

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2025.06.005

考虑强健性的下承式刚架系杆拱桥 设计评估与优化

陈建峰¹, 廖卫保², 吴庆雄³, 陈康明³, 王渠³

(1. 厦门路桥百城建设投资有限公司, 厦门 福建 361200;

2. 中铁大桥局集团有限公司, 武汉 湖北 430050; 3. 福州大学 土木工程学院, 福州 福建 350108)

摘要: 下承式刚架系杆拱桥的强健性设计对保障结构在吊杆断裂等突发状况下的安全至关重要。为建立有效的强健性设计与优化方法, 以一座 85 m 下承式刚架系杆拱桥为工程背景, 提出拱桥强健性设计基本流程和设计规定。通过悬吊桥面系简化计算方法结合全桥杆系模型开展分析, 对原桥加劲纵梁的强健性进行评估与优化。研究结果表明: 强健性设计计算流程适用性良好, 其分析规定为横向折减系数: 1、2、3 车道 (>3 车道按 3 车道布载) 分别取 1.0、0.75 和 0.52; 恒载与活载分项系数分别取 1.2、0.9。原桥加劲纵梁弯矩安全系数为 0.15~0.17、剪力安全系数为 0.71~0.82, 强健性不足, 无法抵抗吊杆断裂冲击。优化后加劲纵梁需满足抗弯刚度 $EI \geq 9.90 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$, 抗剪刚度 $GA \geq 5.06 \times 10^6 \text{ kN}$, 方可使悬吊桥面系满足强健性要求。

关键词: 下承式刚架系杆拱; 强健性设计; 悬吊桥面系简化计算方法; 加劲纵梁; 结构优化

中图分类号: U448.22

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2025)06-0032-08

Robustness Design Analysis and Structural Optimization of Through Rigid-framed Tied Arch Bridge

CHEN Jianfeng¹, LIAO Weibao², WU Qingxiong³, CHEN Kangming³, WANG Qu³

(1. Xiamen R&B Baicheng Construction Investment Co., Ltd., Xiamen, Fujian 361200, China;

2. China Railway Major Bridge Engineering Group Co., Ltd., Wuhan, Hubei 430050, China;

3. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou, Fujian 350108, China)

Abstract: The robustness design of through rigid-frame tied-arch bridges is crucial for ensuring structural safety under unexpected events such as hanger rupture. To establish an effective robustness design and optimization method, an 85 meter through rigid-frame tied-arch bridge was taken as the engineering case study. The basic procedure and design specifications for bridge robustness were proposed. By employing a simplified calculation method for the suspended deck system combined with a global bar-system model, analysis was carried out, and the robustness of the original stiffening longitudinal girder was evaluated and optimized. The research results show that the robustness design calculation process has good applicability. The specified analysis parameters are as follows. Transverse reduction coefficients for 1, 2, and 3 lanes (with more than 3 lanes arranged as 3 lanes) are 1.0, 0.75, and 0.52, respectively, and the partial factors for dead load and live load are 1.2 and 0.9, respectively. The original stiffening longitudinal girder exhibited insufficient robustness, with bending moment safety factors of 0.15~0.17 and shear safety factors of 0.71~0.82, making it unable to resist impact from hanger fracture. After optimization, the stiffening longitudinal girder must meet the requirements of flexural stiffness $EI \geq 9.90 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$ and shear stiffness $GA \geq 5.06 \times 10^6 \text{ kN}$ to ensure the suspended deck system satisfies robustness requirements.

Keywords: through rigid-frame tied arch bridge; robustness design; simplified calculation method for suspension deck systems; stiffened longitudinal beams; optimisation

收稿日期: 2025-06-08

修稿日期: 2025-07-14

基金项目: 国家自然科学基金项目(52578183)

作者简介: 陈建峰(1980—), 男, 高级工程师, 主要从事路桥、市政、公路等工程设计及管理工作。E-mail: 51653756@qq.com

通讯作者: 王渠(1989—), 男, 博士, 高级实验师, 主要从事钢结构与组合结构桥梁研究工作。E-mail: wangqu1989@qq.com

拱桥按结构体系可分为三大类,包括简单体系拱桥、组合体系拱桥和刚架系杆拱桥,其中刚架系杆拱桥因拱肋和桥墩固结、不设支座、系杆刚度小、受力性能良好等优点而被广泛应用^[1]。随着刚架系杆拱桥服役年限的不断增长,部分拱桥因车辆荷载和自然环境等因素出现吊杆疲劳断裂或腐蚀断裂,从而导致悬吊桥面系发生落梁甚至坍塌的安全事故^[2-4]。这其中的主要原因在于,拱桥在设计之初,对于拱桥强健性设计的重视度不足,所谓强健性设计,就是保证桥梁在吊杆断裂等偶然荷载作用下,不发生落梁甚至结构坍塌的安全事故^[5-7]。

从断索事故发生以来,学者们已陆续开展了拱桥的强健性设计研究,吴庆雄等^[8-9]为简化吊杆断裂后拱桥剩余结构动力响应计算过程,建立了强健性分析过程中的等效静力计算方法和悬吊桥面系简化计算方法。聂尚杰等^[10]针对大跨径中、下承式拱桥开展了强健性设计方法分析,并以工程实例为背景,得到了拱桥强健性评价的定量指标。邓育林等^[11]通过建立大跨度中承式钢管混凝土拱桥有限元模型,开展吊杆对称破断与不对称破断下桥面板梁的强健性研究。邑强等^[12]以非对称斜吊杆异形人行拱桥为研究对象,开展了单根吊杆失效时桥梁的强健性分析。何涛等^[13]以某三索面系杆拱桥为研究对象,研究不同位置的吊杆断裂对主梁和拱肋的线形、应力以及剩余吊杆内力的影响。范冰辉等^[14]以飞鸟式拱桥为工程背景,提出立柱节点部分筒支体系局部加强方法,为该桥型的强健性设计和改造提供了可行的途径。陈康明等^[15]提出了悬吊桥面系强健性加固结构,并讨论了精轧螺纹钢预紧力、开孔钢板厚度和材质对强健性加固结构受力性能的影响。

为此,本研究以一座85 m下承式刚架系杆拱桥为工程背景,开展拱桥结构强健性设计计算方法研究,提出该方法的计算流程和基本规定,结合相关规范进行实桥强健性验算分析,最后通过对强健性不足的加劲纵梁结构开展强健性优化,以使得结构能够满足强健性要求,研究成果可为后续强健性设计验算提供理论参考。

1 工程概况

某计算跨径为85 m的下承式刚架系杆拱桥,矢跨比为1/5,拱轴线形采用二次抛物线。拱肋截面为哑铃型,高度为2.1 m。钢管直径采用900 mm,钢管壁厚14 mm,钢材采用Q345,管内填充C40混

凝土。桥面宽度为3 m人行道+1.5 m纵梁+15 m行车道+1.5 m纵梁+3 m人行道,其中拱肋间距为16.5 m。设计荷载为公路I级,双向四车道。横撑由中间一道一字型横撑和两边各一道K撑组成,横撑管径取为550 mm,壁厚取为12 mm,管内不填充混凝土。

纵梁和端横梁为箱梁截面,中横梁为矩梁截面,三者均采用C50混凝土。桥面板采用空心板,C50混凝土。吊索采用OVM成品吊索,索体采用FES(FD)7-73低应力防腐索体,吊杆间距为5 m。

系杆为柔性系杆,预应力钢束采用ASTMA416标准270级标准强度为1 860 MPa的高强度低松弛钢绞线,每肋102束 ϕ 15.24钢绞线,全桥共204束。

总体布置图如图1所示。

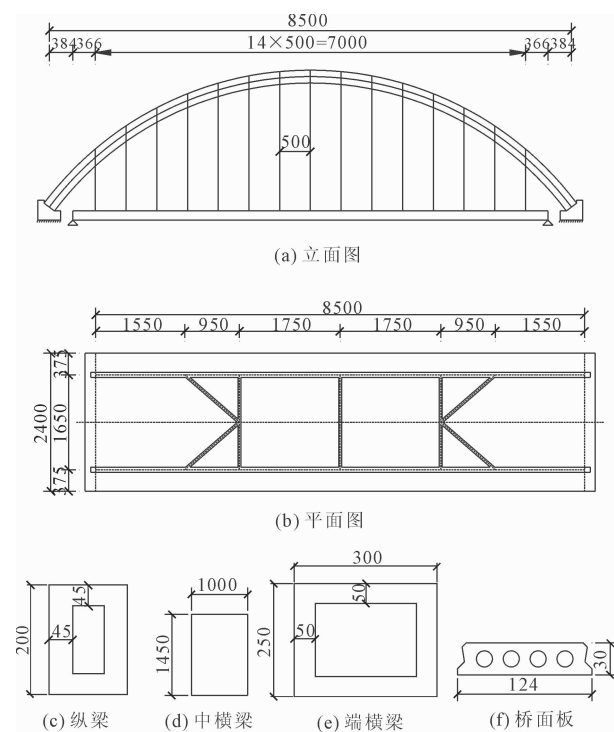


图1 某跨径85 m下承式刚架系杆拱桥布置图(单位:cm)

2 强健性设计计算理论

所谓拱桥强健性设计,即保证拱桥在吊杆发生断裂时,拱桥悬吊桥面系不出现落梁甚至坍塌的风险^[5]。为此,本文采用悬吊桥面系简化计算方法开展已有工程实桥在吊杆断裂冲击作用下的强健性验算。

2.1 悬吊桥面系简化计算方法

下承式刚架系杆拱悬吊桥面系简化计算方法基于弹性支撑连续梁理论,将桥面系简化为弹性连续

梁,通过对计算长度的折减,得到的简化计算方法。针对不同的吊杆断裂情况,简化计算模型如图 2 所示,简化计算公式如式(1)一式(15)所示^[8]。

(1) 短吊杆断裂工况

$$M_n = \frac{\Delta_{n,p}}{\delta_{n,n}} \quad (1)$$

$$\delta_{n,n} = \frac{D+2L}{3EI} + c_n \left(\frac{1}{L} + \frac{1}{L+D} \right)^2 \quad (2)$$

$$\Delta_{n,p} = \frac{1}{EI} \left[\frac{N_D DL [2D^2 + L(3D+L)]}{6(L+D)^2} \right] -$$

$$c_n R_n \left(\frac{1}{L} + \frac{1}{L+D} \right) \quad (3)$$

(2) 次短吊杆断裂工况

$$\begin{pmatrix} \delta_{n,n} & \delta_{n,n+1} \\ \delta_{n+1,n} & \delta_{n+1,n+1} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} M_n \\ M_{n+1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \Delta_{n,p} \\ \Delta_{n+1,p} \end{pmatrix} \quad (4)$$

$$\delta_{n,n} = \frac{D+2L}{3EI} + c_n \left(\frac{1}{2L} + \frac{1}{D} \right)^2 + c_{n+1} \left(\frac{1}{2L} \right)^2 \quad (5)$$

$$\delta_{n+1,n} = \delta_{n,n+1} = \frac{L}{3EI} - \frac{c_n}{2L} \left(\frac{1}{2L} + \frac{1}{D} \right) - \frac{3c_{n+1}}{4L^2} \quad (6)$$

$$\delta_{n+1,n+1} = \frac{L}{EI} + \frac{c_n}{4L^2} + \frac{9c_{n+1}}{4L^2} + \frac{c_{n+2}}{L^2} \quad (7)$$

$$\Delta_{n,p} = \frac{N_D L^2}{4EI} - c_n R_n \left(\frac{1}{2L} + \frac{1}{D} \right) + \frac{c_{n+1} R_{n+1}}{2L} \quad (8)$$

$$\Delta_{n+1,p} = \frac{N_D L^2}{4EI} + \frac{c_n R_n}{2L} - \frac{3c_{n+1} R_{n+1}}{2L} \quad (9)$$

(3) 长吊杆断裂工况

$$\begin{pmatrix} \delta_{n,n} & \delta_{n,n+1} \\ \delta_{n+1,n} & \delta_{n+1,n+1} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} M_n \\ M_{n+1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \Delta_{n,p} \\ \Delta_{n+1,p} \end{pmatrix} \quad (10)$$

$$\delta_{n,n} = \frac{L}{EI} + \frac{4c_{n-1} + 9c_n + c_{n+1}}{4L^2} \quad (11)$$

$$\delta_{n+1,n} = \delta_{n,n+1} = \frac{L}{3EI} - \frac{3}{4L^2} (c_n + c_{n+1}) \quad (12)$$

$$\delta_{n+1,n+1} = \frac{L}{EI} + \frac{c_n + 9c_{n+1} + 4c_{n+2}}{4L^2} \quad (13)$$

$$\Delta_{n,p} = \frac{N_D L^2}{4EI} - \frac{3c_n R_n - c_{n+1} R_{n+1}}{2L} \quad (14)$$

$$\Delta_{n+1,p} = \frac{N_D L^2}{4EI} + \frac{c_n R_n - 3c_{n+1} R_{n+1}}{2L} \quad (15)$$

式(1)一式(15)中: $\delta_{n,n}$ 是力法基本结构中吊杆 n 处作用 $M_n = 1$ 引起的吊杆 n 两侧梁的相对转角; $\Delta_{n,p}$ 是力法基本结构中由外荷载作用引起的吊杆 n 两侧梁的相对转角; c_n 是断裂吊杆 n 的柔度系数; R_n 是外荷载作用在基本结构上引起的吊杆 n 处对应的支承反力; N_D 为考虑吊杆断裂冲击的吊杆作用力; L 是吊杆之间的距离; D 是断裂的边吊杆和加劲纵梁端点之间的距离; E 是加劲纵梁的弹性模量; I 是加

劲纵梁的截面惯性矩; l_n 是吊杆 n 的长度; E_n 是吊杆 n 的弹性模量; A_n 是吊杆 n 的截面面积。

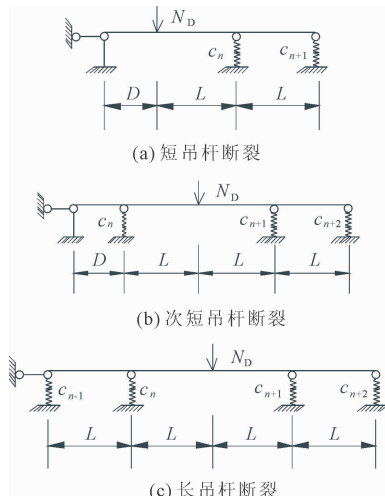


图 2 悬吊桥面系简化计算模型

2.2 强健性设计计算基本流程

下承式刚架系杆拱桥悬吊桥面系强健性设计的目标是使得加劲纵梁具备足够的刚度,保证在吊杆断裂这一偶然荷载作用下不发生断裂事故,为此本节提出下承式刚架系杆拱桥强健性设计的基本步骤,计算流程详见图 3。

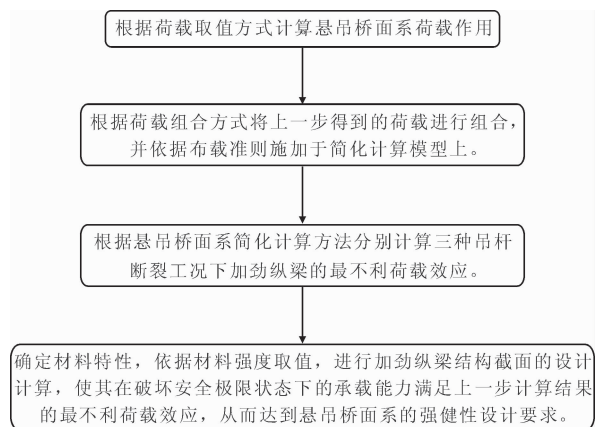


图 3 拱桥悬吊桥面系强健性设计计算流程

3 强健性设计基本规定

根据吊杆断裂这一偶然事件,基于可靠度理论^[16]进行吊杆断裂时悬吊桥面系强健性设计计算时应考虑的荷载作用类型及其组合系数的分析,以及材料计算参数的取值研究,进而得到考虑吊杆断裂的下承式刚架系杆拱桥悬吊桥面系强健性设计基本规定。

3.1 吊杆断裂事故发生率

本文总共收集到国内 391 座跨径不小于 50 m

的中、下承式拱桥相关资料。中、下承式拱桥吊杆断裂事故发生年频率统计如表1所示,发生吊杆断裂事故的拱桥共有5座,其中同时发生断索数量大于或等于1对的事故为5次,则大于等于一对吊杆断裂的年频率为 1.0×10^{-3} 次/年。

表1 中、下承式拱桥吊杆断裂事故发生年频率统计

参数	数量/座	总服役年限/年	吊杆断裂事故/次	事故频率/(次·年 ⁻¹)
结果	391	5457	5	1.0×10^{-3}

3.2 结构可靠性指标分析

根据概率统计法将桥梁结构的基准期 $T = 100$ 年简化成 r 个等时间段的矩形波过程,每个阶段长度定义成偶然事件的持续时间,如图2所示。每个阶段偶然事件的概率设为 λ ,且 r 个阶段是相互独立的,所以可用二项分布表示设计基准期内偶然事件出现 k 次的概率为:

$$P(X = k) = \frac{(\lambda T)^k}{k!} e^{-\lambda T} \quad (16)$$

假设结构极限承载能力状态设计所对应的失效概率为 p_{JT} ;结构按破坏安全极限状态设计时所对应的结构失效概率为 p_f 。同时,假定偶然事件的发生会使结构发生局部破坏,但剩余结构能重新具有随机性的承载能力,而不发生进一步的破坏。故剩余结构具有安全抵抗一次吊杆断裂作用的概率为 $1 - p_f$,结构能安全承受 k 次偶然事件作用的概率为 $(1 - p_f)^k$ 。

设 p_{sT} 为 p_{JT} 逆事件概率,则承载能力极限状态的失效概率可用下式所示:

$$\begin{aligned} p_{JT} &= 1 - p_{sT} = 1 - \sum_{k=0}^{\infty} \frac{(\lambda T)^k}{k!} e^{-\lambda T} \cdot (1 - p_f)^k \\ &= 1 - e^{-\lambda T} \sum_{k=0}^{\infty} \frac{(\lambda T)^k \cdot (1 - p_f)^k}{k!} \\ &= 1 - e^{-\lambda T p_f} \end{aligned} \quad (17)$$

解得破坏安全极限状态下的失效概率为:

$$p_f = -\frac{\ln(1 - p_{JT})}{\lambda T} \quad (18)$$

上式按幂级数展开,近似取幂级数展开式第一项,并将基准期内偶然事件的平均发生率 λT 视为 p_0 ,则可将式(18)等效为:

$$p_f \approx -\frac{p_{JT}}{\lambda T} = -\frac{p_{JT}}{p_0} \quad (19)$$

则破坏安全极限状态的可靠性指标 β 可如式(20)表示,与ASCE^[17]中所推荐的公式一致。

$$\beta = \Phi^{-1}\left(\frac{p_{JT}}{p_0}\right) \quad (20)$$

式中: p_{JT} 取值为表2中各种安全等级下对应的 p_f 值; Φ 为标准正态分布函数。

表2 公路桥梁结构目标可靠性指标

破坏模式	1级		2级		3级	
	β	p_f	β	p_f	β	p_f
延性	4.7	1.29×10^{-6}	4.2	1.33×10^{-5}	3.7	1.09×10^{-4}
脆性	5.2	1.08×10^{-7}	4.7	1.29×10^{-6}	4.2	1.33×10^{-5}

3.3 荷载分项系数取值

对于不同的材料和结构构件,若均采用相同的永久作用分项系数 γ_G 和汽车荷载作用分项系数 γ_Q 值,其抗力分项系数 γ_R 也会因为构件不同而导致设计的可靠度指标与原先的不一致,所以需要根据满足前述两者可靠度指标相差最小的原则,采用最小二乘法,进行最优分项系数的取值。为计算出构件各分项系数达到最佳数值,即应满足下式 I 值为最小。

$$I = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m \left(\frac{R_{kij}^* - R_{kij}}{R_{kij}^*} \right)^2 = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m \left(1 - \frac{R_{kij}}{R_{kij}^*} \right)^2 \quad (21)$$

式中: R_{kij}^* 为采用可靠度理论得到的抗力标准值; R_{kij} 为抗力标准值。

取一组 γ_G 和 γ_Q 值计算 I 值时,式(21)右侧有60组数据,具体为:①5种结构受力状态:受压(轴心)、受拉(轴心)、受弯、受压(偏心)、受剪;②2种汽车运行状态(一般运行状态和密集运行状态);③公路桥梁恒、活载6种效应比值(0.10、0.25、0.50、1.00、1.50和2.50);三者计算变量的乘积为60。

其中恒载效应分项系数不会因不同作用效应组合而不同,所以取恒载分项系数 $\gamma_G = 1.2$,分别取活载分项系数 $\gamma_Q = 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.1, 1.2, 1.3, 1.4$ 进行 I 的最小值计算,计算结果如图4所示。

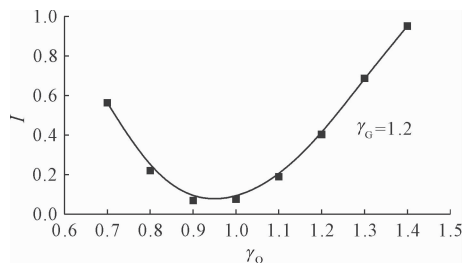


图4 I 随 γ_Q 变化规律

如图4可知,当 $\gamma_G = 1.2, \gamma_Q = 0.9$ 时, I 值最小。

3.4 活载横向折减系数取值

在计算桥梁结构某一截面的汽车荷载效应时,通常是以该截面的影响线进行最不利状况的多车道汽车布载,再根据概率性问题对各车道上车辆荷载同一时间位于最不利位置的可能性进行横向系数的

分布^[18]。由于中、下承式拱桥吊杆断裂这种偶然事件的发生率极微小,所以吊杆断裂时桥面上各车道车辆荷载同一时间位于最不利位置的概率将比断索事故发生概率来的更加小,如采用现行规范规定的横向分布系数进行悬吊桥面系强健性设计计算,则计算结果将会造成非必要的资源浪费,从经济性角度出发,需对偶然作用下的车辆荷载横向分布系数进行折减。

依据《城市桥梁设计规范》^[19](CJJ11—2011)中对于车辆荷载横向折减系数的取值计算方法,进行偶然作用下横向折减系数的折减计算。根据加拿大相关统计调查^[20],桥面上观测重量 W_{\max} 和平均值 u 与标准差 σ 之间的关系式如下:

$$W_{\max,m} = u + 35\sigma \quad (22)$$

其中变异系数满足下式要求:

$$C_v = \frac{\sigma}{u} = 0.1 \sim 0.3 \quad (23)$$

假设同时有 n 辆重量至少为 $W_{\max,m}$ 的重车同一时间处于全桥的 m 车道上,其中车重 $W_{\max,m}$ 大小满足下式:

$$W_{\max,m} = u + \gamma\sigma \quad (24)$$

根据正态分布,重车的频率分布曲线如图 5 所示,其中阴影部分表示车重大于 $u + \gamma\sigma$ 的全部重车出现的概率 $g(\gamma)$ 。

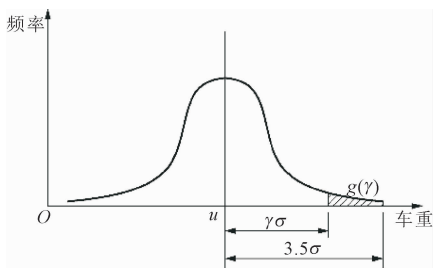


图 5 重载频率分布曲线

故车辆荷载横向 m 车道的折减系数 m_f 为:

$$m_f = \frac{W_{\max,m}}{W_{\max}} = \frac{u + \gamma\sigma}{u + 3.5\sigma} \quad (25)$$

将式(23)代入式(25)得:

$$m_f = \frac{1 + \gamma C_v}{1 + 3.5 C_v} \quad (26)$$

通过对于中、下承式拱桥发生吊杆断裂桥面上车辆荷载的分布情况进行统计调查,结果表明,吊杆断裂时桥面车辆荷载并非是以最不利状态进行分布,其分布明显是随机性的,故可确定吊杆断裂和车辆荷载分布之间是相互独立的。

设每辆汽车驶过相应截面的时间为 t ,单位为 s ,

一天有车辆通行的时间为 12 h ,一个车道 12 h 车流量为 Q ,则容易得到一天 12 h 就可分成 $M' = 43200/t$ 个时间段。因此,一天 1 个车道和 m 个车道有重量大于 $u + \gamma\sigma$ 的车辆驶过桥面的概率分别如下式表示:

$$P_i = \frac{t \cdot Q}{43200} \cdot g(r) \quad (27)$$

$$P_m = (P_i)^m = \left[\frac{t \cdot Q}{43200} \cdot g(r) \right]^m \quad (28)$$

假设一天有一对吊杆发生断裂事故,且吊杆断裂的瞬间性时间与前面定义车辆通过相应截面的持续时间一致,则可以得出在 t 时间内吊杆发生断裂事故的概率为:

$$P_d = \frac{t}{24 \times 60 \times 60} = 2.31 \times 10^{-5} t \quad (29)$$

因此,一天 12 h 内一对吊杆断裂且重量大于 $u + \gamma\sigma$ 的车辆同时出现在 m 个车道上的概率为:

$$P_m = (P_i)^m \cdot P_d = \left[\frac{t \cdot Q}{43200} \cdot g(r) \right]^m \times 2.31 \times 10^{-5} t \quad (30)$$

根据规范可知桥梁的设计基准期 T 为 100 年,所以由前面假设可知桥梁设计基准期内可分成 n 个时间段:

$$n = \frac{365 \times T \times 43200}{t} \quad (31)$$

易得, n 值很大,相对应的 P 值就很小,令 $\lambda = nP$,根据泊松定理可将二项分布式(17)极限转化为泊松分布,如式(32)所示:

$$P(X = k) = \frac{(\lambda)^k}{k!} e^{-\lambda} \quad (32)$$

通过查表^[21]及试计算可知,当 $\lambda = 0.0513$,事件不发生的概率为 95.13% ,事件发生 1 次的概率为 4.87% 、事件发生 2 次概率为 0.13% 、事件发生 3 次概率为 0.002% 、事件发生 3 次以上概率为零。由前文分析可知吊杆断裂且车辆荷载以最不利方式布载于 m 车道上的概率性极为微小,因此可选择 $\lambda = nP = 0.0513$,可得:

$$\frac{365 \times T \times 43200}{t} \left[\frac{t \cdot Q}{43200} \cdot g(r) \right]^m \times 2.31 \times 10^{-5} \times t = 0.0513 \quad (33)$$

解得:

$$g(r) = \left[\frac{0.0513t}{2.31 \times 10^{-5} t} \times \frac{1}{365 \times T \times 43200} \right]^{\frac{1}{m}} \times \frac{43200}{t \cdot Q} \quad (34)$$

我国公路最低设计速度根据《公路工程技术标准》^[22](JTG B01—2014)取值分别为:高速公路取

80 km/h、一级公路取 60 km/h、二级公路取 60 km/h、三级公路取 30 km/h、四级公路取 20 km/h。本文研究选择上述设计速度的平均值为基础数据进行计算分析,即取速度为 50 km/h。对于车辆的轴间距取值问题,《公路桥涵设计通用规范》^[23](JTG D60—2015)规定取值为 15.0 m,而《城市桥梁设计规范》^[19](CJJ11—2011)规定取值为 18.0 m,根据普遍性原则,本文选择取平均值 16.5 m 作为参数进行分析。

4 强健性设计分析

4.1 荷载作用计算

跨径为 85 m 下承式刚架系杆拱桥主要结构尺寸和材料特性详见第 1 节工程概况。根据文献[8]中所提供的荷载布置与取值,得到简化计算模型的荷载作用如表 3 所示。其中一根横梁作用于一根加劲纵梁的自重为 P_h ;加劲纵梁自重以均布荷载 q_z 方式作用于弹性支承连续梁,根据支承反力等效原则,取简化计算模型相邻各 0.5L 加劲纵梁自重以集中力 P_z 分别作用于简化计算模型两端支点;一根横梁承受桥面荷载作用于一根加劲纵梁的荷载为 P_q ;一根横梁承受车道均布荷载作用于一根加劲纵梁的荷载为 P_{d1} (两端边支承)和 P_{d2} (中间支承),断裂吊杆处横梁承受车道集中荷载作用于一根加劲纵梁的荷载为 P_D 。吊杆冲击力即为各吊杆断裂所对应的初始索力乘上动力放大系数,即等效静力计算法^[9],等效静力计算法分析模型如图 6 所示,开展恒载作用下实桥全桥杆系模型分析,得到短吊杆、次短吊杆和长吊杆在恒载作用下的初始索力,则各吊杆断裂时所对应的等效静力值为初始索力的 1.8 倍。

表 3 下承式刚架系杆拱桥悬吊桥面系荷载作用取值

项目	荷载	
恒载	横梁自重 P_h	241.5 kN
	加劲纵梁均布荷载 q_z	8 kN/m
	L/2 加劲纵梁自重 P_z	20 kN
	桥面荷载 P_q	364.8 kN
活载	车道荷载集中力 P_D	540.0 kN
	车道荷载集中力 P_{d1}	157.5 kN
	车道荷载集中力 P_{d2}	78.8 kN
吊杆冲击力	短吊杆 N_{D1}	1720 kN
	次短吊杆 N_{D2}	1793 kN
	长吊杆 N_{D3}	1722 kN

4.2 荷载效应计算

根据第 2.1 节悬吊桥面系简化计算方法分别计算短吊杆、次短吊杆和长吊杆断裂工况下加劲纵梁的荷载效应值,荷载作用取值如表 1,计算结果如表 4 所示。

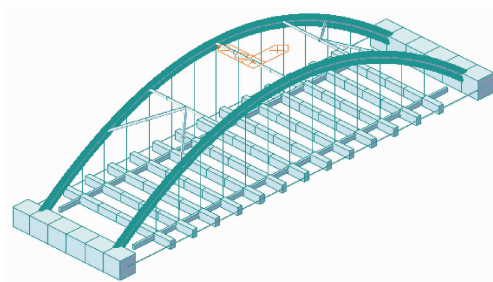


图 6 等效静力计算模型

4.3 承载能力计算

加劲纵梁材料为钢筋混凝土,其材料参数取值见表 5,截面如图 7 所示。面积 $A = 0.32 \text{ m}^2$,竖向惯性矩 $I_z = 0.017 \text{ m}^4$, $a_s = 50 \text{ mm}$, $h_0 = 700 \text{ mm}$,主筋 $A_s = 6717 \text{ mm}^2$, $A'_s = 6717 \text{ mm}^2$,箍筋 $A_{sv} = 226 \text{ mm}^2$,箍筋纵桥向间距为 100 mm。由式(35)一式(37)计算可得加劲纵梁抗弯承载能力与抗剪承载能力分别为 858 kN·m 和 1 179 kN。

表 4 加劲纵梁最不利荷载效应计算结果

断裂工况	内力	荷载效应
边吊杆	弯矩/(kN·m)	5581
	剪力/kN	1661
次边吊杆	弯矩/(kN·m)	4904
	剪力/kN	1430
中长吊杆	弯矩/(kN·m)	5244
	剪力/kN	1450

表 5 加劲纵梁材料强度取值

项目	材料	标准强度取值/MPa	增大系数	材料强度取值/MPa
混凝土	C50	32.4	1.25	40.5
钢筋	Φ25/Φ20/Φ12	335	1.25	418.8

抗弯承载能力:

$$x = \frac{f_y A_s - f'_y A'_s}{\alpha_1 f_c b} = 0 < 2a'_s = 100 \text{ mm} \quad (35)$$

$$M_u = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) = 858 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (36)$$

抗剪承载能力:

$$V_u = 0.7f_tbh_0 + \frac{A_{sv}}{s}f_{yv}h_0 = 1179 \text{ kN} \quad (37)$$

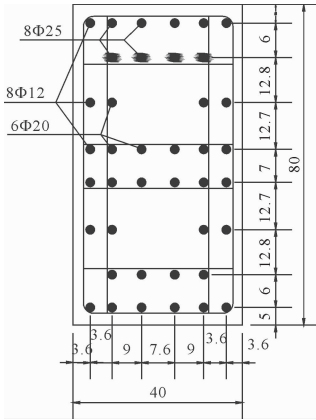


图 7 加劲纵梁横截面图(单位:cm)

4.4 强健性评估

强健性计算分析结果见表 6,其中安全系数为根据规范计算得到的承载能力极限状态下加劲纵梁最不利内力 a 与吊杆断裂冲击作用下加劲纵梁最不利内力值 b 的比值,当比值小于 1 时,说明结构在吊杆断裂后不能满足正常使用要求;当比值大于等于 1 时,结构能够承受吊杆断裂所产生的冲击作用。则由表 7 可知,在短吊杆、次短吊杆和长吊杆断裂之后,加劲纵梁弯矩安全系数为 0.15~0.17,剪力安全系数为 0.71~0.82,表明加劲纵梁在发生吊杆断裂时,其抗弯承载能力与抗剪承载能力不能满足要求,即跨径 85 m 下承式刚架系杆拱桥的悬吊桥面系强健性较差,在发生吊杆断裂后,桥面系会因为加劲纵梁失效而发生落梁甚至垮塌的事故。为此,应对加劲纵梁进行优化。

表 6 悬吊桥面系结构强健性分析

断裂工况	内力	承载能力 a	最不利效应 b	安全系数 a/b
短吊杆	弯矩/(kN·m)	858	5581	0.15
	剪力/kN	1179	1661	0.71
次短吊杆	弯矩/(kN·m)	858	4904	0.17
	剪力/kN	1179	1430	0.82
长吊杆	弯矩/(kN·m)	858	5244	0.16
	剪力/kN	1179	1450	0.81

5 优化后强健性分析

5.1 结构优化

本节进行加劲纵梁强健性改造设计,根据其受

力特点,采用工字型钢梁结构设计方案。材料为 Q345D 钢,弹性模量 $E = 2.06 \times 10^5$ MPa,剪切模量 $G = 7.9104$ MPa,材料强度取值如表 3 所示;截面形式如图 8 所示,面积为 $A = 0.064 \text{ m}^2$,竖向惯性矩 $I_z = 0.00478 \text{ m}^4$ 。由式(38)一式(39)计算可得优化后加劲纵梁抗弯与抗剪承载能力分别为 6 483 kN·m 和 5 579 kN。

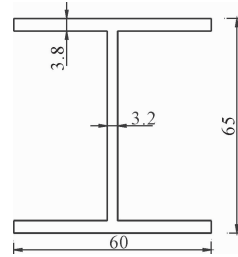


图 8 优化加劲纵梁截面图(单位:cm)

抗弯承载能力:

$$M_u = \gamma_x \times \frac{I_z}{y} \times f_M = 5595 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (38)$$

抗剪承载能力:

$$V_u = I_z \times t_w \times \frac{f_V}{S} = 4676 \text{ kN} \quad (39)$$

5.2 优化后悬吊桥面系强健性评估

优化后悬吊桥面系强健性分析结果见表 7,在短吊杆、次短吊杆和长吊杆破断之后,跨径 85 m 下承式刚架系杆拱桥加劲纵梁弯矩安全系数为 1.00~1.14,剪力安全系数为 2.82~3.27,优化后加劲纵梁在吊杆断裂后能满足正常使用要求,表明跨径 85 m 下承式刚架系杆拱桥悬吊桥面系经过加劲纵梁优化后强健性良好,在发生吊杆断裂后,桥面系不会因为加劲纵梁承载力不足而发生垮塌事故。

表 7 悬吊桥面系结构优化后强健性分析

断裂工况	内力	承载能力 a	最不利效应 b	安全系数 a/b
短吊杆	弯矩/(kN·m)	5595	5581	1.00
	剪力/kN	4676	1661	2.82
次短吊杆	弯矩/(kN·m)	5595	4904	1.14
	剪力/kN	4676	1430	3.27
长吊杆	弯矩/(kN·m)	5595	5244	1.07
	剪力/kN	4676	1450	3.22

综上所述,跨径 85 m 下承式刚架系杆拱桥悬吊桥面系满足强健性要求需要加劲纵梁的抗弯刚度至少为 $EI = 9.90 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$,抗剪刚度至少为 $GA = 5.06 \times 10^6 \text{ kN}$ 。

6 结 论

本文以一座跨径为 85 m 的下承式刚架系杆拱桥为工程背景,开展了悬吊桥面系强健性设计研究,得到如下结论:

(1) 提出了下承式刚架系杆拱桥强健性设计计算的基本流程,并给出了强健性分析的基本规定,即车辆荷载的横向折减系数:1 车道、2 车道和 3 车道 (>3 车道按 3 车道布载)分别取值为 1.0、0.75 和 0.52;荷载分项系数:恒载取值为 1.2,活载取值为 0.9。

(2) 通过建立 85 m 跨径下承式刚架系杆拱桥全桥杆系模型,计算得到了短吊杆、次短吊杆以及长吊杆在吊杆断裂的冲击力值 N_D 。

(3) 采用悬吊桥面系简化计算方法对 85 m 下承式刚架系杆拱桥开展强健性评估,结果表明,该桥梁的加劲纵梁弯矩安全系数为 0.15~0.17,剪力安全系数为 0.71~0.82,表明加劲纵梁在发生吊杆断裂时,强健性较差,无法抵抗吊杆断裂时产生的冲击作用。

(4) 对 85 m 下承式刚架系杆拱桥加劲纵梁进行结构优化,优化结果表明,跨径 85 m 下承式刚架系杆拱桥加劲纵梁的抗弯刚度至少为 $EI = 9.90 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$,抗剪刚度至少为 $GA = 5.06 \times 10^6 \text{ kN}$,其悬吊桥面系才能满足强健性要求。

参考文献:

[1] 陈宝春,刘君平.世界拱桥建设与技术发展综述[J].交通运输工程学报,2020,20(1):27-41.

[2] 林友勤,郑学善,余印根,等.基于 BP 神经网络的斜拉索损伤识别方法[J].南昌大学学报(工科版),2023,45(4):370-376.

[3] 张玉斌,樊守乾,王艳,等.异型单肋双索面人行钢拱桥吊杆张拉方案研究[J].水利与建筑工程学报,2024,22(4):165-174.

[4] 黄育凡,戴思旸,陈康明,等.考虑系杆断裂的钢管混凝土刚架系杆拱桥动力响应分析[J/OL].哈尔滨工业大学学报,1-10[2025-10-06].<https://link.cnki.net/urlid/23.1235.T.20250710.1107.006>.

[5] 范冰冰,孙琦,陈宝春,等.考虑吊杆系统性失效的多跨下承式系杆拱桥强健性设计[J].交通运输工程学报,2025,25(2):204-217.

[6] 余印根.断索作用下悬吊桥面系结构动力响应试验研究[J].水利与建筑工程学报,2021,19(6):88-93,216.

[7] 黄宛昆,吴庆雄,陈宝春.大跨径独塔斜拉桥成桥 5 年实桥试验对比分析[J].南昌大学学报(工科版),2018,40(4):343-348,363.

[8] 吴庆雄,罗健平,陈康明,等.吊杆断裂破坏安全极限状态下中、下承式拱桥悬吊桥面系简化计算方法[J].土木工程学报,2024,57(10):57-70.

[9] 陈康明,吴庆雄,罗健平,等.考虑吊杆断裂动力作用的钢管混凝土拱桥等效静力计算方法[J].土木工程学报,2023,56(6):63-74.

[10] 聂尚杰,王铨铨,刘琪,等.基于强健性的大跨径钢管混凝土刚架系杆拱桥设计[J].桥梁建设,2023,53(S1):91-97.

[11] 邓育林,汪浩,梁永旗.大跨钢管混凝土拱桥吊杆破断动力响应与结构强健性分析[J].武汉理工大学学报(交通科学与工程版),2022,46(2):275-280.

[12] 邑强,周俊龙,刘晓敏,等.非对称斜吊杆异形人行拱桥设计与关键技术研究[J].建筑结构,2022,52(S2):599-605.

[13] 何涛,杨俊.吊杆断裂对三索面系杆拱桥力学性能的影响[J].公路,2025,70(5):154-163.

[14] 范冰冰,邹金岐,陈铿,等.飞鸟式拱桥考虑系杆断索的防连续性垮塌设计[J].交通运输工程学报,2025,25(5):414-426.

[15] 陈康明,吴庆雄,罗健平,等.中、下承式拱桥悬吊桥面系强健性加固试验[J].交通运输工程学报,2022,22(6):95-113.

[16] 公路工程结构可靠度设计统一标准:GB/T 50283—1999[S].北京:中国计划出版社,1999.

[17] ASCE Standard 7-02, Minimum design loads for buildings and other structures: ASCE7-02/ANSI A58[S].The American Society of Civil Engineers, Reston VA, 2002.

[18] 彭建忠,石雪飞,周军勇.基于车道级荷载标准的多梁式桥梁汽车荷载模型研究[J].公路,2025,70(9):135-142.

[19] 城市桥梁设计规范:CJJ11—2011[S].北京:中国建筑工业出版社,2011.

[20] Jaeger L G, Bakht B. Multiple Presence Reduction Factors for Bridges [C]//Bridges and Transmission Line Structures, ASCE, 2015.

[21] 郭文英,刘强,孙阳,等.概率论与数理统计[M].北京:中国人民大学出版社,2023.

[22] 公路工程技术标准:JTG B01—2014[S].北京:人民交通出版社,2014.

[23] 公路桥涵设计通用规范:JTG D60—2015[S].北京:人民交通出版社,2015.