

文章编号: 1674—8247(2021)04—0094—09
DOI:10.12098/j.issn.1674-8247.2021.04.019

高地应力近水平状页岩地层隧底隆起变形分析及设计优化

郇亚军 刘 科

(中铁二院成都勘察设计研究院有限责任公司, 成都 610031)

摘 要:某高速铁路隧道及其平导位于近水平状页岩地层,且靠近新华区域大断裂,平导在施工期间发生多阶段底板上鼓变形、开裂至破坏,在开展地应力测试后结果表明,该区域围岩存在高初始地应力。针对平导底板破坏区域对应的正洞隧道,考虑洞室群效应,采用数值模拟方法从衬砌内轮廓、施工工法、支护结构等进行系统优化,并通过支护变形及应力监测显示,隧道底部隆起变形趋于稳定,结构安全系数满足规范要求。

关键词:高地应力;隧道;平导;隆起变形;设计优化;监测

中图分类号:U457+.2 文献标志码:A

Analysis and Design Optimization for Floor Bulging of Tunnels in Near-horizontal Shale Formations with High in-situ Stress

LI Yajun LIU Ke

(CREEC(Chengdu) Survey, Design and Research Co., Ltd., Chengdu 610031, China)

Abstract: A high-speed railway tunnel and its parallel headings are located in the near-horizontal shale formation, and close to the major fault in Xinhua Area, resulting to multi-stage floor bulging, cracking and damage to the parallel headings during excavation. The results of in-situ stress test show that there is high initial in-situ stress in the rocks of this area. Taking into account the cavern complex effect, a numerical simulation method is used to optimize the inner contour of lining, construction method, and supporting structure for the main tunnel corresponding to the damaged floor of the parallel headings. The monitoring of supporting deformation and stress shows that the floor bulging of tunnels tends to be stable, and the structural safety factor meets the specification requirements.

Key words: high in-situ stress; tunnel; parallel heading; bulging; design optimization; monitoring

近年来,铁路隧道底部隆起变形影响行车安全的事故时有发生,如达成铁路某隧道正洞Ⅲ级围岩段埋深100~200 m地段在运营期间发生持续轨面抬升现象,累计最大抬升量24.7 mm,导致列车限速运行;沪昆高速铁路某隧道洞口浅埋偏压段发生无砟轨道道床

隆起病害,导致轨面与设计高程偏差最大达35.7 mm,列车降速运行。

引起隧底隆起变形的原因复杂,许多学者对此从理论及工程实际方面进行了诸多研究。王明年^[1-2]等通过有限元与模型试验相结合的方法对隧道仰拱力学

收稿日期:2021-03-06

作者简介:郇亚军(1978-),男,高级工程师。

引文格式:郇亚军,刘科.高地应力近水平状页岩地层隧底隆起变形分析及设计优化[J].高速铁路技术,2021,12(4):94-102.

LI Yajun, LIU Ke. Analysis and Design Optimization for Floor Bulging of Tunnels in Near-horizontal Shale Formations with High in-situ Stress [J]. High Speed Railway Technology, 2021, 12(4):94-102.

行为进行了研究,得出仰拱对提高结构承载力、约束位移发展具有至关重要的作用;钟正强^[3]等基于Hoek-Brown 准则模拟分析不同侧压系数时层状岩体变形破坏特征,表明隧道开挖围岩变形特征及破坏模式与侧压力系数有关;王立川^[4]等研究了某运营铁路隧道底部结构隆起病害成因并提出了治理对策;李奎^[5]等分析研究了某客运专线隧道洞口段道床隆起病害原因并提出整治对策。汪洋^[6]等对云岭隧道底鼓机理进行了分析,李德武^[7]等对隧底合理结构形式进行了研究,施成华^[8]对隧底结构受力与变形进行了现场测试分析。

高地应力条件下隧道开挖变形力学响应非常复杂,上述研究鲜有提及洞室群条件下的隧底隆起变形研究。本文就某高速铁路隧道施工过程中平导底板发生多阶段的隆起变形,考虑洞室群影响,基于岩体地应力测试及监测数据分析隆起变形原因,对平导及正洞提出处理措施。

1 工程概况

某高速铁路设计速度 350 km/h,其中 XS 隧道为单洞双线隧道,线间距 5.0 m,隧道最大埋深 725 m,开挖断面积约 150 m²。隧道进口里程 D1K 563 + 370,出口里程 D1K 573 + 730,隧道全长 10 085.314 m。隧道内线路纵坡设计为“人”字坡辅助坑道,采用“1 泄水洞 + 2 横洞 + 1 平导 + 1 施工支洞”模式。

XS 隧道地处鄂西神农架林区东南部,隧址区属溶蚀、构造剥蚀中低山河谷地貌区。隧道洞身 D1K 563 + 370 ~ D1K 569 + 095 段 5 725 m 穿越白云岩、断层角砾岩、灰岩页岩互层、灰岩夹页岩、砂质白云岩等可溶岩;D1K 569 + 095 ~ D1K 573 + 730 段 4 360.31 m 穿越页岩夹砂岩、炭质页岩、硅质页岩等非可溶岩。洞身段主要穿过新华断裂和其次生断层(马家坪断层、庙岭断层)及由此产生的局部褶皱。隧道纵断面如图 1 所示。

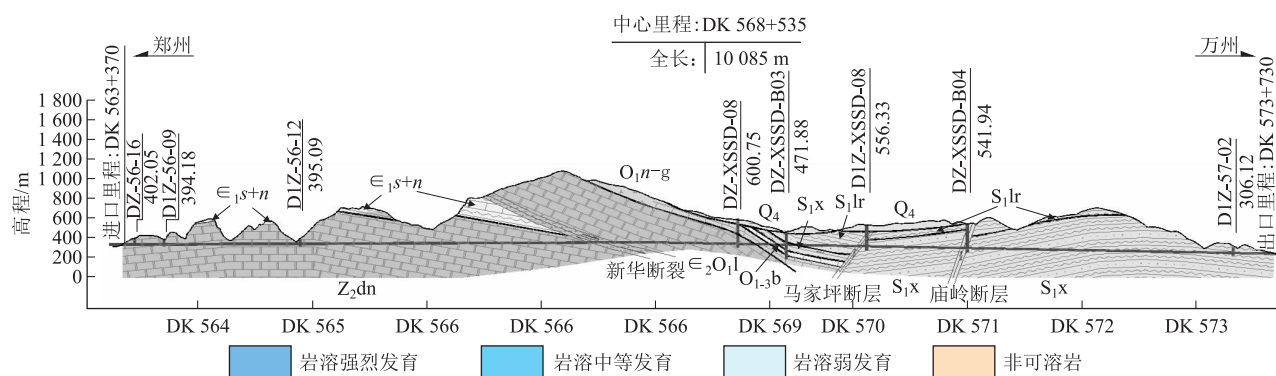


图1 XS 隧道纵断面示意图

2 隧底隆起及原因分析

2.1 隧底隆起变形过程

(1) 2018 年 7 月 20 日 - 2018 年 10 月 23 日

2018 年 6 月 24 日, XS 隧道 2 号横洞工区正洞施工至 10 号横通道口时, 检查发现 10 号横通道平导大里程一侧端墙处有初支剥落现象, 量测数据未达预警值。7 月 17 日 10 号横通道贯通。7 月 20 日, PDK 570 + 910 ~ PDK 570 + 960 段底板发现纵向小裂缝, 同时 PDK 570 + 972 ~ PDK 570 + 952 段靠正洞侧边墙发现初支开裂、拱架变形。施工单位随即在 PDK 570 + 972 ~ PDK 570 + 957 段锚喷支护内侧紧贴设置 I18 型钢套拱, 套拱施作完成后, 底板裂缝未见继续发展, 量测结果显示变形已稳定。

2018 年 8 月 10 日, 发现底板开裂向 10 号通道前后发展, 向小里程发展至 PDK 570 + 860, 向大里程发展至 PDK 570 + 995。根据现场调查及测量数据, 平导 PDK 570 + 860 ~ PDK 570 + 995 段底板均有不同程度开裂, 底板裂缝宽度在 7 mm 左右, 最大宽度达 10 mm。

2018 年 7 月 27 日 - 2018 年 9 月 2 日, 平导底板监测数据显示该段坑底隆起最大值为 234.7 mm, 出现在 PDK 570 + 932 处。

2018 年 7 月 20 日 - 2018 年 10 月 23 日平导部分段落底板开裂上鼓, 如图 2 所示。

(2) 2019 年 3 月 16 日 - 2019 年 6 月 20 日

2018 年 9 月 12 日, PDK 570 + 860 ~ PDK 570 + 995 段支护补强及底板拆换完成, 监测显示该段变形

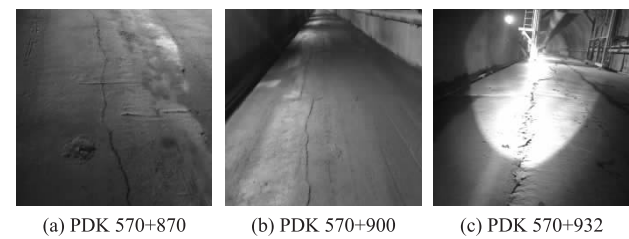


图2 2018年7月20日-2018年10月23日平导部分段落底板开裂上鼓图

已趋稳定。

2019年3月16日,经排查,PDK 571+295~PDK 570+995.52、PDK 570+115~PDK 570+650段底板均有不同程度的断续纵向开裂,裂缝位于底板中线附近。平导底板已施工1 274 m,其中底板开裂或开裂后隆起段共计888 m(含已处理的PDK 570+860~PDK 570+995段135 m,该段处理处理后未出现裂缝),占比70%。

2018年9月2日-2019年3月16日,平导PDK 570+040~PDK 570+860段底板监测数据显示该段隧底隆起变形最大值为144.1 mm,位于PDK 570+521处。2019年3月16日-2019年6月20日平导部分段落底板开裂上鼓,如图3所示。

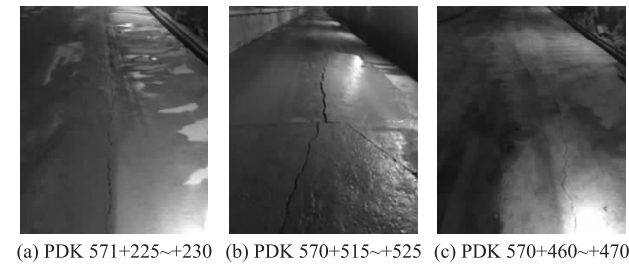


图3 2019年3月16日-2019年6月20日平导部分段落底板开裂上鼓图

(3)2019年6月20日-2020年9月6日
2019年12月10日,经现场排查显示 PDK 570+021~PDK 570+115段底板均有不同程度断续开裂;

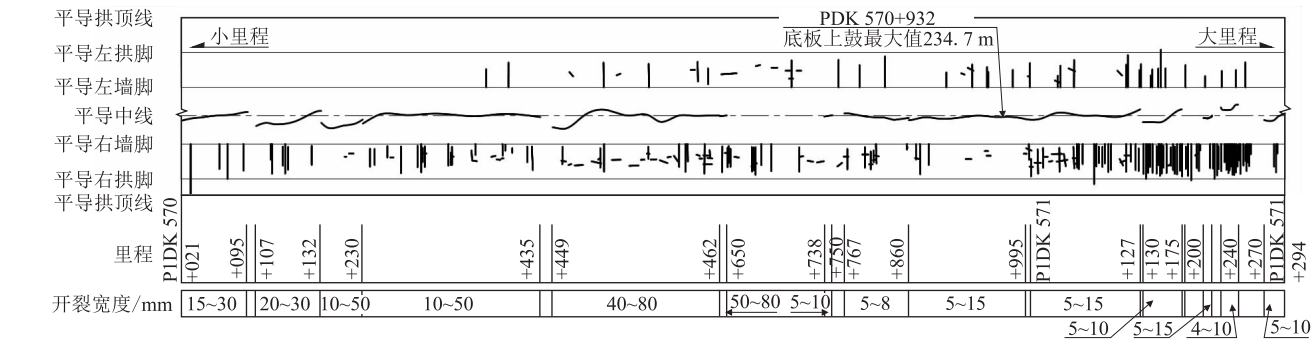


图5 XS隧道中部平导底板隆起变形裂缝展示图

PDK 570+115~PDK 570+757段先期已开裂底板也有不同程度发展,出现开裂更严重、底板隆起范围加大、隆起更高的情况。

至2019年12月12日底板已施工2 155.52 m,其中底板开裂或开裂后隆起段共计1 068 m(含已处理的PDK 570+860~PDK 570+995段135 m,该段处理处理后未出现裂缝),占比49.5%。

平导底板裂缝发展至PDK 570+021,此后PDK 569+695~PDK 570+021段增设仰拱初支钢架封闭成环,底板改为弧形仰拱,未见裂缝继续发展。

2019年6月20日-2020年9月6日平导部分段落底板开裂上鼓,如图4所示。



图4 2019年6月20日-2020年9月6日平导部分段落底板开裂上鼓图

至此,XS隧道2号横洞工区中部平导发生隧底隆起变形段落集中在PDK 570+021~PDK 571+294,裂缝展开示意如图5所示。

2.2 地应力及膨胀性测试

为探明隧底隆起变形是否与地应力存在直接关系,2019年8月,采用应力解除法对2号横洞工区正洞D1K 570+555断面右侧边墙进行了岩体应力测试,测试结果如表1所示。结果显示岩体空间三个主

表 1 应力解除法岩体应力测试成果表

测点位置	测点高程 /m	垂直埋深 /m	水平埋深 /m	岩性	空间最大主应力 σ_1			中间主应力 σ_2			最小主应力 σ_3		
					量值 /MPa	α /(°)	β /(°)	量值 /MPa	α /(°)	β /(°)	量值 /MPa	α /(°)	β /(°)
D1K 570 + 555	298.7	258	824	页岩	10.26	121	-14	6.42	90	74	5.38	209	8

注: α 为 σ 在水平面上的投影方位角,以正 N 向为 0°,顺时针旋转为正; β 为倾角,以仰角为正

应力大小依次为 10.26 MPa、6.42 MPa 和 5.38 MPa,天然状态下岩石单轴抗压强度值 49.0 MPa,得到围岩强度应力比为 $R_c/\sigma_{\max}=4.78$ 。结合现场揭示情况,围岩初始地应力场状态属于高地应力,且测试位置洞轴线与最大主应力大角度相交(69°),对隧道边墙岩体的稳定相对不利。

经平导取岩样 5 组测试页岩自由膨胀率为 2% ~ 24%,平均值 10.4%,围岩为非膨胀岩。

2.3 变形原因综合分析

综合各阶段隧底隆起变形情况,并结合地质情况,XS 隧道平导页岩段隧底隆起变形原因主要为地层岩性软弱、地质构造复杂、局部高地应力及洞室群效应影响、地下水重分布影响等。

2.3.1 地层岩性

围岩岩性以为页岩为主,深灰、灰黑色,泥质结构,薄~中厚层状构造,页理较发育,层间结合一般,局部夹砂岩,岩质较软,根据勘察期间及施工期间岩石试验成果,为非膨胀岩。岩层倾角较缓,在掌子面视倾角 0°~20°,总体倾向隧道左侧。

2.3.2 地质构造

隧道直接小角度穿越区域性大断裂——新华断裂,由于新华断裂的多期活动性,断面波状起伏,断层发育十分复杂。隧底隆起变形段落位于断裂上盘影响带,距主断裂破碎带较近,且发育次级断层。施工揭示该段围岩受地质构造影响,隐伏次级小褶曲发育,岩体节理总体较发育,节理一般密闭,局部结构体间有错动现象,围岩整体较破碎,局部破碎较严重。

2.3.3 局部高地应力及洞室群效应

根据岩体中地应力测试成果,断层影响带内洞轴线与最大主应力交角较大,且最大主应力方向、仰角与岩层倾向、倾角基本一致,最大主应力对薄层状的软质页岩段隧道边墙岩体的稳定相对不利。在较集中的洞室(正洞、平导、横通道、变压器洞室)开挖过程中,地应力多次重分布,隧底临空岩体在无支护或支护较弱条件下易发生剪切破坏失稳,最终导致隧底隆起变形。

2.3.4 地下水重分布

尽管隧道开挖揭示页岩段围岩干燥,地下水不发育,但揭示可溶岩段地下水发育,且隧道纵向坡度设计

排水是由上游可溶岩段经下游页岩段排出洞外,地下水的重分布将对页岩段产生不利影响。

综上所述,XS 隧道穿越区域性新华断裂,中部平导及相应正洞位于断裂上盘影响带,该段隧道围岩以薄层状缓倾或近水平状页岩为主,围岩质较软,较破碎~破碎,地质条件复杂,受水平构造应力和群洞效应等因素影响,隧底围岩易发生剪切破坏变形,是引起隧底隆起变形的主要原因。

3 数值模拟分析

3.1 计算模型、参数及工况

由于平导中线距离正洞左线线路中线仅为 30 m,平导与正洞间实际净距仅为 20 m 左右,局部高地应力及洞群效应可能对正洞产生较大影响。为分析平导底板开裂原因及为制定对应正洞合理的工程措施提供参考,采用有限元软件对原施工图地质工况和实测地应力工况进行数值模拟。模拟时采用有限差分软件 FLAC3D,计算工况如表 2 所示。

表 2 数值模拟计算工况表

工况	衬砌类型
工况一	正洞:Ⅳb 衬砌 + 平导:Ⅳ级锚喷
工况二	正洞:Ⅳb 衬砌 + 平导:Ⅳ级错车道锚喷
工况三	正洞:Ⅴa 衬砌 + 平导:Ⅴ级锚喷

计算时,围岩和填土采用莫尔-库伦模型,初期支护选用实体单元模拟,二次衬砌采用 shell 单元模拟。

根据圣维南原理,对于地下洞室开挖后的应力应变,仅在洞室周围距洞室中心点 3~5 倍隧道开挖宽度(或高度)的范围内存在实际影响,但考虑高地应力作用,围岩扰动范围较普通地层大,因此计算模型在隧道横断面边界考虑大于 5 倍的隧道开挖洞径。本文计算模型尺寸取为 220 m(水平)×200 m(竖向)。计算模型的底面和两侧边界条件采用位移边界,限制其位移,模型顶面为自由面。计算参数如表 3、表 4 所示。

表 3 围岩弹塑性模型参数取值表

围岩级别	密度 /(kg/m ³)	弹性模量 /GPa	内摩擦角 /(°)	粘聚力 /KPa
Ⅳ级	2 200	3	20	300
Ⅴ级	1 950	1.75	26	180

表 4 混凝土参数表

材料	密度 /(kg/m ³)	弹模 /GPa	泊松比	极限抗压 强度/MPa	极限抗拉 强度/MPa
C25 喷混凝土	2 300	33.5	0.2	24.2	2.0
C35 钢混凝土	2 500	33.5	0.2	26	2.4

3.2 计算结果及分析

以工况一为例,分别分析在原施工图地质和实测地应力条件下模拟计算结果。

3.2.1 原施工图地质

施工图计算工况下,围岩及支护结构变形、正洞初期支护及二次衬砌主应力分部如图 6~图 8 所示。

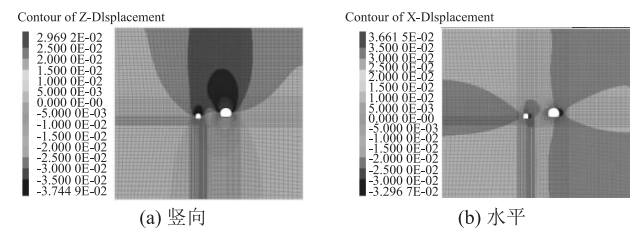


图 6 工况一原施工图围岩及支护结构位移云图

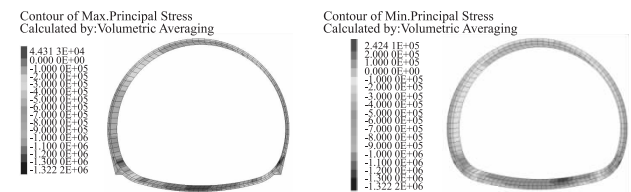


图 7 工况一原施工图正洞初期支护及二次衬砌最大主应力图(Pa)

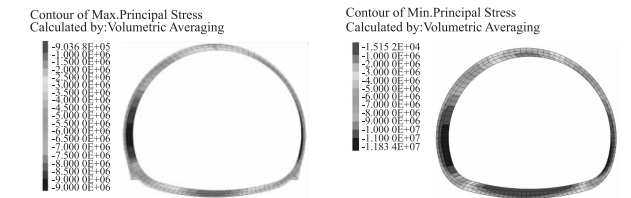


图 8 工况一原施工图正洞初期支护及二次衬砌最小主应力图

由图 6 可以看出,施工图地质工况下隧道开挖后洞周收敛与拱顶沉降相差不大,拱顶最大沉降约 37.4 mm,隧底隆起约 29.7 mm,中岩柱侧最大收敛约 36.6 mm,远离中岩柱侧最大收敛约 33.0 mm,平导和正洞初期支护的周边收敛和拱顶沉降均小于预留变形量,在可接受范围内。

由图 7、图 8 可以看出,施工图地质工况下隧道开挖后平导最大主应力最大值主要分布在底板中部及靠近边墙两侧,正洞初期支护和二次衬砌最大主应力最

大值主要分布在拱顶和仰拱中部;平导最小主应力最大值主要分布在靠正洞侧边墙中部,正洞初期支护和二次衬砌最小主应力最大值主要分布两侧边墙中部。平导、正洞初期支护及二次衬砌衬的主应力极值统计如表 5 所示。

表 5 工况一施工图地质条件结构主应力极值表

类型	最大主应力/MPa	最小主应力/MPa
平导	0.59	16.44
正洞初期支护	0.04	9.25
正洞二次衬砌	0.24	11.83

从表 5 可看出,平导、正洞初期支护及二次衬砌的最大、最小主应力均未超过材料极限抗拉、抗压强度,结构不会被破坏。

3.2.2 实测地应力工况

实测地应力计算工况下,围岩及支护结构变形、正洞初期支护及二次衬砌主应力分部如图 9~图 11 所示。

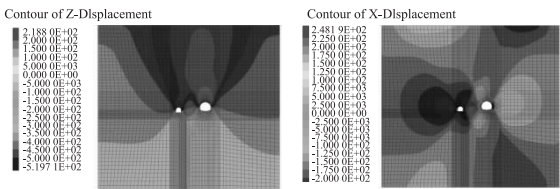


图 9 工况一原施工图围岩及支护结构位移云图

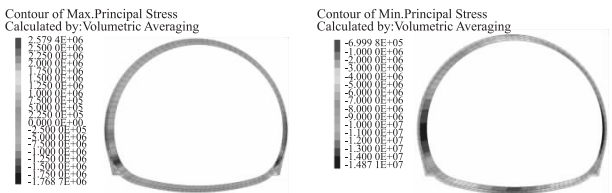


图 10 工况一实测地应力正洞初期支护及二次衬砌最大主应力图

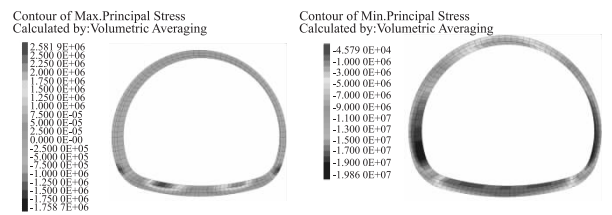


图 11 工况一实测地应力正洞初期支护及二次衬砌最小主应力图

由图 9 可以看出,拱顶最大沉降约 52.0 mm,隧底隆起约 21.9 mm,中岩柱侧最大收敛约 24.8 mm,远离中岩柱侧最大收敛约 20.4 mm,平导和正洞初期支护的周边收敛和拱顶沉降均小于预留变形量,在可接受

范围内。

由图 10、图 11 可以看出,平导最大主应力最大值主要分布在底板中部及靠近边墙两侧,正洞初期支护最大主应力最大值主要分布在边墙平台处,正洞二次衬砌最大主应力主要分布在靠近仰拱中部的两侧;平导最小主应力最大值主要分布在靠正洞侧边墙中部,正洞初期支护和二次衬砌最小主应力最大值主要分布两侧边墙中部。平导、正洞初期支护及二次衬砌的主应力极值统计如表 6 所示。

表 6 工况一实测地应力条件结构主应力极值表		
类型	最大主应力/MPa	最小主应力/MPa
平导	0.6	46.5
正洞初期支护	2.58	14.9
正洞二次衬砌	2.58	19.9

从表 6 可看出,平导最小主应力超过了材料极限抗压强度,正洞初期支护及二次衬砌最大主应力超过极限抗拉强度,衬砌将开裂破坏。

工况二、工况三计算结果和工况一类似。通过数值模拟计算可得出结论,在 XS 隧道在原施工图设计地质及实测地应力条件下,正洞支护结构无法满足结构安全性要求,需进行相应优化调整。

4 设计优化

4.1 平导

4.1.1 线位调整

原施工图设计的平导中线距离正洞左线线路中线间距为 30 m,为缓解局部高地应力条件下洞室群效应对隧道变形影响,PDK 569 + 890 ~ PDK 568 + 000 段 1 890 m 与左线线间距由 30 m 调整为 45 m,其中 PDK 569 + 890 ~ PDK 569 + 790 段 100 m 为过渡段,1 ~ 6 号横通道长度发生调整,如图 12 所示。

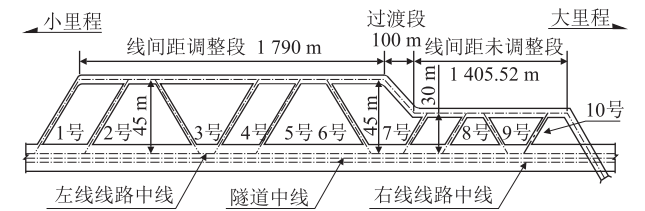


图 12 平导线位调整布置图

4.1.2 结构优化

由于平导原设计设置直墙平底板,直墙体、平底板结构简化后相当于是受弯的梁板式结构,地应力较高时引起结构弯矩较大,从而引起结构开裂破坏。因此,

为避免结构局部应力集中,对平导及横通道进行结构优化。将平底板调整为弧形仰拱,部分段落将直墙调整为曲墙结构,并考虑已开挖和未开挖段情况分别实施;同时将本段落的附属洞室增设弧形仰拱结构。平导优化调整措施如表 7 所示。

表 7 平导结构优化调整表			
结构类型	原设计	优化调整	备注
单车道Ⅲ型 锚喷衬砌			适用于平导前期开挖段
			适用于平导后期开挖段
单车道Ⅲ型 模筑衬砌			适用于平导前期开挖段
			适用于平导后期开挖段
双(错)车道 锚喷衬砌			适用于平导后期开挖段
单车道Ⅰ型断面 复合衬砌			适用于横通道后期开挖段

4.2 正洞

4.2.1 衬砌内轮廓

为避免正洞因高地应力影响结构运营安全,由于受地应力影响,将页岩地层隧底隆起变形段正洞断面优化调整,调整方式主要为加深仰拱 63 cm,即仰拱曲率由原设计 1:17.21 增大至 1:10,如图 13 所示。

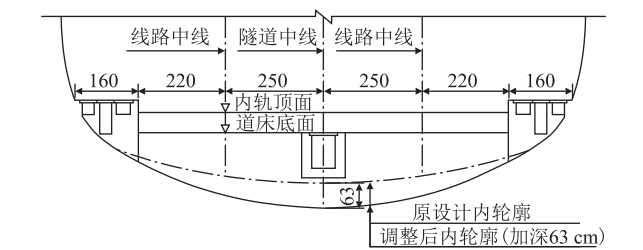


图 13 正洞内轮廓优化调整断面图 (cm)

以工况一为例进行模拟计算,仰拱曲率调整后,在实测地应力条件下,平导和正洞初支的周边收敛和拱顶沉降均小于预留变形量,且平导、正洞支护、正洞二衬最大主应力分别为 0.62 MPa、1.14 MPa、0.08 MPa,均未超过材料极限抗拉强度,最小主应力分别为 18.3 MPa、12.9 MPa、17.2 MPa,均未超过材料极限抗压强度,衬砌不会出现开裂破坏。

4.2.2 施工工法

XS 隧道原设计施工工法为Ⅲ级围岩采用台阶法

施工,Ⅳ级围岩采用台阶法加临时横撑施工,Ⅴ级围岩采用台阶法加临时仰拱施工。根据全线开展的隧道机械化施工科研课题研究成果,机械化大断面施工工法具有一次性快速开挖成型、一次性快速支护的优势,本隧道近水平状页岩地层段将施工工法调整为Ⅳ级围岩采用全断面带仰拱施工工法、Ⅴ级围岩采用微台阶同步掘进施工工法,可在短时间内完成隧道断面范围内的全部开挖、支护工序,缩短初期支护封闭成环时间、成环距离,对局部高地应力区隧道开挖后的变形控制极为有利。

4.2.3 支护结构

(1) 主动支护体系

采用传统多台阶法施工,对应设计的隧道初期支护实际上存在支护力提供较为滞后的问题,主要表现在组合中空锚杆锚固效果差、C25 喷混凝土早期/终凝强度等级较低、钢架整体承载力差等问题。

结合本隧道高地应力页岩段施工工法优化调整为机械化大断面法后,考虑到一次性开挖成型后围岩早期变形比传统工法更快、更大,应用本隧道科研成果,采用基于洞身主动支护设计理念的“早高强喷射混凝土+先锚后注式系统锚杆+全环钢架”主动式初期支护体系。其中,早高强喷混凝土等级为 C30 及以上,24 h 龄期强度不低于 15 MPa;先锚后注式系统锚杆主要采用涨壳式低预应力中空注浆锚杆,充分发挥大型凿岩台车施工优势,初始张拉力不低于 4 t;采用全环钢架,并减少钢架单元接头数量,提升钢架整体承载能力。

(2) 辅助支护措施

高地应力区隧道仰拱区域是结构薄弱点,本隧道仰拱加深后,未进一步防止正洞隧底隆起,于仰拱底增设地锚,设置于仰拱钢架之间,每两榀设置 1 环,采用 9 m 长 $\phi 32$ 砂浆锚杆,环向间距 2.5 m,每环 5 根,具体布置如图 14 所示。仰拱初支喷射混凝土层增设 $\phi 8$ 钢筋网,网格间距 20 cm \times 20 cm。其次,Ⅳ、Ⅴ级围岩

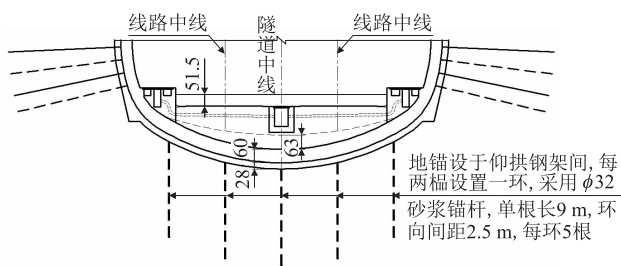


图 14 仰拱地锚布置图 (cm)

段衬砌主筋分别加强至 $\phi 22$ 、 $\phi 25$,初期支护钢架分别加密至 0.8 m、0.6 m。

4.2.4 地下水处理

经开挖揭示,D1K 569 + 095 ~ D1K 569 + 046 为非可溶岩与可溶岩接触带(灰岩页岩互层),根据隧道纵向坡度设计,上游可溶岩段地下水可能通过节理裂隙由隧道周边向低高程端的隧底隆起变形处理段径流,地下水重分布会对本段产生不利影响。

为防止地下水串流影响,于 D1K 569 + 033、D1K 569 + 045 段隧底设置 2 道止水隔墙,如图 15 所示。隔墙深、宽均 1 m,采用仰拱衬砌同级别混凝土,与仰拱同时施作;D1K 569 + 024 ~ D1K 569 + 060 段隧底排水管加密设置,纵向盲沟间隔 6 m 设单向导水管引入隧道中心沟。采用 5 m 长 $\phi 42$ 小导管对该接触带 D1K 569 + 027 ~ D1K 569 + 051 段全环径向注纯水泥浆浆封堵,形成止水隔墙。

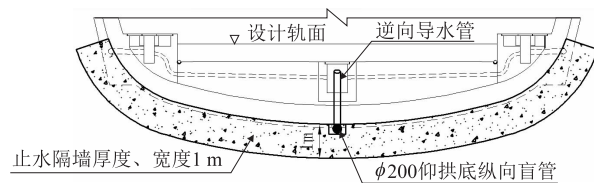


图 15 止水隔墙图

5 现场监测

为验证设计优化措施的有效性,对围岩压力及支护结构内力进行监测。考虑到隧底变形情况,初期支护(围岩)监测采用 3 种方案,二衬衬砌采用一种方案,测点布置如图 16、图 17 所示,监测断面布置如表 8 所示。

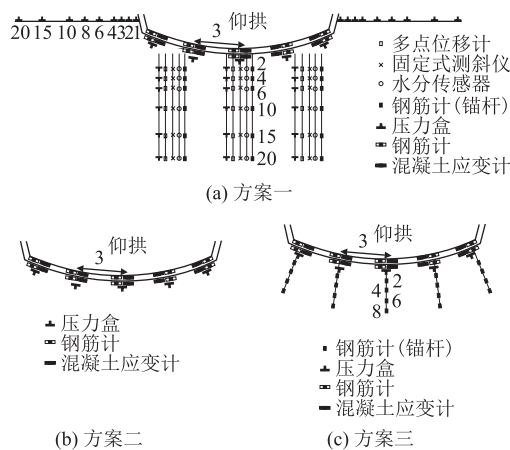


图 16 初期支护(围岩)测点布置图 (m)

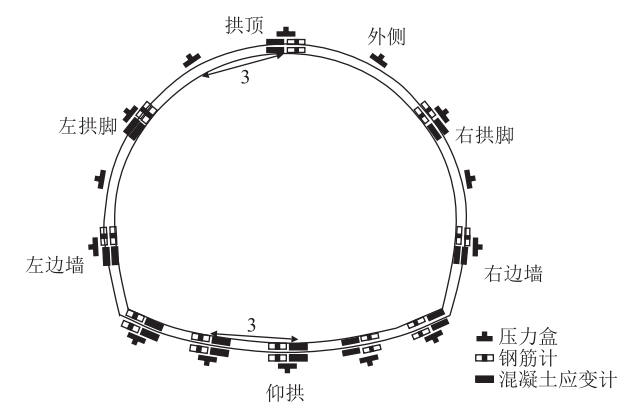


图 17 二次衬砌测点布置图

表 8 监测断面布置表

监测断面	围岩级别	初支(围岩)监测方案
D1K 570 + 680	Ⅳ级	方案一
D1K 570 + 600		方案二
D1K 570 + 720		方案三
D1K 570 + 735		仅开展隧底隆起变形监测
DK 570 + 850		
DK 570 + 810		
PDK 570 + 350		
PDK 569 + 795	V级	

以 D1K 570 + 810 断面隧底隆起变形监测结果为例,时程曲线如图 18 所示。仰拱最大隆起变形为 3.86 mm,变形在前 15 d 随时间增加变化较快,随后变化较慢,第 100 d 后基本稳定,表明隆起变形得到了有效控制。

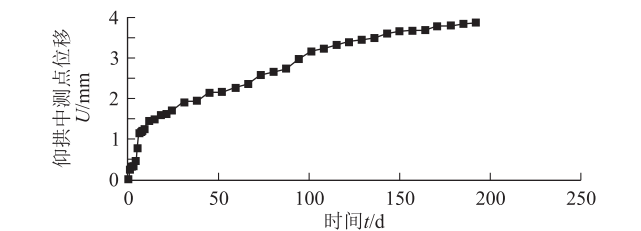


图 18 D1K 570 + 810 断面仰拱中部隆起变形时程曲线图

支护结构内力监测结果如表 9 所示。

表 9 监测断面布置表

断面里程	工况	仰拱围岩压力 最大值/kPa	喷射混凝土 最大应力/MPa	二衬混凝土 最小安全系数
D1K 570 + 735	调整前	49.42	0.05	275.00
D1K 570 + 720	调整前	61.67	0.25	224.89
D1K 570 + 680	调整后	33.85	0.012	466.68
D1K 570 + 600	调整后	35.67	0.041	459.82

从实测内力可以看出,优化调整后相对于原设计围岩压力和喷混凝土应力均有不同程度减小,二次衬砌安全系数均有不同程度增大。因此,上述衬砌内轮廓调整、施工工法调整、主动初期支护体系及地下水处理等一系列措施可起到较好的变形控制效果。

6 结论与建议

本文采用理论分析、数值计算及现场测试等手段,分析了 XS 隧道平导底部隆起变形成因并提出了相应的调整优化方案,得出以下结论:

(1)通过应力解除法对 XS 隧道近水平状页岩层地应力测试,围岩强度应力比为 $R_e/\sigma_{\max}=4.78$,结合揭示岩性,围岩初始地应力场状态属于高地应力;根据膨胀性测试结果显示为非膨胀岩。引起平导隧底隆起变形是否与地应力存在直接关系,综合各阶段隧底变形特征,结合地质情况,隆起变形原因主要为地层岩性软弱、地质构造复杂、局部高地应力及洞室群效应影响、地下水重分布影响 4 + 个方面。

(2)基于实测地应力,原设计二次衬砌数值计算的混凝土应力值超过材料强度,但根据应力应变监测结果显示二次衬砌依然处于安全状态,表明模拟计算的指导性与实际仍然存在一定差异。

(3)采用平导线位与结构调整、正洞工法优化、内轮廓优化、支护体系优化及地下水处理措施后,变形监测及应力应变监测结果表明,优化调整措施控制了变形继续发展,并进一步提升了支护结构安全冗余系数。

隧道工程设计应充分考虑支护结构在特殊地质环境中的适应性,如在薄层状缓倾页岩地层,采用部颁通用图衬砌形式及支护参数无法完全保证隧道绝对安全,在未来其他类似地层中修建隧道应在设计阶段适当考虑地质构造、地层岩性等因素进行针对性设计。如采用倒拱式结构,设计为轨道结构与隧道仰拱结构分离形式,使仰拱变形与轨道结构之间互不干扰,避免对行车安全造成影响。同时,高速铁路无砟轨道精度要求极高,对隧道底部变形具有极强的敏感性特性,但隧道土建施工实际上难以做到与之相匹配的精度,两者精度要求有着数量级的差异,如何处理这一矛盾,需进一步研究。

参考文献:

[1] 王明年,翁汉民,李志业. 隧道仰拱的力学行为研究[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(1): 46-53.
Wang Mingnian, Weng Hanmin, Li Zhiye. Study on the Mechanic Behaviour of Tunnel Invert [J]. Chinese Journal of Geotechnical

Engineering, 1996, 18(1): 46 – 53.

[2] 时亚昕, 王明年. 隧道仰拱组合结构的现场试验研究[J]. 铁道学报, 2008, 30(1): 70 – 74.

HI Yaxin, WANG Mingnian. Field Test Study on Composite Construction of Tunnel Invert [J]. Journal of the China Railway Society, 2008, 30(1): 70 – 74.

[3] 钟正强, 彭振斌, 彭文祥. 基于 Hoek-Brown 准则的层状岩体隧道开挖响应分析[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2009, 40(6): 1689 – 1694.

ZHONG Zhengqiang, PENG Zhenbin, PENG Wenxiang. Excavation Response of Tunnel in Stratified Rock Mass Based on Hoek-Brown Criterion [J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2009, 40(6): 1689 – 1694.

[4] 王立川, 肖小文, 林辉. 某铁路隧道底部结构隆起病害成因分析及治理对策探讨[J]. 隧道建设, 2014, 34(9): 823 – 836.

WANG Lichuan, XIAO Xiaowen, LIN Hui. Analysis on Causes for and Renovation of Floor Structure of a High-speed Railway Tunnel Located in Slightly – Dipping Interbedded Rock Mass [J]. Tunnel Construction, 2014, 34(9): 823 – 836.

[5] 李奎, 刘凯. 某客专隧道洞口段道床隆起病害分析与整治[J]. 隧道建设(中英文), 2018, 38(11): 1910 – 1918.

LI Kui, LIU Kai. Analysis of Heaving Disease of Track Bed in Entrance Section of a Passenger-Dedicated Railway Tunnel and Its Countermeasures [J]. Tunnel Construction, 2018, 38(11): 1910 – 1918.

[6] 汪洋, 唐雄俊, 谭显坤, 等. 云岭隧道底鼓机理分析[J]. 岩土力学, 2010, 31(8): 2530 – 2534.

WANG Yang, TANG Xiongjun, TAN Xiankun, et al. Mechanism Analysis of Floor Heave in Yunling Tunnel [J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(8): 2530 – 2534.

[7] 李德武, 高峰, 韩文峰. 列车振动下隧道基底合理结构型式的研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(13): 2292 – 2297.

LI Dewu, GAO Feng, HAN Wenfeng. Study on Rational Structure of Railway Tunnel Bed under Dynamic Vibration Load [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(13): 2292 – 2297.

[8] 施成华, 雷明锋, 彭立敏, 等. 隧道底部结构受力与变形的现场测试与分析[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(5): 879 – 884.

SHI Chenghua, LEI Mingfeng, PENG Limin, et al. In – Situ Monitoring and Analysis of Mechanical Characteristics and Deformation of Bottom Structure of Tunnels [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(5): 879 – 884.



[3] 曾俊铖, 张继文, 童小东, 等. 高速铁路 CFG 桩复合地基应力特性试验研究[J]. 铁道学报, 2011, 33(5): 91 – 96.

ZENG Juncheng, ZHANG Jiwen, TONG Xiaodong, et al. In-Situ Test of Stress Characteristics of CFG Pile Composite Foundation of High – Speed Railway [J]. Journal of the China Railway Society, 2011, 33(5): 91 – 96.

[4] 陈昌富, 米汪, 赵湘龙. 考虑高路堤土拱效应层状地基中带帽刚性桩复合地基的承载特性[J]. 中国公路学报, 2016, 29(7): 1 – 9.

CHEN Changfu, MI Wang, ZHAO Xianglong. Bearing Characteristic of Composite Foundation Reinforced by Rigid Pile with Cap in Layered Ground Considering Soil Arching Effect of High Embankment [J]. China Journal of Highway and Transport, 2016, 29(7): 1 – 9.

[5] 武崇福, 郭维超. 刚性桩复合地基桩间土拱效应分析及桩土应力比计算[J]. 施工技术, 2015, 44(1): 67 – 72.

WU Chongfu, GUO Weichao. Analysis of the Soil Arching Effect between Piles of Rigid Pile Foundation and Calculation of the Pile-Soil Stress Ratio [J]. Construction Technology, 2015, 44(1): 67 – 72.

[6] 徐超, 张兴亚, 韩杰, 等. 加载条件对土拱效应影响的 Trapdoor 模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(4): 726 – 732.

XU Chao, ZHANG Xingya, HAN Jie, et al. Trapdoor Model Tests on Impact of Loading Conditions on Soil Arching Effect [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(4): 726 – 732.

[7] 强小俊, 赵有明, 张长生. 桩承地基土拱高度计算方法的研究及分析[J]. 铁道建筑, 2012, 52(5): 90 – 94.

QIANG Xiaojun, ZHAO Youming, ZHANG Changsheng. Study and Analysis of Calculation Method of Arching Height for Pile Foundation [J]. Railway Engineering, 2012, 52(5): 90 – 94.

[8] 蒋楚生, 李庆海, 梁瑶, 等. 桩间复合结构土拱效应试验研究与应用[J]. 高速铁路技术, 2015, 6(6): 17 – 20.

JIANG Chusheng, LI Qinghai, LIANG Yao, et al. Experimental Study and Its Application on Soil Arch Effect of Combined Structure between Piles [J]. High Speed Railway Technology, 2015, 6(6): 17 – 20.

[9] GB/T 50783 – 2012 复合地基技术规范[S].

GB/T 50783 – 2012 Technical Code for Composite Foundation [S].