果显示钢绞线最大应力值控制在标准强度之内，不会引起破坏和断裂。

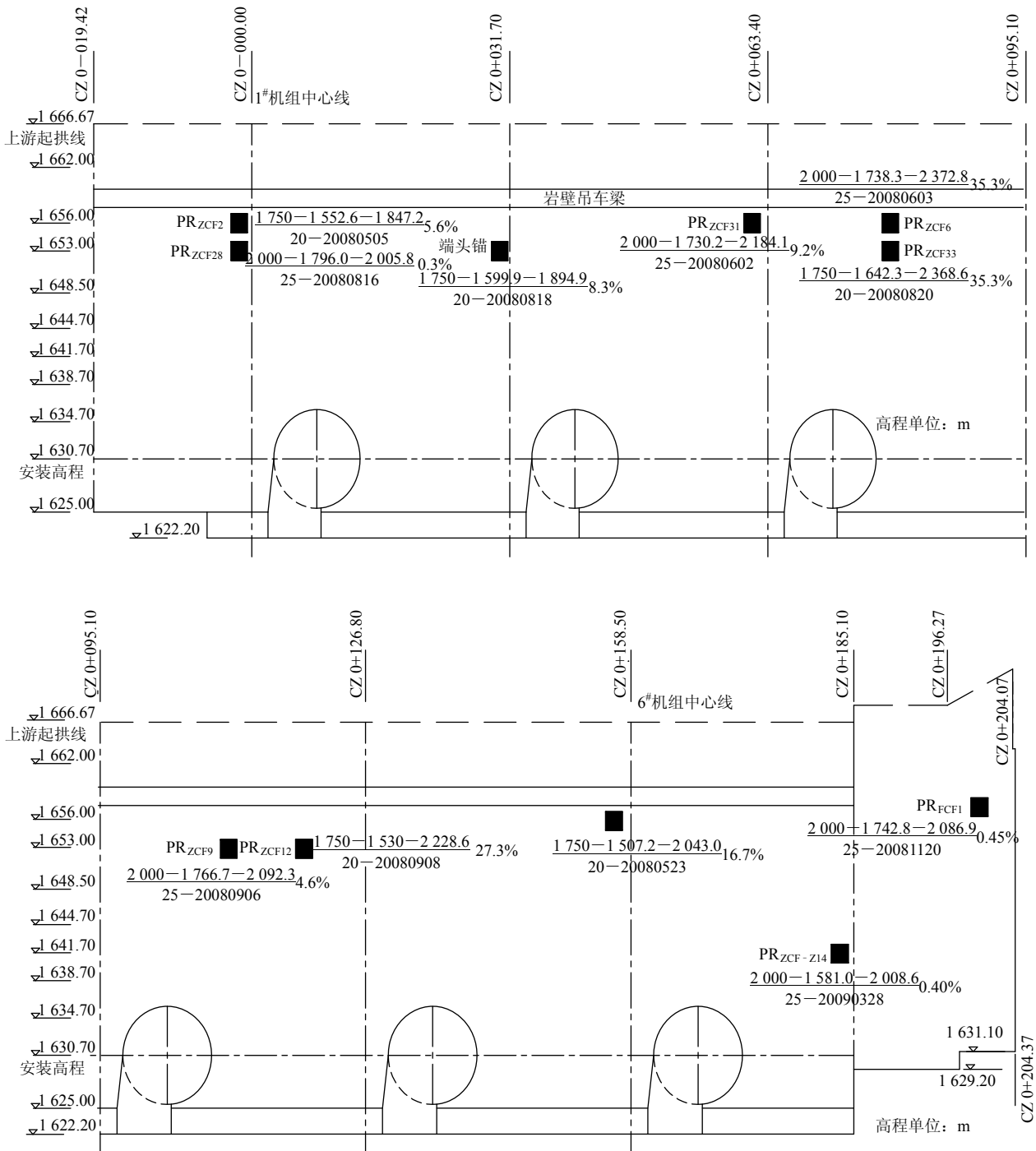
## 6 多锚头压力分散型锚索承载分析与超载锚索安全性评价

地下厂房中使用的锚索均为多锚头无黏结压力分散型锚索或无黏结对穿锚索，其锚索结构示意图见图 5<sup>[5]</sup>，主要由钢绞线(索体)、多组承压板、锚具、锚墩及灌浆管、排气管等组成，对穿锚索利用两侧的锚墩作为承压装置，没有多组承压板。根据规

范<sup>[2]</sup>规定，锚索钢绞线的强度设计值为 $f_{py}=1\ 320$  MPa，强度标准值为 $f_{ptk}=1\ 860$  MPa，材料利用系数(安全储备系数) $K_0=1\ 860/1\ 320=1.409$ 。记安全系数 $K=f_{ptk}/\sigma_{max}$ 为已知，当 $K\geq K_0$ 时， $\sigma_{max}\leq f_{py}$ ，钢绞线应力不超过设计值，锚索当然是安全的；当 $1<K<K_0$ 时， $f_{py}<\sigma_{max}\leq f_{ptk}$ ，钢绞线应力不超过强度标准值，理论上可以认为锚索是安全的。应该注意对于多锚头无黏结压力分散型锚索，锚索的实际承

载力与锚索的设计长度和承压板之间的间距大小有关。

当锚索对穿时，每根钢绞线的张拉段长度是相等的，如果锁定时钢绞线上的应力是均匀的，后期变形引起的每根钢绞线的应力增量也大致相同，这样可以用锚索的实际监测荷载值与索体钢绞线面积的比值作为钢绞线的工作应力，利用上述方法评价锚索的安全性。



(a) 主厂房上游边墙

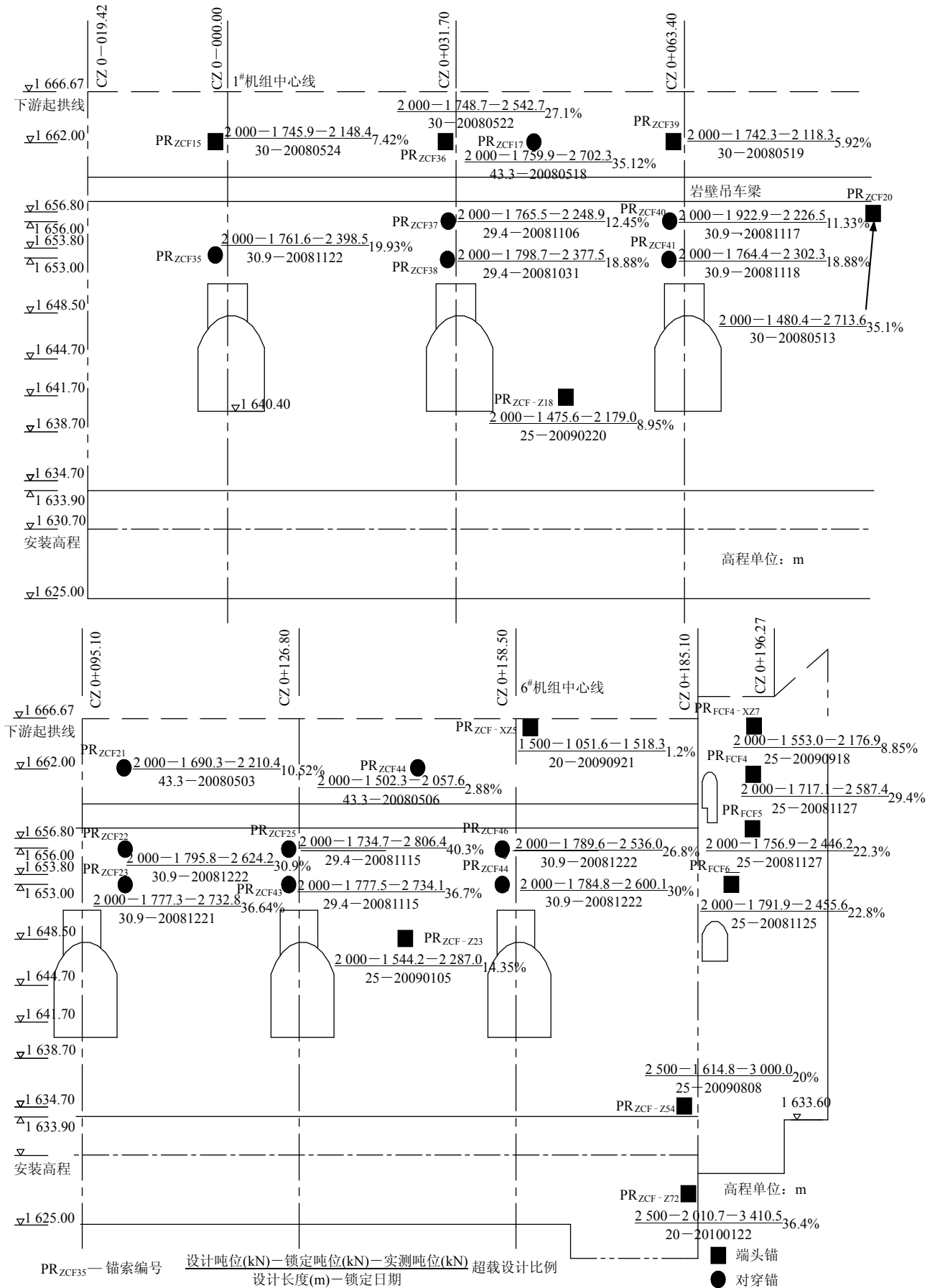
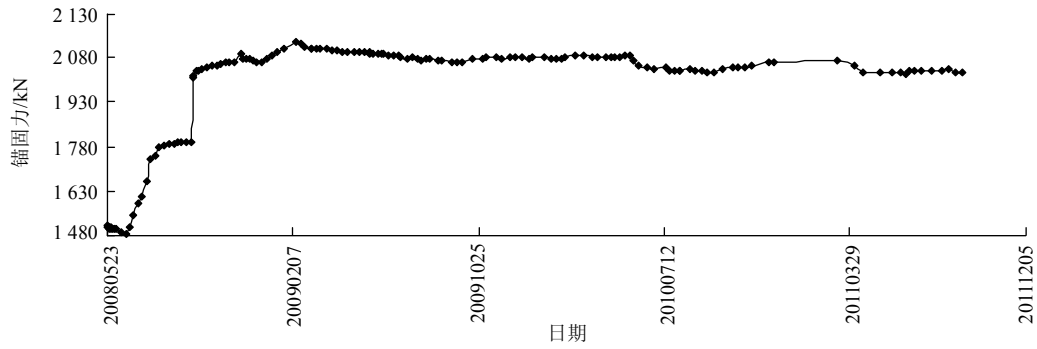
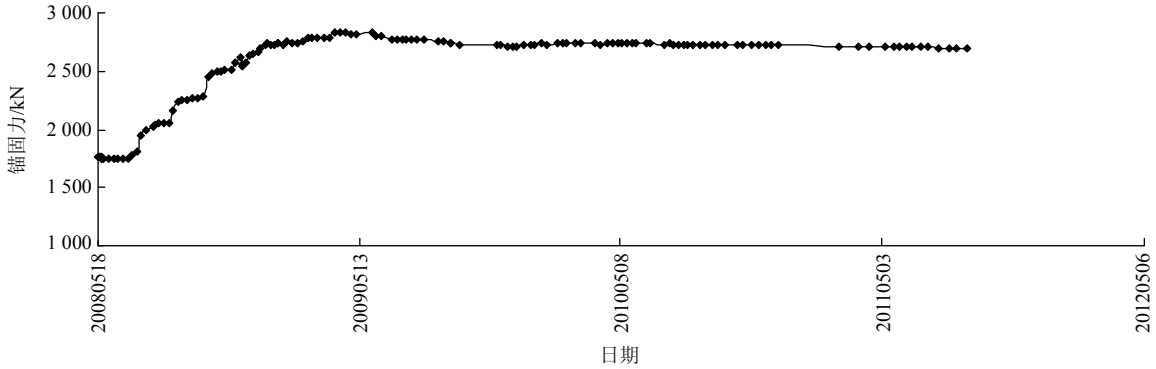


图 2 地下厂房上、下游边墙超限锚索统计图

Fig.2 Statistical map of overloading cables at side walls of underground powerhouse



(a) 主厂房 0+156.45 上游边墙(锚索测力计 PR ZCF14)



(b) 主厂房 0+42.725 下游边墙(锚索测力计 PR ZCF17)

图 3 地下厂房边墙锚索测力计典型历时曲线

Fig.3 Typical curve of cable ergometer at side-wall of underground powerhouse

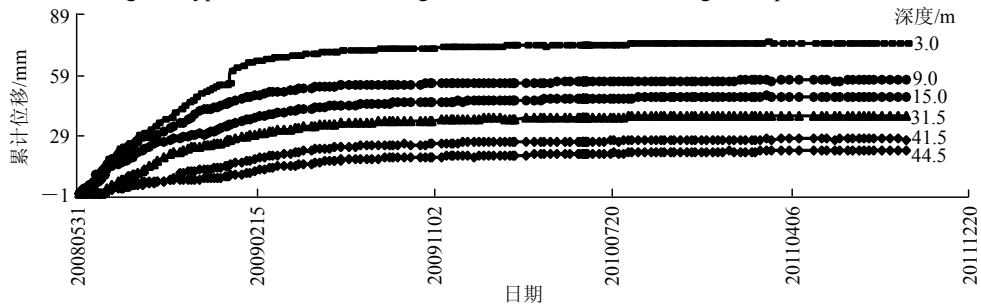


图 4 地下厂房高边墙实测围岩变形历时曲线

Fig.4 Diachronic deformation curves at side-wall of underground powerhouse

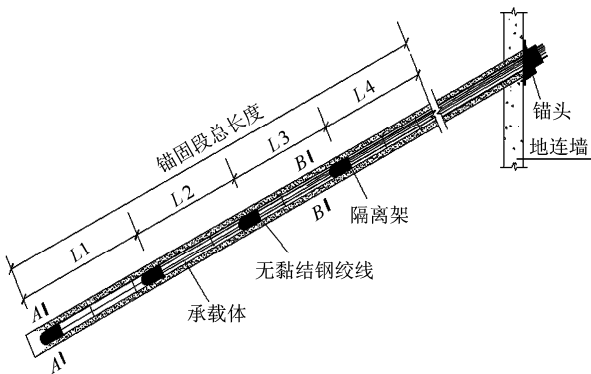


图 5 多锚头压力分散型锚索结构示意图<sup>[5]</sup>

Fig.5 Structural map of pressure dispersed anchor cable with multiple anchor heads<sup>[5]</sup>

当锚索非对穿时，锚固段位于岩体内，每根钢绞线的张拉段长度是不一样的。现场采用的锚固段承压板组数随着锚索设计吨位的不同而变化，但内部多锚头之间沿着孔轴线的距离是相等的，为 60~100 cm。只要计算出锚索中钢绞线的最大应力值  $\sigma_{max}$ ，同样可采用前述方法评价锚索的安全性。下面介绍其钢绞线的最大应力值  $\sigma_{max}$  的计算方法。

根据锚索的实际张拉工艺，初次及补张拉锁定至稳定的锁定吨位时，每根钢绞线的应力是相等的，即

$$\sigma_0 = \frac{T_0}{A} \tag{10}$$

假定锚索承压板的组数为 $n$ ，承压板间距为 $a$ ，每个承压板上锚固的钢绞线根数为 $m_i(i=1, 2, \dots, n)$ ，设计长度为 $l_i$ (第一个承压板至锚墩夹具之间的孔轴线长度)，单根钢绞线有效截面积为 $s=140\text{ mm}^2$ 。假设锚墩部位的后期变形为 $\Delta L$ ，则每组承压板锚固的钢绞线上的附加应力为

$$\sigma_i = E\varepsilon_i = E \frac{\Delta L}{l_i} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (11)$$

其中，

$$l_i = l_1 + a - ai \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (12)$$

锚索的实际荷载增量为

$$\Delta T = \sum_{i=1}^n \sigma_i m_i s \quad (13)$$

根据安全监测数据，可以推算出 $\Delta T$ ，并由式(13)推导出 $\Delta L$ ，即

$$\Delta L = \frac{\Delta T}{Es \sum_{i=1}^n \frac{m_i}{l_1 + a - ai}} \quad (14)$$

这样每组承压板锚固的钢绞线上的工作应力为

$$\sigma = \sigma_0 + \sigma_i \quad (15)$$

已知当 $l_i$ 取最小值 $l_n$ 时， $\sigma$ 取得最大值为

$$\sigma_{\max} = \sigma_0 + \sigma_n \quad (16)$$

式中： $\sigma_n$ 为第 $n$ 组承压板钢绞线的附加应力。

用上述方法对地下厂房上、下游边墙超限锚索

的安全性进行计算分析(见表 1, 2)。

从表 1, 2 的计算结果判断，超限锚索总体上的应力尚处于强度标准值之内，所以超限锚索结构是安全的。其中上游边墙有 27.27%(3 根)的锚索钢绞线最大应力值超过强度设计值，下游边墙有 51.85%(14 根)的锚索钢绞线最大应力值超过强度设计值，且下游边墙应力超过设计值的锚索主要集中在对穿锚索和一副厂房部位，这与对穿锚索承受双侧变形以及副厂房部位的 $f_{18}$ 断层和煌斑岩脉X发育有关。当然，锚索钢绞线实际的应力分布受多种因素影响，如施工工艺、索体材料质量、应力张拉的均匀度、锚墩部位变形的均匀性等，故综合判断时须要结合现场情况。

此外，锚索结构设计时也考虑了一定的安全余度。表 1, 2 直接采用规范规定的钢绞线强度值和实测锚索荷载进行计算评价(表中钢绞线分布指从孔内往孔口每个承压板上的钢绞线根数，因上、下游边墙的锚索来自不同的厂家，故设计吨位和长度相同时，其承压板组数和钢绞线分布稍有差别)。实际中索体结构设计要考虑钢绞线的布设和规范要求，同时不同的生产厂家设计的索体结构也有所不同，故锚索实际设计承载力一般均大于图 1 中所标示的名义设计吨位，这也在一定程度上增强了锚索结构的安全性，缓解了锚索超限的风险。

令设计安全系数 $K_s = \text{实际设计承载力} / \text{名义设计吨位}$ ，锦屏一级水电站地下厂房锚索设计安全系统 $K_s$ 见表 3。

表 1 地下厂房上游边墙超限锚索安全性分析

Table 1 Safety analysis of overloading anchor cables at upriver side-wall of underground powerhouse

锚索编号	$A/\text{mm}^2$	$T_0/\text{kN}$	$\sigma_0/\text{MPa}$	$\Delta T/\text{kN}$	钢绞线分布(承压板组数)	承压板间距/mm	$\Delta l/\text{mm}$	$\sigma_n/\text{MPa}$	$K$
PR <sub>ZCF2</sub>	1 680	1 552.6	924.17	294.6	2+2+2+2+2(6)	1 000	15.59	202.63	1.651
PR <sub>ZCF28</sub>	1 820	1 796.0	986.81	209.8	2+2+2+2+2+3(6)	1 000	13.11	127.77	1.669
PR <sub>ZCF29</sub>	1 680	1 599.9	952.32	295.0	2+2+2+2+2(6)	1 000	15.60	202.89	1.610
PR <sub>ZCF31</sub>	1 820	1 730.2	950.66	453.9	2+2+2+2+2+3(6)	1 000	28.36	276.42	1.516
PR <sub>ZCF6</sub>	1 820	1 738.3	955.11	634.5	2+2+2+2+2+3(6)	1 000	39.64	386.42	1.386
PR <sub>ZCF33</sub>	1 680	1 642.3	977.56	726.3	2+2+2+2+2(6)	1 000	38.42	499.54	1.259
PR <sub>ZCF9</sub>	1 820	1 766.7	970.71	325.6	2+2+2+2+2+3(6)	1 000	20.34	198.29	1.591
PR <sub>ZCF12</sub>	1 680	1 530.0	910.71	698.6	2+2+2+2+2(6)	1 000	36.96	480.49	1.337
PR <sub>ZCF14</sub>	1 680	1 507.2	897.14	535.8	2+2+2+2+2(6)	1 000	28.34	368.52	1.470
PR <sub>FCF1</sub>	1 820	1 742.8	957.58	344.1	2+2+2+2+2+3(6)	1 000	21.50	209.56	1.594
PR <sub>ZCF-Z14</sub>	1 820	1 581.0	868.68	427.6	2+2+2+2+2+3(6)	1 000	26.71	260.41	1.647



表 2 地下厂房下游边墙超限锚索安全性分析

Table 2 Safety analysis of over-loading anchor cables at downriver side-wall of underground powerhouse

锚索编号	$A/\text{mm}^2$	$T_0/\text{kN}$	$\sigma_0/\text{MPa}$	$\Delta T/\text{kN}$	钢绞线分布(承压板组数)	承压板间距/mm	$\Delta l/\text{mm}$	$\sigma_n/\text{MPa}$	$K$
PR <sub>ZCF15</sub>	1 820	1 745.9	959.29	402.5	2+2+2+2+2+1(7)	600	32.09	247.62	1.541
PR <sub>ZCF35</sub>	1 820	1 761.7	967.97	636.8	对穿	-	55.44	349.89	1.411
PR <sub>ZCF36</sub>	1 820	1 748.7	960.82	794.0	2+2+2+2+2+1(7)	600	63.30	467.55	1.302
PR <sub>ZCF37</sub>	1 820	1 765.5	970.05	483.4	对穿	-	40.05	265.60	1.505
PR <sub>ZCF38</sub>	1 820	1 798.7	988.30	578.8	对穿	-	47.94	318.03	1.424
PR <sub>ZCF17</sub>	1 820	1 759.9	966.98	942.4	对穿	-	114.98	517.79	1.253
PR <sub>ZCF-Z18</sub>	1 820	1 475.6	810.77	703.4	2+2+2+2+2+1(7)	600	46.15	420.49	1.511
PR <sub>ZCF39</sub>	1 820	1 742.3	957.31	376.0	2+2+2+2+2+1(7)	600	29.97	221.41	1.578
PR <sub>ZCF40</sub>	1 820	1 922.9	1 056.54	303.6	对穿	-	26.44	166.82	1.520
PR <sub>ZCF41</sub>	1 820	1 764.4	969.45	537.9	对穿	-	46.84	295.55	1.470
PR <sub>ZCF20</sub>	1 820	1 480.4	813.41	1 233.2	2+2+2+2+2+1(7)	600	98.32	726.17	1.208
PR <sub>ZCF21</sub>	1 820	1 690.3	928.74	520.1	对穿	-	63.45	285.77	1.531
PR <sub>ZCF22</sub>	1 820	1 795.8	986.70	828.4	对穿	-	72.13	455.16	1.290
PR <sub>ZCF23</sub>	1 820	1 777.3	976.54	955.5	对穿	-	83.20	524.99	1.239
PR <sub>ZCF25</sub>	1 820	1 734.7	953.13	1 071.7	对穿	-	88.78	588.85	1.206
PR <sub>ZCF43</sub>	1 820	1 777.5	976.65	956.6	对穿	-	79.25	525.61	1.238
PR <sub>ZCF-Z23</sub>	1 820	1 544.2	848.46	742.8	2+2+2+2+2+1(7)	600	48.73	444.05	1.439
PR <sub>ZCF44</sub>	1 820	1 502.3	825.44	555.3	对穿	-	67.74	305.11	1.645
PR <sub>ZCF46</sub>	1 820	1 789.6	983.30	746.4	对穿	-	64.99	410.11	1.335
PR <sub>ZCF47</sub>	1 820	1 784.8	980.66	815.3	对穿	-	70.99	447.96	1.302
PR <sub>ZCF-XZ51</sub>	1 400	1 051.6	751.14	466.7	2+2+2+2+2(5)	600	32.07	355.36	1.681
PR <sub>FCF4-XZ7</sub>	1 820	1 553.0	853.30	623.9	2+2+2+2+2+1(7)	600	40.93	372.97	1.517
PR <sub>FCF4</sub>	1 820	1 717.1	943.46	870.3	2+2+2+2+2+1(7)	600	57.10	520.27	1.271
PR <sub>FCF5</sub>	1 820	1 756.9	965.33	689.3	2+2+2+2+2+1(7)	600	45.22	412.06	1.350
PR <sub>FCF6</sub>	1 820	1 791.9	984.56	663.1	2+2+2+2+2+1(7)	600	43.50	396.40	1.347
PR <sub>ZCF-Z54</sub>	2 380	1 614.8	678.49	1 385.2	2+2+2+2+2+2+1(8)	600	67.59	652.46	1.398
PR <sub>ZCF-Z72</sub>	2 380	2 010.7	844.83	1 399.8	2+2+2+2+2+2+1(8)	600	53.14	681.67	1.218

表 3 锚索设计安全系数 $K_s$ 计算表

Table 3 Calculating table for designing safety factor( $K_s$ ) of anchor cables

名义设计吨位/ kN	钢绞线根数	截面积/ $\text{mm}^2$	钢绞线分布 (承压板组数)	承压板间距/ mm	实际设计承载力/kN	设计安全 系数 $K_s$	备注
1 500	10	1 400	2+2+2+2+2 (5)	600	1 733.60	1.156	下游, $L = 20 \text{ m}$
1 750	12	1 680	2+2+2+2+2+2 (6)	1 000	1 919.20	1.097	上游, $L = 20 \text{ m}$
2 000	13	1 820	2+2+2+2+2+3 (6)	1 000	2 167.47	1.084	上游, $L = 25 \text{ m}$
2 000	13	1 820	2+2+2+2+2+2+1 (7)	600	2 241.66	1.121	下游, $L = 30 \text{ m}$
2 000	13	1 820	对穿	-	2 402.40	1.201	下游
2 500	17	2 380	2+2+2+2+2+2+2+1 (9)	600	2 802.44	1.121	下游, $L = 25 \text{ m}$
2 500	17	2 380	2+2+2+2+2+2+2+1 (9)	600	2 710.57	1.084	下游, $L = 20 \text{ m}$

## 7 结 论

锚索支护是地下洞室围岩稳定主要的支护型式之一,对控制洞室变形和抑制应力集中向深部发展有着重要的意义。锦屏一级地下厂房因地质条件十分复杂,岩体强度应力比偏低,引起围岩总体变形量值较大,变形时效性明显,锚索总体负荷较高,出现了超名义设计吨位的数量比例相对较大,经过施工期不断的探索实践,推荐锚索的张拉锁定系数为 0.5~0.7 比较合适。为了复核设计方案的可靠性,利用材料力学的相关理论,推导并验证了锁定吨位与变形控制、设计承载力演算,表明设计方案是合理的。同时,推导出多锚头无黏结压力分散型锚索的最大应力计算公式,对地下厂房超限锚索的安全性进行了评价。结果表明,在考虑材料利用系数 $K_0$ 和设计安全系数 $K_s$ 的情况下,以规范规定的钢绞线设计标准强度值为参考,超限锚索总体上是安全的。

通过多次高级专家现场咨询,大家一致认为,锦屏一级地下厂房地质条件的复杂程度已经超出了现行的经验范围,围岩变形破坏的程度、变形量值较大等对工程安全构成了潜在威胁<sup>[6-7]</sup>。虽然经过多方努力,目前地下厂房施工进度顺利,但从理论和计算分析的角度深入剖析这些围岩稳定问题的机制,特别是锚索荷载和控制围岩变形之间的平衡关系,总结工程经验教训,提升设计水平,更好的为后续工程服务,尚需进一步开展认真细致的工作。

### 参考文献(References):

- [1] 周 钟, 汤雪峰, 廖成刚, 等. 锦屏一级水电站地下厂房洞室群围岩变形破坏机制及加固措施研究专题报告[R]. 成都: 中国水电工程顾问集团公司成都勘测设计研究院, 2009.(ZHOU Zhong, TANG Xuefeng, LIAO Chenggang, et al. Report on surrounding rock mass deformation and support research of the underground powerhouse caverns of Jinping I hydropower station[R]. Chengdu: HydrChina
- [2] 中华人民共和国国家能源局. DL-T5057—2009 水工混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国电力出版社, 2009.(National Energy Administration of People's Republic of China. DL-T5057—2009 Design specification for hydraulic concrete structures[R]. Beijing: China Electric Power Press, 2009.(in Chinese))
- [3] 陈赛超, 董燕君, 鲁晓明, 等. 锦屏一级水电站引水发电系统及地下厂房安全监测专题报告[R]. 成都: 锦屏建设管理局锦屏一级安全监测管理中心, 2011.(CHEN Saichao, DONG Yanjun, LU Xiaoming, et al. Special report on the safety monitoring for the water supply and power generation system and the underground powerhouse of Jinping I hydropower station[R]. Chengdu: Jinping I Safety Monitoring and Management Center of Jinping Construction Bureau, 2011.(in Chinese))
- [4] 李仲奎, 周 钟, 汤雪峰, 等. 锦屏一级水电站地下厂房洞室群稳定性分析与思考[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(11): 2 167 - 2 175. (LI Zhongkui, ZHOU Zhong, TANG Xuefeng, et al. Stability analysis and considerations of underground powerhouse caverns group of Jinping I hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(11): 2 167 - 2 175.(in Chinese))
- [5] 程良奎. 岩土锚杆(索)的类型、工作特性及适用条件[R]. [S.1]: [s.n.], 2011.(CHENG Liangkui. Types and performance as well as application of rock bolts(cables)[R]. [S.1]: [s.n.], 2011.(in Chinese))
- [6] 周 钟, 汤雪峰, 廖成刚, 等. 锦屏一级水电站地下厂房洞室群施工期围岩稳定与支护设计复核报告[R]. 成都: 中国水电工程顾问集团公司成都勘测设计研究院, 2010.(ZHOU Zhong, TANG Xuefeng, LIAO Chenggang, et al. Report on the surrounding rock mass stability and support design for the underground powerhouse group caverns construction of Jinping I hydropower project[R]. Chengdu: HydrChina Chengdu Engineering Corporation, 2010.(in Chinese))
- [7] 钱七虎, 方祖烈, 伍法权, 等. 锦屏一级水电站地下厂房围岩稳定与支护设计咨询报告[R]. 北京: 中国岩石力学与工程学会, 2010.(QIAN Qihu, FANG Zulie, WU Faquan, et al. The surrounding rock mass stability and reinforcement design consultation report[R]. Beijing: Chinese Society for Rock Mechanics and Engineering, 2010.(in Chinese))