

文章编号:1001-5485(2009)05-0050-04

风载下渡槽结构体系位移控制的可靠度研究

段成晓, 安旭文, 张远森

(武汉大学 土木建筑工程学院, 武汉 430072)

摘要:以渡槽槽架结构的顶点位移和层间位移作为控制标准,提出了渡槽结构在风荷载作用下位移控制的可靠度分析模型;基于现行相关规范的规定,提出了渡槽槽架结构的顶点位移和层间位移限值;根据各种设计参数的随机特征,采用 Monte-Carlo 模拟与有限元结合的方法对渡槽结构体系位移控制的可靠度进行了研究,建议以 1/550 作为渡槽槽架结构的顶点位移和层间位移的控制指标值。

关键词:风荷载;渡槽结构;弹性位移;Monte-Carlo 模拟;有限元;体系可靠度

中图分类号: TU352 **文献标识码:** A

渡槽是输送渠道水流跨越河渠、道路、山谷等的架空输水建筑物,大多处于高山峡谷之间,受风荷载影响较大。渡槽被风吹毁的事故时有发生,且由于上部槽身部分的迎风面积远大于下部结构的迎风面积,因此,作用在槽架结构顶部的风荷载远远大于槽架柱下部节点上的风荷载,再加上渡槽输水量较大,槽内水重一般超过结构自重,在槽架顶端形成比较大的集中质量,槽架结构变得“头重脚轻”,在脉动风压作用下,会使结构承受较大的水平动力效应。

国内对于渡槽的抗风设计,尚无专门的规范依从。目前渡槽的抗风设计主要是参照 GB 50009 - 2001《建筑结构荷载规范》^[1]和 DL/T 5077 - 1997《水工建筑物荷载规范》^[2]而进行。但我国现行规范 GB 50009 - 2001 和 DL/T 5077 - 1997 对于建筑结构在风荷载作用下的位移尚未明确提出可靠性的概念。因此,研究风荷载作用下渡槽结构位移控制的可靠度,对渡槽结构的抗风设计和风振控制都具有十分重要的意义。

1 可靠度计算模型及计算方法

对于高柔、高耸结构在正常使用极限状态下的可靠度进行分析时,其顶点位移或层间最大位移与槽架梁、柱等构件的截面尺寸、材料变形模量以及作用在结构上的荷载之间存在一定的关系,但其关系式不能明确表达,其功能函数一般可表述为

$$Z = g(x_1, x_2, \dots, x_n) = [u] - u_{\max} \prod_{i=1, n}^{i=1, n} (b_{bi}, h_{bi}, b_{cj}, h_{cj}, E_c, P), \quad (1)$$

式中:[u]为风荷载作用下,结构顶点位移限值或层间位移限值,计算中按常量处理; $u_{\max}(\cdot)$ 为风荷载作用下,结构分析计算得到的最大顶点位移或层间位移; b_{bi}, h_{bi} 分别为第 i 根梁的截面宽度和截面高度; b_{cj}, h_{cj} 分别为第 j 根柱的截面宽度和截面高度; n, m 分别为梁和柱的总数; E_c 为梁、柱混凝土的弹性模量; P 为作用在结构上的荷载。

在承载力可靠度分析中,均假定极限状态方程已知,据此,采用 Monte-Carlo 模拟法或二阶矩法进行一系列的近似估算,获得相应结构构件在不同工况下的失效概率或与之相对应的可靠指标。但在正常使用极限状态下,由公式(1)可以看出,基于上述位移功能函数的可靠度分析中,由于结构顶点位移或层间最大位移 u_{\max} 是梁、柱截面尺寸和材料弹性模量的高度非线性隐式函数。因此,直接采用 Monte-Carlo 模拟法或二阶矩法进行可靠度计算会遇到一定的困难。

对于这一类功能函数不能用显式表达的结构可靠度计算问题,可以采用响应面法、随机有限元法或采用 Monte-Carlo 模拟与有限元相结合的方法加以解决。

响应面法是通过一系列确定性试验拟合一个响应面来模拟真实的极限状态曲面,然后借助一次二阶矩法求解结构的可靠度。目前,应用于结构可靠度分析的响应面函数一般多用二次多项式来描述,在整个多维空间内使用二次多项式表示的响应面函数拟合真实的功能函数,这种为简化计算而采取的处理方式具有一定的误差;另外,在采用一次二阶矩法计算结构可靠度时,在设计验算点处对非正态变

量进行了当量正态化处理,同时对二次多项式的功能函数还要做线性化处理,使得计算结果又有一定的近似性^[3]。

随机有限元法是一种求解此类问题的计算方法,但采用该法计算结构可靠度时,一方面要对确定性的有限元程序加以改造;另一方面,目前要形成一个通用的随机有限元分析程序来描述结构中存在的各种随机性还有一定的困难^[3]。

为此,本文采用 Monte-Carlo 模拟与有限元结合的方法计算这一类问题的可靠度。Monte-Carlo 模拟法是利用大量的随机抽样进行统计试验,以求得结构失效事件发生的概率。它对求解问题没有限制,只要随机抽样次数足够大,就可以得到精度非常高的解,所以常用来检验其它近似方法的精确性。这种方法由于要对各基本变量进行成千上万次模拟,然后根据模拟计算结果,相应地进行成千上万次的有限元分析计算,故计算工作量较大,尤其是当结构失效概率较小时,需要大量抽样,计算效率不高。但随着计算机技术的发展,计算速度的加快,同时考虑到渡槽结构型式相对简单,采用这种计算方法也是可行的。

2 位移限值标准及位移计算方法

2.1 位移限值标准

位移限值一般是根据建筑结构的材料、结构型式,并结合实际工程经验和大量的试验资料经统计分析确定。

在正常使用条件下,渡槽结构应具有必要的抗侧移刚度,以避免产生过大的侧向位移。就承载力极限状态而言,渡槽结构由于输水量大,水体自重往往超过结构自重,在槽架顶端形成很大的集中质量,槽架结构变得“头重脚轻”。如果侧移过大,将使槽架结构在重力和水体荷载作用下引起很大的附加弯矩,产生二阶效应,而突然坍塌或发生失稳破坏。对于正常使用极限状态,侧向位移过大,将会引起渡槽结构的开裂、倾斜和损坏。因此,在渡槽结构的抗风设计中,必须对其侧向位移加以控制,这个控制实际上是对构件截面尺寸、刚度大小的一个相对控制指标。

为判断建筑结构的侧向刚度,目前国内外都是采用一个简单且又能准确反映建筑结构整体侧向刚度的参数——水平位移指标,定义该指标为结构顶点最大水平位移 Δ_{\max} 与结构总高度 H 的比值,即 Δ_{\max}/H ,用于控制建筑物的整体变形;层间最大水平位移 u_{\max} 与层高度 h 的比值(即 u_{\max}/h),用于控

制建筑物的局部变形^[4,5]。因此,规定一个合理的水平位移限值是非常重要的,但遗憾的是目前国内还没有一个被广泛接受的限制规定,不同国家采用的水平位移限值的差别是相当大的,通常在 $1/1\ 000 \sim 1/200$ 范围内。各国限值的差别不仅与结构水平位移计算时采用的风荷载及地震作用的大小不同有关,而且与混凝土构件计算刚度的假定不同有关,因此,在分析各国水平位移限值的差别时,不能简单地以限值的大小进行讨论。

迄今,控制层间变形的参数有3种:即层间位移与层高之比(层间位移角);有害层间位移角;区格的广义剪切变形(简称剪切变形)。其中,层间位移角始于剪切型多层框架结构,尽管它不能准确反映弯曲型和弯剪型结构竖向构件的变形与受力情况,但考虑到层间位移是一个宏观的侧向刚度指标,表达形式简单,且在我国的应用最为广泛。为简化计算,我国 JGJ 3-2002《高层建筑混凝土结构技术规程》^[6]采用了层间位移与层高之比,即层间位移角作为控制指标。由于在结构的内力和位移分析中,结构构件的刚度采用弹性阶段的刚度,由此求得的位移也是弹性阶段的位移。JGJ 3-2002 规定,对于高度不大于 150 m 的高层建筑结构的整体弯曲变形相对影响较小,层间位移角 u_{\max}/h 的限值按不同的结构体系在 $1/550 \sim 1/1\ 000$ 之间分别取值。对于框架结构,在风荷载下按弹性刚度计算的层间位移角限值取为 $u_{\max}/h = 1/550$ 。

渡槽单排架结构属于典型的剪切型结构,采用层间位移角作为控制指标能够较好地反映槽架结构的实际受力性能。根据 JGJ 3-2002 对层间位移角的取值规定,本文分别取结构顶点最大位移比值 Δ_{\max}/H 和层间最大水平位移角 u_{\max}/h 等于 $1/450$, $1/500$, $1/550$ 为控制限值进行可靠度计算。

2.2 位移计算方法

水平荷载作用下,槽身随同槽架一起变形,因此,渡槽结构的位移主要是由槽架结构的侧移引起,包括槽架梁、柱弯曲变形产生的侧移 u_{MV} (总体剪切变形)和柱轴向变形产生的侧移 u_N (总体弯曲变形),即槽架结构总的位移为

$$u = u_{MV} + U_N \quad (2)$$

为能精确计算槽架结构的位移,本文采用位移法,直接把各节点的3个位移(水平线位移 u , 竖向线位移 v , 转角位移 θ)作为基本未知量,利用有限单元法对平面杆系结构进行分析。用有限单元法求解平面框架结构时,首先把整体结构离散成有限个单元(杆件),这些单元以有限个节点相联结,承受着

等效节点荷载(直接作用于节点的荷载和由单元荷载移置到节点的荷载),再根据各节点的变形协调条件,建立节点的静力平衡方程组

$$[\mathbf{K}]\{\Delta\} = \{\mathbf{F}\}, \quad (3)$$

式中: $[\mathbf{K}]$ 为结构的整体刚度矩阵; $\{\Delta\}$ 为结构的整体位移列向量; $\{\mathbf{F}\}$ 为结构的整体等效节点荷载列阵,即整体荷载列向量。

按上述方法即可求得每一个节点 3 个方向的位移,分别为水平位移 u_i 、竖向位移 v_i 和转角 θ_i ,本文在可靠度计算中,只考虑槽架结构在荷载作用下的水平位移 u_i 。对于渡槽结构而言,其竖向荷载主要是槽身自重和槽内水重,这 2 种荷载往往使槽架柱产生较大的轴向变形。因此,本文在计算位移控制的可靠度时,考虑了槽架柱的轴向变形对增大水平位移的影响。对于槽内水重的考虑,分别按槽内满水和槽内无水的情况进行计算,以考察不同荷载效应组合对槽架结构位移可靠度的影响。

3 随机变量的统计特征

由功能函数式(1)可以看出,影响渡槽槽架结构顶点位移或层间位移的基本变量主要有槽架梁、柱的截面尺寸,结构组成材料的弹性模量 E_c ,以及作用在槽架结构上的各种荷载。在位移计算中不考虑梁、柱配筋对构件截面刚度的影响。

根据文献[7]的统计分析,认为梁(柱)截面宽度和高度均服从正态分布,其中截面宽度 $b_b(b_c)$ 的均值系数和变异系数分别为 1.0 和 0.01;截面高度 $h_b(h_c)$ 的均值系数和变异系数分别为 1.0 和 0.02。

作用在渡槽结构上的荷载主要有水平风荷载、结构自重和槽内水重等。设计基准期内最大风荷载的均值系数为 0.998,变异系数为 0.193,其概率分布类型服从极值 I 型分布^[8,9];结构自重的均值系数为 1.05,变异系数为 0.06,概率分布类型按正态分布考虑;槽内水重的均值系数为 1.00,变异系数为 0.05,其概率分布类型服从对数正态分布^[7]。对于混凝土的弹性模量 E_c ,在可靠度计算中,一般按定值处理^[10]。各随机变量的统计特征列于表 1。

表 1 随机变量的统计特征

Table 1 Statistical characters of stochastic variables

统计变量	均值系数	变异系数	分布类型
梁(柱)截面宽度 $b_b(b_c)$	1.0	0.01	正态
梁(柱)截面高度 $h_b(h_c)$	1.0	0.02	正态
风荷载	0.998	0.193	极值 I 型
结构自重	1.05	0.06	正态
槽内水重	1.00	0.05	对数正态

4 可靠度计算步骤及计算实例

4.1 可靠度计算步骤

根据上面提出的渡槽结构位移可靠度的分析模型,采用按 Monte-Carlo 模拟和有限元相结合的方法对渡槽结构的位移可靠度进行计算分析。具体计算步骤如下:

(1) 根据渡槽结构上作用的荷载和构件截面尺寸等随机变量的标准值乘以各自的均值系数,求得各随机变量的均值 μ_{xi} ($i=1,2,\dots,n$) 和均方差 σ_{xi} ;

(2) 根据各基本变量的统计参数 μ_{xi}, σ_{xi} 及其概率分布类型,采用 Monte-Carlo 模拟法抽样产生一系列符合各自概率分布类型的随机数列,这里认为各随机变量之间相互独立;

(3) 将构件截面尺寸的随机数列作为结构构件的实际截面尺寸,作用荷载的随机数列作为结构上作用的实际荷载,按有限单元法求解结构的顶点位移和层间位移;

(4) 判断水平位移限值与位移计算值的相对大小,若计算值大于限值,则结构失效一次,若计算值小于限值,则结构可靠;

(5) 重复第(2)至(4)步 N 次,每一次模拟,都经过一次判断,如果位移计算值大于限值,则结构失效次数 n_f 增加一次,当 N 次模拟结束后,利用公式 $P_f = n_f/N$ 可求得结构的失效概率,进而求出结构的位移可靠指标 β 。

4.2 计算实例及分析

某钢筋混凝土简支梁式渡槽^[11],槽架支柱截面尺寸为 300 mm × 400 mm,

槽架梁截面尺寸为 250 mm × 400 mm,槽架柱中心距为 3.16 m。渡槽槽架梁、柱混凝土强度等级均为 C20,其弹性模量为 $E_c = 2.55 \times 10^4$ MPa。各层结点上作用的荷载如图 1 所示。

根据前述计算方法和计算步骤,求得槽内无水和槽内有水时,在不同位移控制指标下的失效概率 P_f 和可靠指标 β ,本文以 20 万次模拟结果作为渡槽结构位移失效

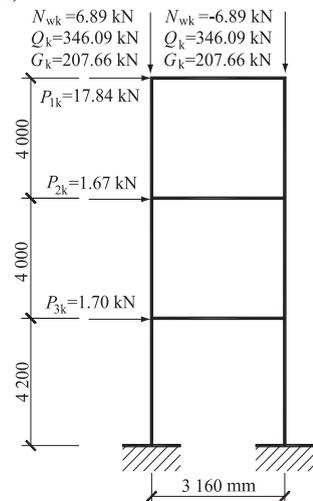


图 1 渡槽槽架结构分析模型

Fig. 1 The analytical model of an aqueduct frame structure

概率的最终估算值,计算结果如表2所示。

表2 渡槽结构在风荷载下的位移可靠度

Table 2 Displacement reliabilities of aqueduct structure in wind load

位移计算控制指标	槽内满水		槽内无水		
	P_f	β	P_f	β	
顶点位移	1/450	0.0961×10^{-2}	3.103	0.0861×10^{-2}	3.135
	1/500	0.2543×10^{-2}	2.802	0.2482×10^{-2}	2.810
	1/550	0.4645×10^{-2}	2.602	0.4680×10^{-2}	2.599
层间位移	1/450	0.2661×10^{-2}	2.787	0.2559×10^{-2}	2.800
	1/500	0.5262×10^{-2}	2.559	0.5203×10^{-2}	2.563
	1/550	1.0860×10^{-2}	2.296	1.0560×10^{-2}	2.306

由表2的计算结果可以看出:

(1) 结构顶点位移和层间位移的可靠指标随着位移控制限值的减小而减小。对于顶点位移,当位移控制指标由1/450降低到1/550,其可靠指标由3.1降低到2.6,降低幅度为0.5左右,失效概率的变化为1个数量级;对于层间位移,当位移控制指标由1/450降低到1/550,其可靠指标由2.8降低到2.3,降低幅度也为0.5左右。根据上述计算结果,并参考我国相关规范的规定,本文建议可以1/550作为渡槽槽架结构的顶点位移和层间位移的控制指标值。

(2) 槽架结构顶点位移和层间位移的可靠度计算结果表明:对于同一位移限值,不论是槽内满水还是槽内无水,层间位移的失效概率明显高于结构顶点位移的失效概率,其可靠指标相差约为0.3左右。这主要是由于在风荷载作用下,槽架结构的变形以剪切变形为主,结构底部的层间位移一般大于上部的层间位移。就本例而言,中间一层的层间位移最大,底层的次之,而顶层的层间位移最小,从而使得结构层间位移往往不能满足要求,而结构底顶点位移则相对较小,导致结构顶点位移的失效概率较小,而层间位移的失效概率则相对较大。说明只要渡槽槽架结构的层间位移满足可靠度的要求,在同一位移限值的要求下,其顶点位移的可靠度一般也能满足要求。

(3) 在同一位移限值下,不论是顶点位移还是层间位移,由槽内满水和槽内无水不同工况求得的失效概率和可靠指标基本一致,说明尽管槽内水体引起的竖向荷载较大,但它使槽架结构产生的侧向变形很小,对其位移可靠度基本上没有多大影响。

5 结 语

本文以渡槽槽架结构的顶点位移和层间位移作为控制标准,提出了渡槽结构在风荷载作用下位移

控制的可靠度分析模型。基于现行相关规范的规定,根据各种设计参数的随机特征,对渡槽结构体系位移控制的可靠度进行了研究。计算结果表明:在同一位移控制限值下,槽内满水和槽内无水的可靠度水平基本一致,说明槽内水体对渡槽槽架结构水平位移的可靠度影响不大。在同一位移控制限值下,层间位移的可靠度小于顶点位移的可靠度。

与渡槽结构体系承载力可靠度(另文介绍)计算结果相比,在风荷载作用下,顶点位移控制的可靠度与其基本相当,但以层间位移控制的可靠度小于渡槽结构体系的承载力可靠度。因此,本文建议对于渡槽这种柔性结构的设计,应首先以层间位移作为控制指标确定结构构件的截面尺寸,使其满足侧向刚度的要求,然后再按承载力要求进行截面配筋计算。此时,不仅可以充分发挥材料的强度,同时结构的侧移刚度也满足要求,并与设计要求相差不大,从而使设计的渡槽结构在不同控制指标下具有较佳的可靠度一致性,必然达到节约材料且满足各项设计要求的目的。

参考文献:

- [1] GB 50009-2001, 建筑结构荷载规范[S].
- [2] DL/T 5077-1997, 水工建筑物荷载规范[S].
- [3] 赵国藩. 工程结构可靠性理论与应用[M]. 大连:大连理工大学出版社, 1996.
- [4] 张相庭. 高层建筑抗风抗震设计计算[M]. 上海:同济大学出版社, 1997.
- [5] 徐培福. 复杂高层建筑结构设计[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2005.
- [6] JGJ 3-2002, 高层建筑混凝土结构技术规程[S].
- [7] 黄振兴, 程学文, 侯建国. 水工钢筋混凝土结构可靠度分析和分项系数确定——《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》附件二[C]//水利水电工程结构可靠度设计统一标准专题文集. 成都:四川科学技术出版社, 1994:34-62.
- [8] 张相庭. 工程结构风荷载理论和抗风计算手册[M]. 上海:同济大学出版社, 1990.
- [9] 陈英俊, 于希哲. 风荷载计算[M]. 北京:中国铁道出版社, 1998.
- [10] 张学易. 水工混凝土的强度特性[C]//水利水电工程结构可靠度设计统一标准专题文集. 成都:四川科学技术出版社, 1994:63-67.
- [11] 赵文华, 陈德亮, 颜其照, 等. 渡槽(第二版)[M]. 北京:水利电力出版社, 1989.