

潮白河大桥主桥设计

杨建国 徐 君 陈继镇 朱 军 李世华

摘 要 本文较详细地论述了潮白河大桥主桥——中承式钢管混凝土拱桥的总体设计和构造上的部分特点以及各阶段的内力计算、分析,并简要介绍了主桥的施工设计。

关键词 拱桥 中承式桥 钢管混凝土结构 桥梁设计

1 概 述

潮白河大桥为顺平公路(一级公路)上的一座特大桥,位于顺义区城区东南部,跨越潮白河,桥位处为大龙世界水上公园,目前园区的一些景观已初步形成。

潮白河是海河流域九大水系之一,也是北京东部地区排灌的第一大河,潮白河由潮河、白河两大河流组成,两河均发源于河北省境内,在北京东北部密云县汇合。潮白河大桥全长 640.22m,主桥采用三孔中承式钢管混凝土拱桥,长 180m,其跨径组成为(36+108+36)m,两侧引桥分别为 4×35m 和 9×35m 预应力混凝土简支 T 梁,见图 1。

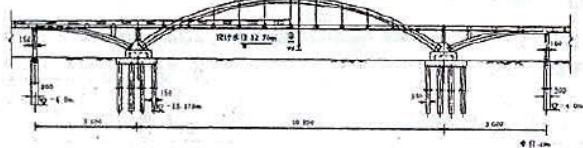


图 1 潮白河大桥桥跨布置

2 设计标准

- (1)设计荷载为汽车—超 20 级,挂车—120,人群—2.5kN/m²;
- (2)地震烈度为 8 度;
- (3)洪水频率为 1/100;
- (4)设计流量为 4050m³/s;
- (5)设计流速为 1.99m/s;
- (6)设计水位为 32.70m;
- (7)主桥全宽 27.0m,双向 4 车道 24.0m,两侧

各设 1.5m 宽人行步道。

3 结构设计

3.1 上部结构

(1)主拱采用圆弧拱,拱轴线半径 $R=78.3\text{m}$,矢跨比 $f/L=1/5$ (L 为两主墩中心线间的距离),拱肋采用哑铃形断面,上下钢管直径均为 1.15~1.0m,两钢管之间加劲肋高 0.4376~0.4859m,拱脚上拱肋高度 2.5m,向跨中方向 5.8m 范围内拱肋高度渐变到 2.2m,其余段等高度 2.2m。

(2)边拱采用二次抛物线拱,拱肋除连接墩处为矩形断面外,其余均为哑铃形断面,拱脚处拱肋高度 2.5m,连接墩处拱肋高度 2.0m,中间按二次抛物线过渡。

(3)拱肋钢管采用 16Mn 钢板卷制成型,主拱肋钢板厚度 14mm,边拱肋钢板厚度 20mm。钢管内灌注 C50 微膨胀混凝土。

(4)系杆采用 27×7φ5 高强低松弛钢绞线,共 12 束,每根拱肋处 6 束。

(5)全桥共设有 18 根吊杆,每根拱肋 9 根,吊杆采用 127 根 φ7 高强度钢丝。

(6)全桥共有 21 根预应力混凝土横梁,各横梁间均设有 4 道纵梁。

(7)行车道板采用普通钢筋混凝土空心板。

3.2 下部结构

主桥主墩采用钻孔灌注桩基础,上接承台,每墩 24 根桩,桩直径 1.5m,桩长 40m。承台长 28.3m,宽 14.5m,高 2.0m。墩身采用重力式,墩身長 27.0m,宽 9.1m,高 2.2m。墩帽采用棱台形实体墩帽,墩帽顶截面为 2.1m×3.3m,墩帽底截面为

4.9m×8.1m,高4.0m。为减轻重量,将承台及墩身部分挖空。连接墩为钻孔灌注桩基础,每墩5根,桩直径2.0m,桩长30m。柱式墩身,柱直径1.5m,上接盖梁,盖梁为T形截面,顶宽1.8m,底宽1.3m,高1.3m。

3.3 其它

(1)桥面铺装

桥面铺装为等厚度,共15cm。上层为8cm厚沥青混凝土,其中4cm(玄武岩)中粒式沥青混凝土,4cm(石灰岩)中粒式沥青混凝土,下层为7cm厚抗折混凝土。桥面混凝土与沥青混凝土之间设防水层,防水层采用FYT-1型桥面专用防水涂料。

(2)支座及伸缩缝。

伸缩缝采用XF80-II型毛勒缝。

主桥连接墩支座为四氟板式橡胶支座,其规格为300mm×500mm×78mm。

4 结构计算与分析

4.1 上部结构静力计算与分析

4.1.1 结构与材料

本桥上部结构为刚性拱柔性系杆结构,拱肋的刚度比桥面板大得多,为主要受力构件。桥面系的全部荷载,都通过吊杆和立柱传递给拱肋,拱肋再通过拱脚传递给主墩。由于主孔荷载比边孔大很多,主拱传递给主墩的水平力也大得多。单靠提高主墩的刚度和偏心值是无法抵抗这么大的水平力的,需要在边拱端额外加水平力,这个力是通过系杆施加的。系杆为高强低松弛钢绞线,采用无粘结预应力,在边拱肋两端锚固,通过张拉系杆,等于在边拱端加了向主拱方向的水平力,以平衡主边拱水平力的差值。

拱肋采用钢管混凝土,钢管为16Mn钢,核心为C50混凝土,主边拱的含钢率 μ 分别为0.062和0.088(含钢率是指钢截面与混凝土截面的面积比)。据《钢管混凝土力学》中的实验资料,计算出钢管混凝土的弹性模量值并与钢材和混凝土进行比较,见表1。

表1 钢管混凝土弹性模量

材 料	弹性模量/Mpa	
	抗压 E_c	抗弯 E_w
C50 混凝土	35 000	23 500
16Mn 钢	200 000	200 000
钢管混凝土 $\mu=0.062$	43 100	52 600
钢管混凝土 $\mu=0.088$	48 100	61 400

4.1.2 计算图式

分别按平面、空间程序进行了计算和比较,考虑了上、下部结构的共同作用。该程序计算理论为平面杆系。本桥为完全对称的双拱肋空间结构,静力计算时,将其转化为单拱肋的平面结构。由于拱肋为主要受力结构,其它结构均做为外荷载处理。施工阶段计算按照可行的施工顺序分为如下步骤:①拱肋钢管分段架设并安装横、斜撑;②灌注钢管内混凝土;③施工立柱和吊杆,吊装横梁;④吊装行车道板;⑤施工桥面系。此时桥梁所有恒载已全部加上。使用阶段计算时将恒载与其它荷载相组合,包括活载、温度荷载、基础沉降荷载等。通过下部计算求出主墩的刚度,然后将其模拟为弹性支承。

4.1.3 计算结果及分析

因为本桥为完全对称,所以只画出半桥的计算图示,见图2。

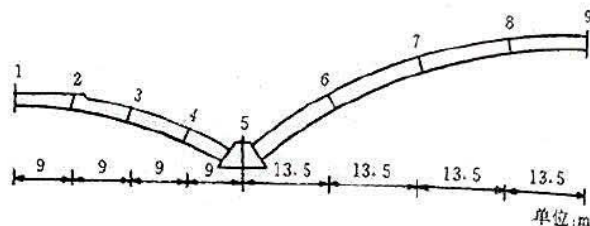


图2 结构计算离散图

(1)各截面应力

各截面应力(受压为正)见表2。

表2 各截面应力

		1号	2号	3号	4号	5号	6号	7号	8号	9号
全部	上缘	11.0	1.5	7.4	16.0	-1.0	2.0	7.9	13.0	20.0
	下缘	11.0	17.0	13	4.7	3.8	21.0	13.0	6.6	-1.0
组合 II	上缘	11.0	5.2	16.0	24.0	-1.0	4.2	9.1	18.0	27.0
	下缘	11.0	13.0	4.2	-3.0	3.7	22.0	15.0	5.4	-5.0

注:图2中5号截面为主墩墩帽截面,因面积较大,故其应力很小。

(2)应力分析

组合II使用状态下可能出现的最大截面应力为27MPa,位置在主拱跨中,而此截面钢管混凝土轴压设计强度为41.9MPa,可见截面应力是满足要求的。对于钢管混凝土,还应该用截面强度验算公式进行检验。本桥拱肋受力是以小偏心受压为主,验算公式为:

$$(N/A \cdot \sigma + M/1.07 \cdot 1.2 \cdot W \cdot \sigma)^{1.4} \leq 1$$

式中,A为截面面积,W为抗弯截面模量,N为截面轴力,M为截面弯矩。将发生最大应力截面的相应数值代入公式,计算得知,拱肋截面强度满足设计要求。

(3) 变形(向上为正)

各种组合下各截面的竖向变形见表3。

拱肋竖向变形验算:主拱容许最大变形为 $13.5\text{cm} > 8.14\text{cm}$,边拱容许最大变形为 $6\text{cm} > 0.82\text{cm}$,由此可见变形满足要求。

主墩水平变位:施工各阶段及使用阶段最不利组合下,主墩水平变位见表4。

表3 各截面的竖向变形

荷载组合	变形/mm							
	1号	2号	3号	4号	6号	7号	8号	9号
全部恒载	-0.4	7.1	6.5	1.3	-1.2	-15.9	-43.7	-56.8
组合 I (边拱最不利)	-0.4	-3.3	-8.2	-10.6	-10.9	-26.2	-55.0	-67.6
组合 I (主拱最不利)	0.1	-1.7	-6.7	-11.8	-5.0	-27.2	-66.0	-81.4

表4 主墩水平变位

施工阶段水平变位/mm					使用阶段
1号	2号	3号	4号	5号	水平变位/mm
0	-1.6	-3.3	-1.5	-1.5	-1.7

横梁全部吊装完成时主墩水平变位为 3.3mm ,系杆张拉是在此后开始的,通过调整系杆水平力,使以后各阶段主墩水平变位控制在 3.3mm 以内。如此小的水平变位对拱肋的内力影响是很小的。

4.1.4 钢管与混凝土叠合计算

钢管混凝土作为一种新材料进行设计,是基于钢管和混凝土紧密结合,其间有一定的粘结力,如果施工不符合规范,使钢管和混凝土之间产生较大缝隙,在受力状态下不能形成有效的粘结,则应按两种材料的叠合进行设计。因本程序对同一截面只能描述一种材料,所以可将钢管截面按惯矩转化成混凝土截面。因钢管和混凝土的抗压弹性模量不同,二者比值为 5.7 ,需将钢管截面的惯矩乘上这个比值来作为等效的混凝土惯矩。计算结果如下:

截面最大应力 $\sigma = 25.4\text{MPa} < \text{C50 混凝土轴压设计强度} [\sigma] = 28.5\text{MPa}$;

边拱最大竖向变形 $f = 1.3\text{cm} < \text{边拱容许最大竖向变形} [f] = 6\text{cm}$;

主拱最大竖向变形 $f = 12.6\text{cm} < \text{主拱容许最大竖向变形} [f] = 13.5\text{cm}$ 。

可见即使按两种材料的叠合计算,应力和变形亦能满足要求,只是远不如按钢管混凝土材料计算的安全储备大。

4.2 主桥结构稳定分析

拱桥结构可能发生的两种失稳为平面内(纵向)失稳和平面外(横向)失稳。由于横向联系及桥面系等附属结构的综合作用,使得纵向稳定大大提高,按圆弧拱公式近似计算得知本桥主拱圈纵向稳定系数相当大,与此相比,横向稳定问题就显得尤为重要。

随着跨径的增大,拱圈刚度相对减小,我国现行桥梁规范规定:当拱圈宽度小于跨径的 $1/20$ 时,应验算其横向稳定性,要求稳定系数不小于 $4 \sim 5$ 。

本桥计算采用三维有限元程序。将主拱、边拱、吊杆、系杆及横—纵梁按实际情况做为整体考虑,系杆拉力按水平外荷载工况处理,桥面系按竖直荷载工况处理,横桥向风载以水平均布荷载施加于两拱肋及外侧纵梁上。

通过计算看出,恒载对横向稳定性影响很大。横向联系在拱圈合龙后加上,故算得整个施工阶段的横向稳定系数始终大于运营阶段。横、斜撑的刚度及位置对横向稳定的影响也很明显,经反复计算,最后确定了横向联系的数量及位置。其计算结果如下:

未加桥面系时: $K_x = 7.023$;全桥施工完成后, $K_x = 4.476$,满足稳定性要求。

4.3 动力计算及分析

动力分析采用振型叠加法,按空间结构模型并考虑了上部结构与下部结构的共同工作情况。

桥梁自振特性分析计算了10个振型,自然振性见表5。

表5 桥梁自振特性

振型	振 动 特 性			
	主 拱	边主拱	梁	桩、墩
1	横向对称向一侧振	微振	横向上下斜	/
2	横向对称稍偏,带纵向反对称分量	横振	横向对称带扭	横振
3	横向反对称振,纵向稍反对称振	稍横振	反对称平移中部带扭	/
4	横向反对称振,纵向稍反对称振	横振	反对称振带扭	反对称横振
5	竖向反对称,纵向振	稍有竖振	竖向反对称	/
6	竖向对称振	稍有竖振	竖向对称	/
7	横向微振,纵向反对称振	/	微横振	/
8	横向对称	稍有横振	横带扭	对称横扭
9	竖向对称,横向稍振	竖向振	竖向对称振	纵向对称振
10	竖向反对称(不规则)带横振	竖向振反对称	竖向反对称	纵向一侧

从振动计算结果看,主拱的振动以横桥向为主,竖向振动影响不显著,桥梁总体振动效果属协调的形态。

5 施工设计

5.1 主要施工工序

①工厂制作加工钢管部分,施工现场制作并架设临时支架;②现场拼装拱肋,横、斜撑;③灌注钢管内混凝土,待其强度形成后,拆除主拱临时支架,边拱临时支架不拆,待施工最后阶段拆除;④安装吊杆,架设横梁;⑤横梁安装完成后,穿系杆并进行部分系杆张拉;⑥安装纵梁,行车道板及桥面系,在此过程中继续进行另一部分系杆张拉。

5.2 临时支架的设置及钢管的分段

做为有支架施工的大跨度钢管混凝土拱桥,钢管的分段应与临时支架的设置相配合,而临时支架设置的个数及位置又需根据施工过程中拱肋、墩台的受力状况来确定。本桥设计采用有支架状态下灌注管内混凝土的方法,上、下管及腹板混凝土一次灌注完成。据拱肋分段,共设6个临时支撑,其中主孔4个,边孔各1个,见图3。所有临时支撑只考虑竖向约束作用。

本桥施工计算采用平面杆系有限元程序进行,根据上图建立的计算模式,对有支架及无支架状态下的变形及应力进行比较,从而确定临时支架的个数及位置。表6列出有支架及无支架状态下灌注管内混凝土时主要控制截面的变形及应力,表中列值均为混凝土灌注完成后的数值。

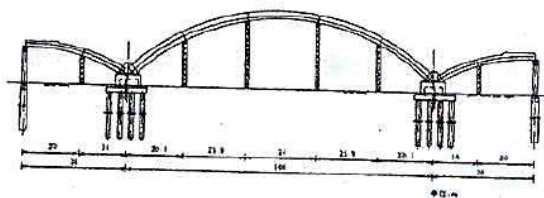


图3 临时支架的位置

表6 主要控制截面的变形及应力

		拱脚位移 /mm	位移/mm	上缘应力 /MPa	下缘应力 /MPa
1/4跨	无支架	1.55	-14.5(↓)	20.0(压)	66.2(压)
	有支架	0.16	-2.6(↓)	4.5(压)	7.0(压)
1/2跨	无支架	1.55	-58.6(↓)	80.1(压)	-0.4(拉)
	有支架	0.16	-0.31(↓)	18.7(压)	-10.3(拉)

从以上数据很明显地看出有临时支架与无临时

支架时,拱的内力、位移、应力的差异。另外,钢管在混凝土灌注后,其变形不是随之完成,后期变形对混凝土也是有一定影响的。所以,对本桥施工采用有支架设计。

主拱临时支架的拆除阶段为管内混凝土强度形成后拆除,这样可以保证主拱在后期加载过程中的变化不受约束,而边拱临时支架的拆除阶段为成桥后拆除,因为边拱在灌注混凝土吊装横梁时,它只是一根竖向曲梁,而后期阶段施加系杆预应力的过程中仍只能将其作为竖向曲梁看待。

钢管的分段主要是根据临时支撑的位置及运输、吊装方便进行分段,每个临时支撑处均为拱管的合龙位置,这样对拱管的合龙、焊接、定位、调整提供了一个操作平台。

5.3 对混凝土的要求

灌注前必须对混凝土各项技术指标严格控制,配制混凝土用的砂、石、水泥及各种外加剂,必须严格检验,混凝土的初凝时间必须根据灌注所需的时间再加上保障时间,以免混凝土早凝,影响灌注,混凝土坍落度宜控制在18以上,且在混凝土入泵前再做检验,以保证混凝土的流动。

5.4 加载及体系转换

由于设有1.3%纵坡,主拱中间处横梁与边拱端部横梁高差为0.4m,而系杆又只能设在横梁顶面。因此,系杆张拉阶段只能在横梁就位后进行第一次张拉,即体系开始转换,系杆张拉前为推力拱,随着系杆的分次张拉转换为无推力拱。

本桥在设计中根据恒载的加载过程,视其产生的主墩位移及推力确定系杆的张拉阶段。经加载计算,系杆分5次张拉(本桥每侧拱肋有6根系杆)。横梁安装完每侧张拉2根系杆以后,根据加载情况张拉另外8根系杆。为减少张拉次数,本桥的系杆张拉为一次到位。

系杆的每一次张拉都会对拱肋、主墩产生影响,水平推力的变化、弯矩的变化是控制主墩位移的重要因素,设计时必须加以注意,主墩的位移都会对拱肋产生不利影响。本桥在设计中充分考虑了这一点,故在全部恒载作用下位移向内,而在活载作用下向外,以保证在恒、活载变化中结构更加合理。