

关于预应力砼T梁主梁顶推复位技术的研究

朱家荣

贵州省交通规划勘察设计院股份有限公司

摘要：国内某预应力砼T梁桥在即将通车之际发生主梁梁体滑移，主梁急需抢险复位。分析该桥受力特点及主梁滑移原因、偏移桥墩的受力验算、纵向复位时端横隔板受力验算。采用数控同步顶升设备进行多点顶推，并对桥梁进行纵向复位，更换支座、梁底调平钢板及伸缩缝。

关键词：主梁滑移；受力验算；主梁顶推；纵向复位；更换

一、工程概况

桥梁上部构造：左幅（3×30m+3×40m）（结构连续T梁）+3×40m（简支桥面连续T梁）；右幅为3×30m（结构连续T梁）+（3×40m+3×40m）（简支桥面连续T梁），全长344.0m。纵坡为-4%。左幅第6~9跨；右幅第4~9跨为立交范围内加宽，桥面宽度为12.125~20.595m。

桥梁下部构造：两岸桥台为重力式U台、扩大基础。桥墩为钢筋砼圆形双柱式墩、矩形双柱墩，基础为桩基础、承台桩基础。



图1 桥梁实景图

二、主梁滑移

桥梁检测发现左幅6号墩墩顶第7跨主梁沿终点方向滑移。对左、右幅各墩墩顶支座进行检查，发现桥梁左幅第3联以及右幅第2、3联墩、台顶支座均出现沿终点方向不同程度的滑移。测量支座上钢板与支座间的相对滑移值最大达29cm。



图2 支座滑移图

表1 主梁支座相对滑移测量值

墩台位置		类型	支座上钢板相对滑移		支座上钢板滑移方向
位置	方向		最小 (cm)	最大 (cm)	
左幅6#墩	起点侧	SX	13	14	终点岸
	终点侧	SX	25	29	终点岸
右幅3#墩	终点侧	SX	5	7	终点岸
右幅6#墩	起点侧	SX	10	13	终点岸
	终点侧	SX	4	6	终点岸

三、主梁滑移原因分析

（一）支座设置

桥梁左幅第3联（第7~9跨）、右幅第2联（第4~6跨）及第3联（第7~9跨）为先简支后桥面连续结构，均采用活动支座，未设置固定支座。

支座是连接桥梁上、下部结构的重要结构部件。它能将桥梁上部结构的反力和变形（位移和转角）可靠的传递给桥梁下部结构，从而使结构的实际受力情况与计算的理论图式相符合。因此，简支梁或者一联（连续梁）须设置一个固定支座。

（二）支座处梁底预埋调平钢板设置情况

经现场核查，全部梁底预埋钢板均埋入主梁，与主梁梁底平行安装，未按照桥梁纵坡进行调坡。该桥为变宽40米T梁，最大桥宽20.6米布置了8片梁，纵坡为4%，下滑力大。在梁底调平钢板未起到调坡作用的情况下，焊接支座上钢板，即支座上钢板与主梁平行，无法确保T梁安装后梁底钢板水平放置支座顶面上，预埋调平钢板设置不满足支座安装规定。当主梁放置到支座上时，支座上钢板与支座顶面形成了夹角，由面接触变为线接触，甚至点接触。从梁体传递到支座的荷载形成了下滑力，当桥面连续后，加速了支座的纵向滑移。

四、左幅5~7#墩偏移

发现主梁滑移后，对部分桥墩的垂直度进行测量，测量结果如下。

表2 墩柱垂直度测量表

位置	墩顶纵向偏移值/ (mm)	墩柱倾斜方向	备注
左幅5#墩	39	终点	分联墩
左幅6#墩	0~60	起点	过渡墩
左幅7#墩	0~48~0	先起点后复位	过渡墩

按《公路桥涵施工技术规范》（JTG/T F50-2011）规定，桥墩垂直度存在较大的施工误差，桥墩偏位超过规范容许值。左幅5#墩容许偏差为21.3mm，测量值为39mm；左幅6#墩容许偏差为18mm，测量值为60mm；左幅7#墩容许偏差为14mm，测量值最大为48mm。桥墩偏位并未呈线性变化，表明桥墩的偏位是因施工误差引起。由于左幅第3~6跨为1联，且本联中设置了墩梁固接，左幅6#墩小桩号位置支座不应存在滑移，且左幅6#墩偏位现象异常（先往起点方向偏移后复位）。对偏位最大的左幅6#墩按偏位60mm进行了安全验算。

（一）计算内容

由于桥墩往小桩号侧偏移，因此，最不利工况应为：小桩号侧（支座施加上部结构自重与汽车活载），大桩号侧（施加）上部结构自重，以及方向为水平向小桩号侧方向的汽车制动力与纵向风力。如下图所示：

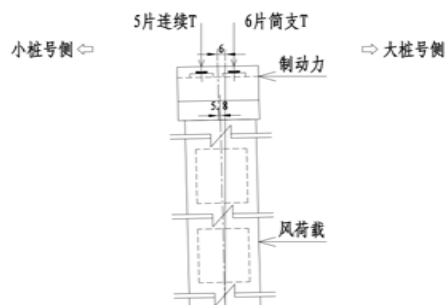


图3 桥梁受力图

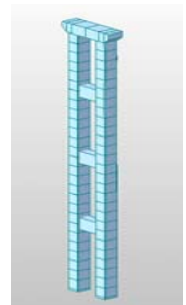


图4 桥墩MIDAS模型图

依据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004) 相关的规定, 对桥墩选取截面(墩底、1/2墩高处)进行计算分析:

1. 使用阶段正截面轴心/偏心抗压承载能力验算;
2. 裂缝宽度验算。

(二) 计算模型

计算考虑上、下部分别建立独立有限元计算模型, 通过对上部结构内力效应计算, 得到恒载及活载内力值, 并以支反力的形式加入下部结构桥墩模型中。

1. 上部结构模型

运用有限元计算软件MIDAS, 建立小桩号侧上部结构模型如下图。

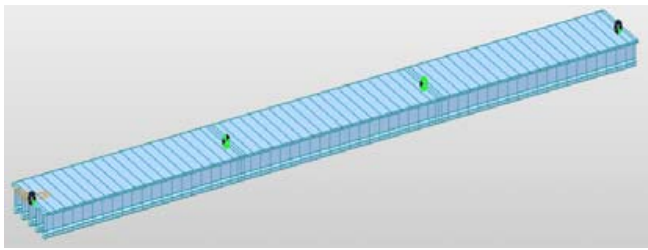


图5 主梁模型图

计算得结构内力效应如下表:

表3 结构内力效应

位置	荷载 (kN)	
	自重	汽车荷载 (含冲击)
起点侧	4636	1822
终点侧	5992	—

2. 下部墩柱模型

运用MIDAS有限元计算软件, 建立下部结构模型如图4。桥墩墩高54.2m, 并考虑墩柱实际偏移情况, 在墩底采用固结。共计柱单元56个, 节点数量67个。

(三) 计算结果

1. 承载能力极限状态验算: 轴心/偏心抗压承载能力

表4 轴心受压验算 (稳定)

截面位置	验算内容	轴心受压设计值	轴心受压容许值	是否满足
1/2墩高处		16583.362	54494.600	满足
墩底		23714.613	54494.600	满足

表5 偏心受压验算

截面位置	验算内容	偏心受压设计值	偏心受压容许值	是否满足
1/2墩高处		16583.124	88689.650	满足
墩底		23714.613	88326.569	满足

通过表格计算结果可知, 墩柱尺寸及配筋满足承载能力要求。

2. 正常使用极限状态验算:

表6 裂缝宽度验算

截面位置	验算内容	裂缝宽度计算值	裂缝宽度容许值	是否满足
1/2墩高处		0.0979	0.2000	满足
墩底		0.1395	0.2000	满足

通过表格计算结果可知, 墩柱裂缝宽度验算满足要求。

综上, 左幅6#墩抗压承载能力及正常使用裂缝宽度验算均满足规范要求。

五、主梁滑移处理

(一) 断开桥面连续

1. 切开桥面连续端;
2. 人工凿除桥面现浇层混凝土露出钢筋, 切断现浇层钢筋, 即断开桥面连续, 使左幅第4~6跨以及左右幅第7~9跨为简支结构。

(二) 主梁顶升及纵向复位

在桥梁的顶升和纵向复位施工中, 首先应制定安全可靠、技术可行的施工方案, 确保桥梁的结构安全及施工的顺利进行, 避免异常情况发生。整跨桥梁(主梁、桥面铺装层以及护栏)同步顶升、顶推, 且保证整跨梁体受力均匀, 保证整跨梁体的完整性, 顶升顶推技术含量和难度较大, 有一定的风险和不确定性。因此针对施工过程中的关键环节, 制定相应的应对措施。

1. 主梁顶升

- (1) 每片主梁两端下支座处放置千斤顶;
- (2) 一跨每片主梁两端的千斤顶必须同时顶升。
- (3) 桥梁顶升时以竖向位移和千斤顶油压表读数进行双控。
- (4) 在顶升过程中如发现异常情况, 要立即停止顶升, 查明原因处理后方可继续顶升。顶升时一定要缓慢同步, 且一边顶升一边支垫。

(5) 整跨桥梁顶升到位后, 在原垫石上或主梁端横隔板处支垫临时滑动支撑。

2. 主梁纵向复位

由主梁滑移原因分析可知, 梁体纵向滑移均由下滑力所致, 故使其复位需施加反方向的水平推力。确保墩柱和梁体在合适的推力下发生位移, 同时推力作用下不会对桥梁构件造成结构性的伤害, 确保结构安全。

每一跨上部整体复位, 为保证桥梁结构安全和复位准确, 桥梁纵向顶推过程中须进行全方位实时跟踪监控, 内容包括: 柱墩位移量和混凝土开裂情况; 梁体位移量; 梁端和混凝土横隔板处混凝土破损开裂情况, 跨中挠度; 梁体推移过程中桥梁平面变位等。

3. 纵向复位时端横隔板受力验算

纵向复位时千斤顶置于主梁腹板之间, 顶推前需对端横隔板各项受力(抗剪、局部承压、受冲切)进行验算, 确保桥梁结构安全。

(1) 抗剪验算

矩形、T形和I形截面的受弯构件符合下列条件时可不进行斜截面抗剪承载力的验算:

$$\gamma_0 V_d \leq 0.50 \times 10^{-3} \alpha_2 f_{td} b h_0 (KN) = 64.1KN > 62.4KN$$

斜截面抗剪承载力满足要求。

(2) 局部承压构件验算

配置间接钢筋的混凝土构件, 其局部受压区的截面尺寸应满足下列要求:

$$\gamma_0 F_{ld} \leq 1.3 \eta_s \beta f_{cd} A_m = 2912KN > 62.4KN$$

局部承压验算满足要求。

(3) 受冲切构件验算

在集中反力作用下不配置抗冲切钢筋的钢筋混凝土板, 其抗冲切承载力可按下列公式计算:

$$\gamma_0 F_{ld} \leq (0.7 \beta f_{td} + 0.15 \sigma_{pc,m}) U_m h_0 = 233.1KN > 62.4KN$$

受冲切验算满足要求。

综上, 纵向复位时主梁端横隔板受力验算均满足规范要求。

六、更换支座

当梁体脱离支座时, 及时解除原支座、盖梁、主梁梁体间

(下转第129页)

表3-1 松动爆破试验参数汇总表

序号	孔数 (个)	孔深 (m)	单孔药量 (kg)	总药量 (kg)	段位	单段药量 (kg)	爆破振速 (cm/s)	爆破后悬臂掘进机施工情况
1	13	2m	0.3	3.9	2	1.95	0.43	掘进慢、截齿损耗大
2	17	2m	0.3	5.1	2	1.7	0.40	掘进慢、截齿损耗大
3	21	2m	0.3	6.3	2	3.15	0.51	掘进较慢、截齿损耗较大
4	24	2m	0.45	11.7	3	3.9	0.54	掘进较快、截齿损耗较小
5	26	2m	0.45	11.7	3	3.9	0.62	掘进快、截齿损耗小
6	26	2m	0.45	11.7	3	3.9	0.60	掘进快、截齿损耗小
7	26	2m	0.45	11.7	3	3.9	0.58	掘进快、截齿损耗小

式中:

R—爆源中心到被保护物的距离, m;

Q—单段最大起爆药量, kg;

V—建筑所在地面允许的质点振速, 按一般砖房、非抗震的大型砌块建筑物可取安全值的下限为2.3cm/s(浅孔爆破震动频率一般在40 Hz~100 Hz区间), 考虑到最近民房基础和结构较差, 则取保守值为2cm/s;

K、 α —修正系数, 这里取为K=200、 $\alpha=1.7$ 。

每次爆破装药前, 必须根据以上公式计算单段最大装药量, 通过计算控制装药量值, 确定微差延期爆破分段数目, 严格控制每次爆破规模, 控制爆破震动速度值, 确保附近建(构)筑物的安全, 而且还能达到改善爆破效果的目的。

四、现场试验

(一) 试验参数

根据松动爆破裂隙形成机理, 同时结合现场实际情况, 制定适用于本工程的松动爆破方案, 现场共进行7次试验, 通过分析对比, 确定松动爆破参数如下:

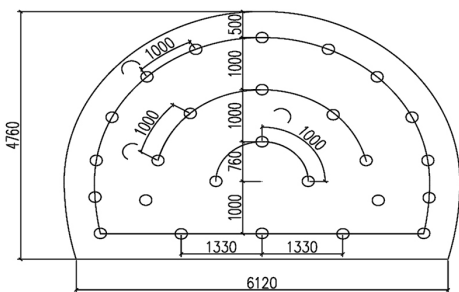


图1 松动爆破炮孔布置示意图

综合分析可得针对本工程松动爆破的试验参数如下:

布孔个数: 26个; 炮眼深度: 2m; 单孔药量: 0.45kg; 单段药量: 3.9kg; 段位: 3。

(二) 试验效果

试验结果显示该爆破参数对于振速的控制较好, 均在0.7cm/s以内, 通过对周边构筑物及管线的监测, 未发现沉降、开裂现象。此外, 松动爆破后, 围岩裂隙大量发育, 整体强度降低, 掘进速度加快, 设备损耗降低, 施工粉尘减少:

(1) 悬臂掘进机施工每循环(2m)时间由20h降低到12h, 施工速度提高近40%;

(2) 截齿的损耗减小, 由每循环10~15个降低到每循环4~8个, 节约了成本, 提高了经济效益;

(3) 施工产生的粉尘也明显减少, 改善工人作业环境, 降低了粉尘对人体的伤害。

五、结论

悬臂掘进机在硬岩施工时, 松动爆破能充分利用爆炸能量产生和发展裂纹, 使爆破岩石松动破碎, 又不会使爆破岩石产生抛掷运动, 同时爆破振速得到有效控制, 降低对周边房屋及管线的损害; 爆后岩石能够使悬臂掘进机顺利切割, 提高了施工效率, 保证了工期进度; 此外, 设备损耗降低, 大大的节约了成本; 强度降低后, 对粉尘有了更好的控制, 施工作业人员的人身健康得到了保证。

参考文献

[1] GB6722-2003 爆破安全规程[S]. 北京: 中国标准出版社, 2004.
 [2] 经伯涛. 浅谈台阶微差松动爆破技术的应用[J]. 建材与装饰, 2017(32): 146-147.
 [3] 梁波. 浅谈微差松动控制爆破技术及其在地铁车站基坑施工中的应用[J]. 西部探矿工程, 2011(3): 5-9.

(上接第170页)

的连接件, 并清理建筑垃圾。拆除原支座, 安装新支座, 全桥需更换61个支座。

七、增设梁底调平钢板

割开支座上钢板与主梁梁底钢板焊缝, 使两者分离; 在梁底钢板底焊接调平钢板, 确保梁底水平; 在梁底调平钢板下焊接支座上钢板。

八、落梁及成桥

当支座更换以及支座上钢板焊接完毕后, 释放千斤顶让主梁落位, 观察支座顶面与支座上钢板间是否有缝隙? 确保支座顶面与主梁底面平整接触。

同步均匀缓慢卸载, 拆除千斤顶。焊接桥面现浇层钢筋, 并浇筑现浇层混凝土及更换伸缩缝、沥青混凝土桥面铺装。

参考文献

[1] 田世清. 卷洞大桥梁体复位技术介绍. 公路交通技术,

2013(2).

[2] 张晓东. 桥梁顶推施工技术[J]. 公路, 2003(9): 45-51.

[3] 郭宏军. 桥梁移位后的复位[J]. 青海交通科技, 2009(6): 3-32.

[4] 陈永宏. 平胜大桥自锚式悬索桥钢箱梁顶推施工[J]. 桥梁建设, 2006(S1): 33-35.

[5] 檀兴华, 余运良等. 九堡大桥钢槽梁顶推施工方法研究[J]. 公路, 2010(6): 92-97.

[6] 杨寿忠, 向中富. 小石坝高架桥连续箱梁顶推复位施工技术介绍[J]. 公路交通技术, 2011(4): 42-46.

[7] 上官兴, 付书林, 万艺等. 中国桥梁顶推技术综述[C]/2010组合结构桥梁和顶推技术应用学术会议论文集, 北京: 人民交通出版社.