



# 团 体 标 准

T/SDHTS 00020—2026

## 钢管混凝土拱桥强健性设计要求

Design requirements for robustness of concrete-filled steel  
tube arch bridges

(编制说明)

此文本仅供个人学习、研究之用，未经授权，禁止  
复制、发行、汇编、翻译或网络传播等，侵权必究

2026-09-01 发布

2026-11-01 实施

山东公路学会 发布



# 钢管混凝土拱桥强健性设计要求

## 编制说明

### 一、工作概况

#### （一）任务来源

根据山东公路学会《关于发布第一批山东公路学会标准立项计划的通知》（鲁公学会[2023]6号），《钢管混凝土拱桥技术规程》为团体标准制定项目, 立项编号：2023-17。

#### （二）任务分工

山东高速建设管理集团有限公司：负责制定总体技术路线，组织协调，推进文件编制；具体负责文件第1章～第2章的编制工作。

山东省交通规划设计院集团有限公司：负责协助制定编制总体框架；具体负责文件第3章～第4章的编制工作。

福州大学：负责文件第6章的编制工作。

山东省公路桥梁建设集团有限公司：负责文件第5章的编制工作。

#### （三）制定背景

世界上首座钢管混凝土拱桥诞生于前苏联地区，但该桥型在桥梁工程领域的规模化应用则始于中国。1990年，我国首座钢管混凝土拱桥——四川旺苍大桥建成通车，标志着我国在钢管混凝土结构理论研究与实际工程应用上实现了全新突破。钢管混凝土在拱桥上的应用，同时解决了高强度材料应用和施工两大难题，且恰逢我国大规模的基础设施的发展契机，推动了钢管混凝土拱桥在我国快速发展。据不完全统计，截止到2023年，已建和在建的跨径不小于50m的钢管混凝土拱桥已近500座。

随着钢管混凝土拱桥在我国的大规模应用与工程经验不断积累，相关领域的科学研究持续深入，现已形成较为完善的钢管混凝土拱桥设计计算理论基本体系。在标准规范编制方面，福州大学于2011年牵头编制福建省地方标准 DBJ/T 13-136—2011《钢管混凝土拱桥技术规程》，并于2013年完成了国家行业标准 GB 50923—2013《钢管混凝土拱桥技术规程》的编制工作；四川省交通运输厅公路规划勘察设计研究院于2015年编制完成 JTG/T D65-06—2015《公路钢管混凝土拱桥设计规范》，系列规范的出台，为钢管混凝土拱桥的设计与工程建设提供了坚实的理论依据与技术支持。

当前，我国仍处于交通基础设施建设的高峰时期，钢管混凝土拱桥具备广阔的工程应用前景。随

随着社会和经济的发展，一些新材料（如 Q420 钢材）已逐渐应用到工程实际中，但现行几本钢管混凝土拱桥设计规范已颁布十年，未纳入新材料对应的设计指标，无法指导钢管混凝土拱桥的设计；同时受限于过往研究深度，尚未对悬吊桥面系强健性设计方法作出明确的规定，因此，有必要开展钢管混凝土拱桥强健性设计的制订工作，为增强钢管混凝土拱桥结构计算分析的科学性、提高建设质量、降低工程造价提供理论指导。综上，完善钢管混凝土拱桥设计规范，将有效推动山东省钢管混凝土拱桥的推广应用与技术迭代，提升工程建设经济效益与社会效益，具备重要的理论价值与工程实践意义。

#### （四）起草过程

##### 1. 立项阶段

2023 年 3 月 6 日项目立项后，由山东高速高商公路有限公司、山东省交通规划设计院集团有限公司、福州大学、山东省公路桥梁建设集团有限公司等单位组成的编制组于 3 月上旬成立。编制组进一步明确了分工安排与总体思路，正式启动文件编写工作。

2023 年 3 月-2023 年 8 月，编制组结合现阶段钢管混凝土拱桥设计和施工中的关键技术进行深入分析和研究，完成已有文件、文献资料的收集、分析和总结，并结合依托工程，开展了室内模型试验、有限元参数分析、计算方法提炼总结等工作。

2023 年 9 月-2023 年 12 月，编制组开始草案编制工作，针对钢管混凝土拱桥设计及施工技术规范的范围、术语和定义、材料、设计计算、结构构造等内容进行了详细编制。结合钢管混凝土拱桥相关研究成果和工程应用情况，经过内部多次讨论，于 2024 年 4 月完成了文件初稿编制工作。

##### 2. 初稿审查

2024 年 8 月 2 日，山东公路学会在济南组织召开了《钢管混凝土拱桥技术规程》初稿审查会议，审查委员会听取了文件编制情况汇报，对文件文本和编制说明进行了逐章、逐条审查，并提出了相应的修改意见。审查委员会提出的主要意见如下：

- （1）文件名称改为《钢管混凝土拱桥设计技术规程》。
- （2）规范性引用文件应对规范名称进行更新。
- （3）术语和定义补充球冠形脱空、月牙形脱空、脱空率、脱空角度率，强健性等术语。
- （4）7.2.2 节应补充 Q420 钢材换算系数。
- （5）7.2.3 节脱空计算公式核查，并补充 Q420 钢计算参数结果。
- （6）引用国标或行标的条文删除，直接引用即可。
- （7）条文、表格、公式编号格式按照国标要求修改。

##### 3. 征求意见

编制组根据初稿审查意见进行修改，形成了《钢管混凝土拱桥设计技术规程》（征求意见稿）。山东公路学会于2024年10月17日-11月17日组织公开征求意见，共收到22家单位关于文件范围、定位与章节设置、钢管混凝土拱桥术语、材料要求、计算理论与方法等129条意见，其中采纳117条，未采纳12条，未采纳原因主要如下：

（1）朱浩专家提出“目前已有《钢管混凝土技术规范》和《公路钢管混凝土拱桥设计规范》，适用于城市桥梁与公路桥梁中钢管混凝土拱桥的设计，本文件编制适用范围是否能调整一下”，由于铁路钢管混凝土拱桥的荷载和受力行为与城市、公路拱桥具有明显区别，因此本文件主要适用范围为城市与公路钢管混凝土拱桥，故未采纳。

（2）南京工业大学提出“钢管混凝土拱肋术语解释为主要承重单元为钢管混凝土的拱肋，类似此解释是否过于生硬，并没有鲜明的让读者明确这是一个什么结构”，由于本文件关于钢管混凝土拱肋的定义主要强调的是钢管混凝土作为拱肋的主要承重结构，一些空钢管横撑结构不属于拱肋结构范畴，故未采纳。

（3）南京工业大学提出“管内混凝土是浇注在钢管内的混凝土，又称核心混凝土。解释生硬，并且全文统一名称即可”，由于本文件关于管内混凝土的定义主要是强调其构造位置，专家提出改为核心混凝土名称偏向于受力，故未采纳。

（4）重庆大学提出“刚架系杆拱定义为：拱肋与桥墩固结，以系杆索的预加力来平衡拱部分水平推力的结构。强调了拱肋与桥墩固结，但下承式系杆拱并不一定都需要拱肋与桥墩固结”，由于下承式系杆拱桥应用相对较少，且安全冗余度不高，目前关于这类型钢管混凝土拱桥的设计基本上采用的是下承式刚架系杆拱结构体系，故未采纳。

（5）朱浩专家提出“目前许多钢管混凝土拱桥填充钢纤维混凝土，建议增加钢纤维混凝土材料”，由于钢管混凝土结构主要利用钢管来承担拉应力，管内混凝土用于抗压，在管内混凝土掺入钢纤维，从结构受力角度并不合适，性价比不高，故未采纳。

（6）中交第一公路勘察设计研究院有限公司提出“施工阶段计算是钢管混凝土拱桥计算的重要内容，其具体要求不宜放在一般规定中，建议单列一章”，由于钢管混凝土拱桥所采用的施工方法具有多样性，如斜拉悬臂扣挂法、支架法、顶推法、整体吊装法，鉴于本文件编制主要对钢管混凝土拱桥设计进行规定，故未采纳。

（7）北京交通大学和中交第一公路勘察设计研究院有限公司提出“建议增加吊索及锚头疲劳性能的设计要求和量化指标”，由于钢管混凝土吊杆与锚头疲劳性能还有待深入研究，暂未列入本文件条款中，故未采纳。

(8) 安徽省交通规划设计研究总院股份有限公司和四川省公路规划勘察设计研究院有限公司提出“JTG/T D65-06—2015《公路钢管混凝土拱桥设计规范》基本组合吊索设计应力采用 2.5 的安全系数，JTG/3365-01—2020《公路斜拉桥设计规范》基本组合斜拉索设计应力采用 1.85 的安全系数”，JTG/T D65-06—2015《公路钢管混凝土拱桥设计规范》关于吊杆采用钢丝绳的安全系数仍为 3.0，而斜拉桥为多次超静定结构体系，其安全系数可相对取低一点，故未采纳。

(9) 湖南大学提出“建议增加钢管混凝土拱桥于引桥连接位置构造与伸缩缝装置等的技术要求，该部位对拱桥长期使用和抗震能力均有较大影响”，由于本文件主要针对钢管混凝土拱结构，对附属结构（引桥连接位置构造、伸缩缝装置和排水装置）不作具体规定，可参考其他规范，故未采纳。

#### 4. 送审稿审查

编制组根据征求意见情况修改后，形成送审稿。山东公路学会于 2026 年 4 月 23 日在济南组织开展了送审稿审查会，审查委员会提出了将文件名称改为“钢管混凝土拱桥强健性设计要求”；将第 7 章结构构造部分内容调整到第 4 章相关条目；完善编制说明等修改意见。

#### 5. 报批、发布

编制组根据送审稿审查意见，修改完善形成报批稿，2026 年 5 月提交山东公路学会审核，根据审核意见修改完善后发布。

## 二、标准编制原则、主要内容及其确定依据

### (一) 编制原则

本文件按照 GB/T 1.1—2020《标准化工作导则第 1 部分：标准的结构和编写规则》的规定起草。制订本文件时充分考虑满足我国的技术发展和生产需要，充分体现行业进步和发展趋势，符合国家产业政策，可推动行业技术水平提高。

1. 协调性原则。编制组深入开展了资料调研，注重与现有标准体系的衔接，确保本文件与 GB 50923—2013《钢管混凝土拱桥技术规程》、JTG/T D65-06—2015《公路钢管混凝土拱桥设计规范》等相关国家和行业标准保持协调一致。

2. 可操作性原则。结合现有研究及实际工程，确保条文明晰、规范，便于工程应用，内容详细、明确，可操作性强。

3. 成熟性原则。文件编制前进行了充分技术论证、试验验证，并在实际工程中加以验证，文件制订内容依据充分，理论正确，验证可信，技术成熟、可靠。

4. 指标合理性原则。文件中的指标具有明确的针对性、实用性和现实性。

5. 代表性和先进性原则。文件规定了中、下承式钢管混凝土拱桥强健性设计的基本要求，同时结合实际工程，确保文件内容切实可行；能够引导钢管混凝土拱桥工程质量的改进、完善，有利于行业的持续进步。

## （二）主要内容及其确定依据

### 1. 文件适用范围

为满足山东省桥梁工程建设的需要，使钢管混凝土拱桥的设计工作符合技术先进、安全可靠、耐久适用、经济合理的要求，特制定本文件。本文件适用于山东省各级公路与市政工程钢管混凝土拱桥强健性设计。本文件所指的钢管混凝土拱桥是指以圆形钢管内浇筑混凝土为拱肋、以钢管混凝土拱肋为主要承重构件的拱桥。

### 2. 章节框架和主要内容

本文件主要包括两大部分：第一部分为通用部分，包括范围、规范性引用文件、术语和定义等内容；第二部分为钢管混凝土拱桥强健性设计部分：包括基本规定、材料、强健性设计等内容。

（1）范围：本文件编制目的、适用范围和与国家现行标准的关系的描述。

（2）规范性引用文件：本文件编制所参考的标准。

（3）术语和定义：对钢管混凝土拱肋、钢管混凝土拱桥、强健性设计、悬吊桥面系等术语和定义进行了规定。

（4）基本规定：对钢管混凝土拱桥设计的一般规定、作用和结构计算等方面进行了阐述。

（5）材料：对钢材的强度与物理性能指标、混凝土的强度和弹性模量和钢管混凝土的材料等级匹配与套箍系数进行了规定。

（6）强健性设计：对钢管混凝土拱桥悬吊桥面系强健性设计的一般规定、计算作用与作用组合、计算模型、加劲纵梁内力与承载力验算进行了规定。

### 3. 确定依据

（1）国家规范与强条：严格以国家及行业颁布的强制性条文和基础通用规范为根本准绳，确保本文件的合法性与技术底线。

（2）成熟研究成果与理论：充分吸收采纳了近年来在钢管混凝土结构、桥梁抗倒塌、冗余设计等成熟研究成果、计算理论和设计方法。

（3）试验验证与数值分析：文件中关键参数（如动力放大系数、荷载组合分项系数）的推荐值或限值，参考了针对钢管混凝土拱桥断索工况进行的缩尺模型试验和高精度非线性有限元数值模拟所获得的定量结论。

三、主要技术内容

(一) 试验验证分析及关键技术条文说明

1. 拱桥断索模型试验

(1) 模型设计

以一座跨径为 125 m 下承式钢管混凝土标准拱桥为背景，考虑试验条件等因素，采用 1:6.25 的缩尺比例设计试验模型。缩尺试验模型跨径为 20 m，矢跨比为 1/5，拱肋中心横桥向间距为 2.86 m，模型总体布置与照片见图 1～图 3。按相似比和刚度等效原则将哑铃形钢管混凝土拱桥拱肋等效为  $\Phi 325 \times 9$  mm 单圆管拱肋，管内不填充混凝土。在拱肋四分点各设置一字横撑，横撑采用  $\Phi 168 \times 6$  mm 单圆管。

桥面系由钢筋混凝土横梁与加劲纵梁组成。两纵梁中心距为 2.86 m，加劲纵梁两端设置橡胶支座。各横梁中心距为 1.72 m，全桥共 11 根横梁。试验模型取消了桥面板，而采用混凝土块进行配重，根据使标准拱桥与试验模型吊杆的应力相似比为 1 确定配重荷载大小。纵、横梁截面宽×高分别为 32 cm×18 cm 和 46 cm×23 cm。吊杆采用单根 7 $\Phi 5$  mm 的预应力钢绞线，全桥共设 11 对吊杆，纵向间距 1.72 m。每根横梁两端各由一根吊杆悬挂于拱肋。吊杆编号从左侧拱脚至右侧依次为 1#至 11#，编号示意见图 1（a）。

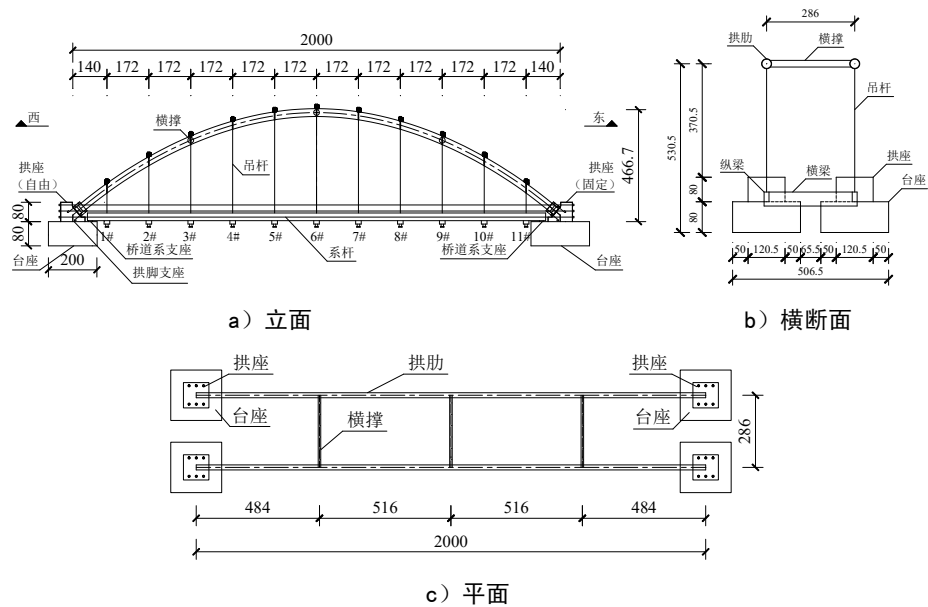


图 1 试验模型总体布置（单位：cm）

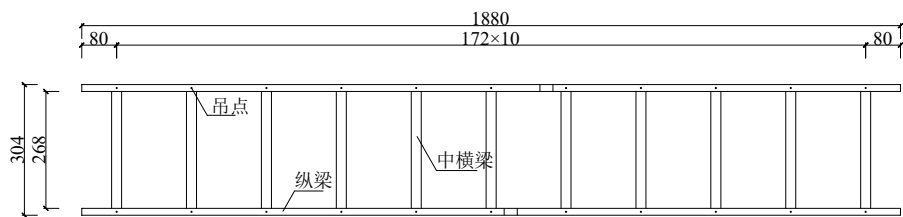


图 2 试验模型桥面系结构（单位：cm）

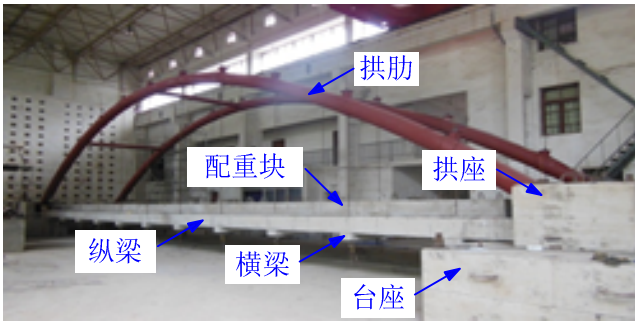
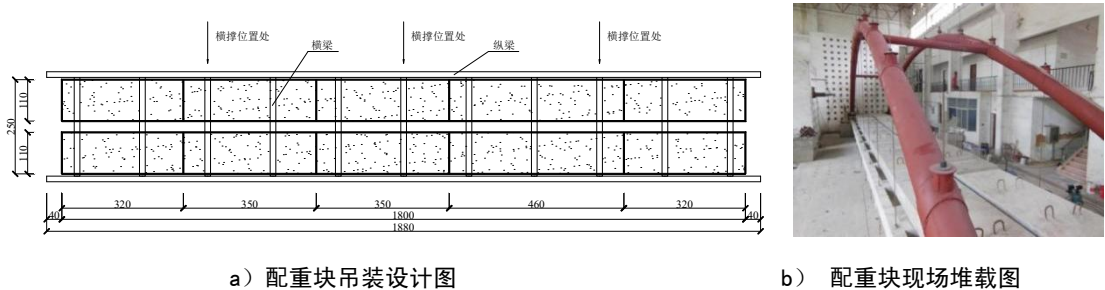


图 3 试验模型照片

（2）吊杆断裂工况

加载用配重荷载的确定：根据原型桥图纸可知，该桥在成桥时受到的荷载作用下，各个吊杆的平均受力为 655 kN，除边吊杆外均采用 85  $\phi$  7 mm（边吊杆采用 91  $\phi$  7 mm）镀锌高强度低松弛预应力钢丝，吊杆平均应力为 200 MPa。依据相似比等效原则，将试验模型的吊杆应力比定为 1，模型吊杆选用公称直径  $\phi$  12.7 mm 的标准型钢绞线（截面积 98.7 mm<sup>2</sup>）。试验采用全桥面堆载配重块的方式实现荷载模拟，配重块整体尺寸为长 18 m、宽 2.2 m、高 0.31 m，统一布置于桥面系横梁上方，如图 4 所示。



a) 配重块吊装设计图

b) 配重块现场堆载图

图 4 配重块堆放

恒载作用下，各吊杆力见图 5，最大吊杆力为 22 kN。为判定同一断面处两根吊杆非同时还是同时断裂对剩余结构的冲击作用大，本模型试验先分别进行 1#短吊杆和 6#长吊杆发生横桥向单根吊杆断裂、两根吊杆相继断裂和同时断裂三种工况试验。虽然实际中、下承式钢管混凝土拱桥常发生短吊杆断裂事故，但考虑到钢管混凝土拱桥长吊杆发生断裂时，剩余结构产生的动力响应幅值有可能大于短吊杆断裂时的，因此，本文件逐一进行 1#至 6#吊杆断裂试验，研究采用第二类悬吊桥面系的钢管混凝土拱

桥在不同吊杆断裂时冲击荷载作用下剩余结构的动力响应。由于同一断面处两吊杆同时断裂时剩余结构的动力响应幅值较大，因此，依次进行 1#至 6#吊杆断裂试验时均假定同一根横梁两端的两根吊杆同时断裂。

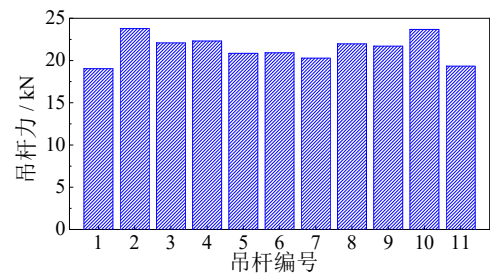


图 5 恒载作用下各吊杆索力

(3) 测点布置

试验模型的测点布置见图 6 和图 7。采用压力传感器控制吊杆张拉力，并测试某一吊杆断裂过程中，剩余吊杆的索力变化情况。每根吊杆均布置一个传感器，压力传感器安装于各吊杆的横梁锚固点处。分别采用位移计和应变片测量吊杆断裂过程中拱肋与桥面系的位移和应变，位移计与应变片均布置在吊杆的拱肋与横梁锚固点处，并在每一拱肋的拱脚处布设 2 个应变测点，在每一拱脚处布设 1 个水平位移测点。由于对称性，本试验仅在试验模型的单侧布置上述位移与应变测点。本试验桥面系和拱肋分别布设了 22 个和 26 个应变测点，拱肋与桥面系分别布设了 13 个和 11 个位移测点。



图 6 测点现场布置

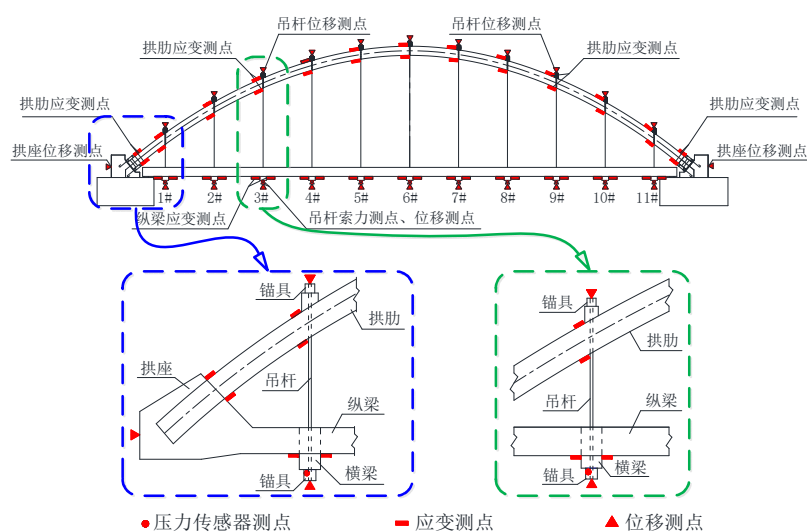


图7 测点布置示意

#### (4) 试验结果与分析

各个工况下最不利吊杆索力时程曲线见图8。从图中可以看出，1#吊杆断裂时，2#索初始轴力为23.18 kN，在断索冲击作用下轴力最大值为35.68 kN，发生在吊杆断裂后约0.075 s；2#吊杆断裂时，3#索初始轴力为22.79 kN，在断索冲击作用下轴力最大值为37.07 kN，发生在吊杆断裂后约0.1 s；3#吊杆断裂时，2#索初始轴力为20.77 kN，在断索冲击作用下轴力最大值为37.00 kN，发生在吊杆断裂后约0.225 s；4#吊杆断裂时，3#索初始轴力为22.09 kN，在断索冲击作用下轴力最大值为38.97 kN，发生在吊杆断裂后约0.15 s；5#吊杆断裂时，4#索初始轴力为21.16 kN，在断索冲击作用下轴力最大值为39.64 kN，发生在吊杆断裂后约0.1 s；6#吊杆断裂时，5#索初始轴力为22.15 kN，在断索冲击作用下轴力最大值为39.14 kN，发生在吊杆断裂后约0.15 s。

从吊杆轴力时程曲线可以看出，不同工况下，当吊杆断裂时，与断裂吊杆相邻的最不利吊杆均出现了明显的动力响应振荡现象，在断索时刻的极短时间之内索力值瞬间提高至最大值，随后振荡逐渐衰减至稳态。图9给出了各工况下断索过程中出现的吊杆轴力最大值，可以看出，不同工况下，当2#次吊杆断裂时，相邻的3#吊杆索力增大至所有工况的最大值39.07 kN，因此，次短吊杆断裂对吊杆最为不利。

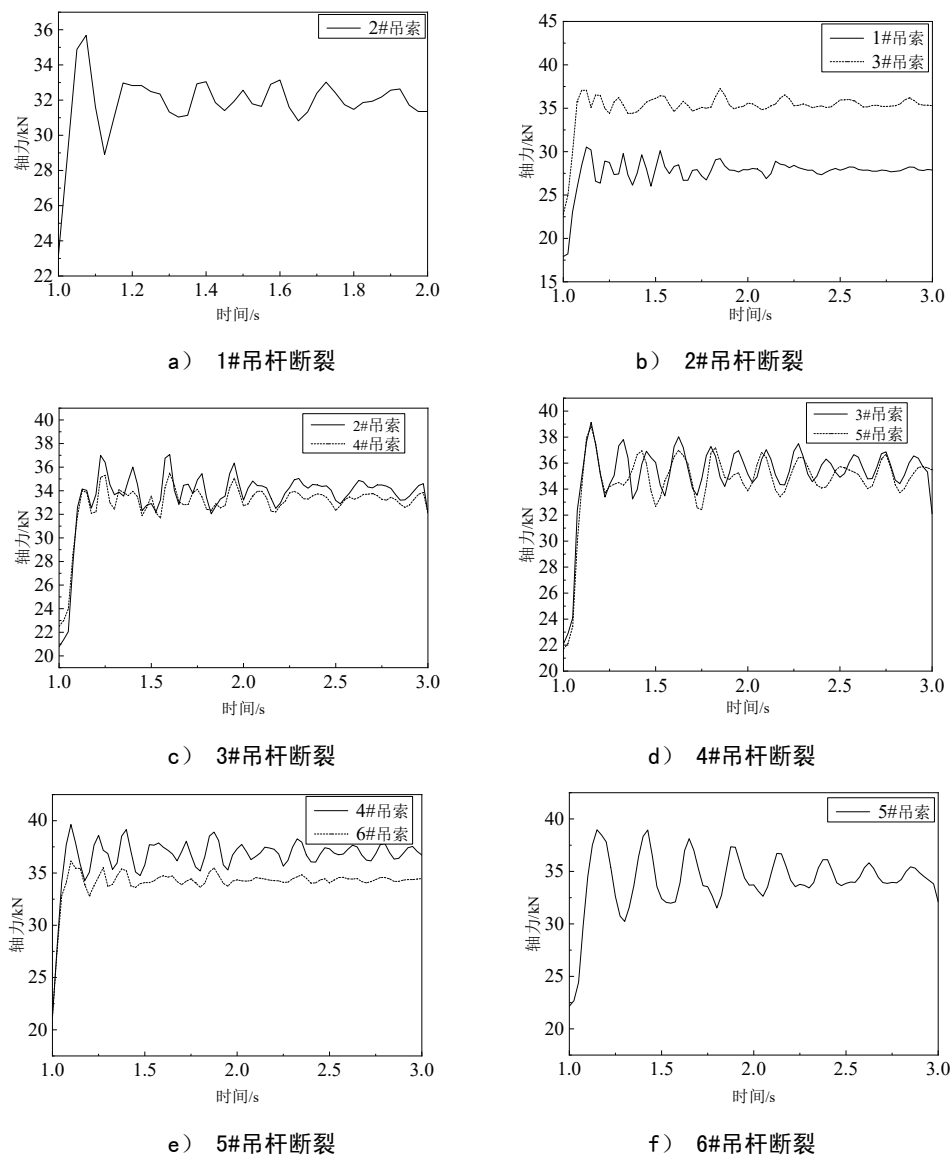


图 8 各工况最不利吊杆轴力图

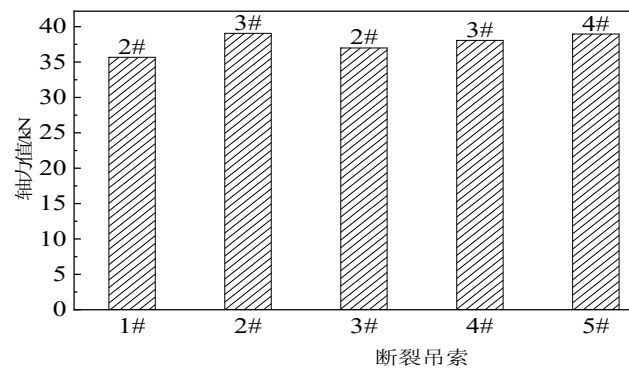
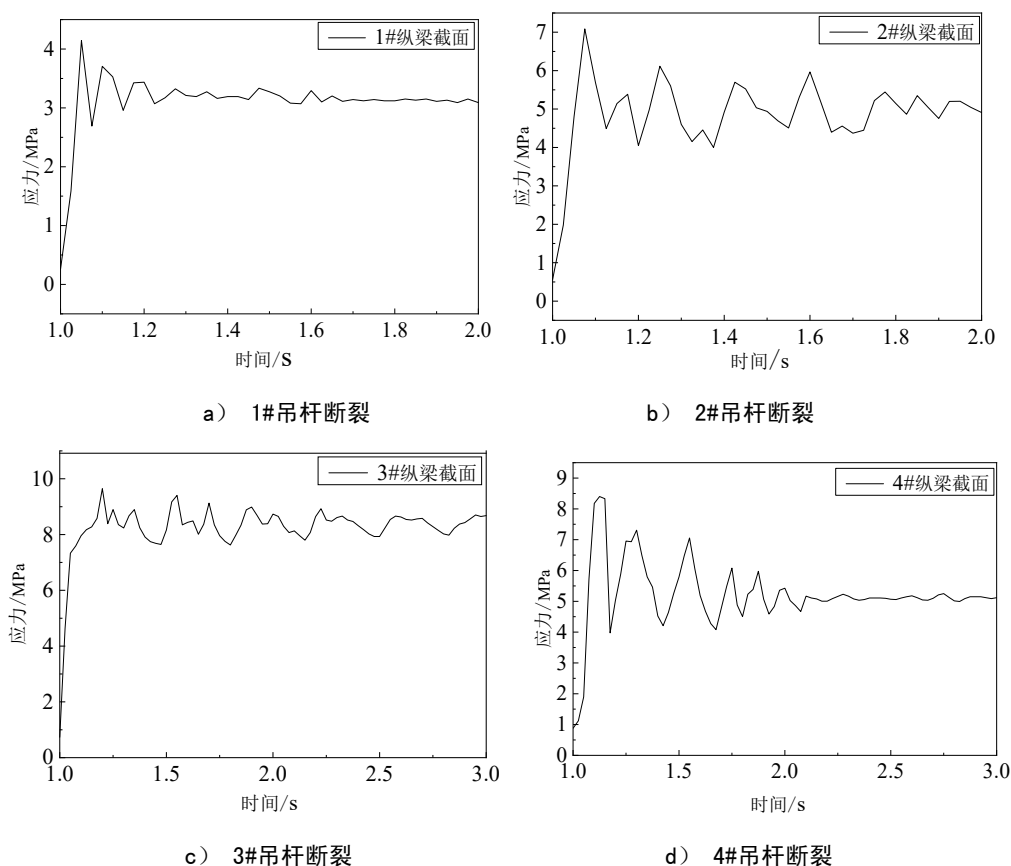


图 9 断索作用下剩余吊杆轴力最大值

各个工况最不利纵梁截面应力时程曲线见图 10。从图中可以看出，1#吊杆断裂时，1#纵梁截面初始应力为 0.259 MPa，在断索冲击作用下应力最大值为 4.142 MPa，发生在吊杆断裂后约 0.05 s；2#吊杆断裂时，2#纵梁截面初始应力为 0.558 MPa，在断索冲击作用下应力最大值为 7.088 MPa，发生在吊杆断裂后约 0.075 s；3#吊杆断裂时，3#纵梁截面初始应力为 0.734 MPa，在断索冲击作用下应力最大值为 10.384 MPa，发生在吊杆断裂后约 0.25 s；4#吊杆断裂时，4#纵梁截面初始应力为 0.878 MPa，在断索冲击作用下应力最大值为 8.398 MPa，发生在吊杆断裂后约 0.125 s；5#吊杆断裂时，5#纵梁截面初始应力为 0.748 MPa，在断索冲击作用下应力最大值为 10.708 MPa，发生在吊杆断裂后约 0.375 s；6#吊杆断裂时，6#纵梁截面初始应力为 0.678 MPa，在断索冲击作用下应力最大值为 10.948 MPa，发生在吊杆断裂后约 0.175 s。从纵梁应力时程曲线可以看出，断裂吊杆处的最不利纵梁截面出现了明显的动力响应震荡现象，在断索时刻的极短时间之内纵梁应力增加至较大值，随后震荡逐渐衰减至稳态。



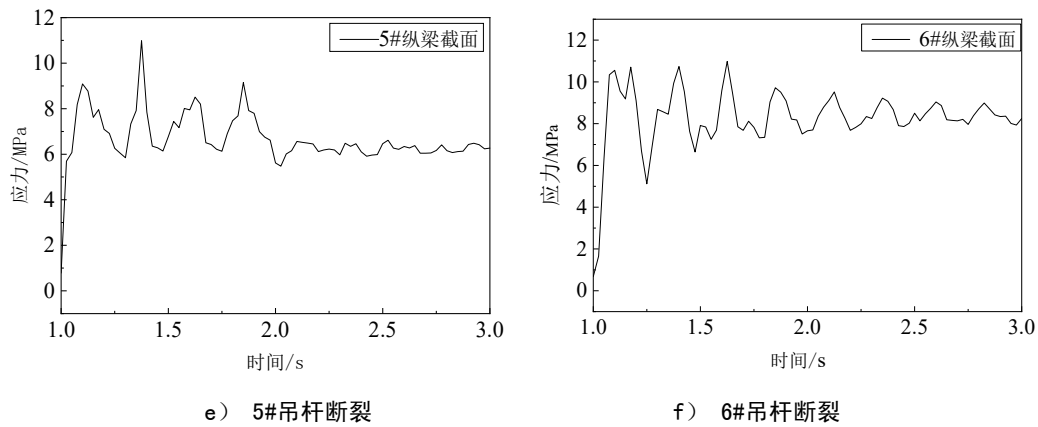


图 10 各工况最不利纵梁应力图

图 11 给出了各工况下断索过程中出现的纵梁应力最大值，可以看出，不同工况下，当 6#最长索断裂时，6#纵梁截面的应力在短时间内增加至最大，所以对于纵梁应力最不利的工况为最长吊杆断裂。

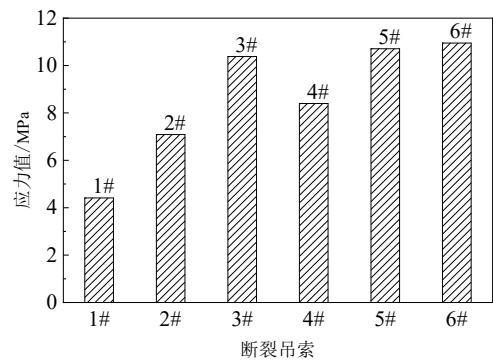


图 11 断索作用下纵梁应力最大值

对于吊杆断裂对拱肋的影响，本次试验主要分析不同工况下拱肋在断索冲击荷载下，拱肋的 L/4 截面，L/2 截面，3L/4 截面，两侧拱脚处，断索位置的拱肋截面及与断裂吊杆相邻吊杆位置所在的拱肋截面的应力变化情况。拱肋截面编号与所在的吊杆编号相同，靠近 1#吊杆的拱脚截面编为 0#拱肋截面，靠近 11#吊杆的拱脚截面编为 12#拱肋截面，由于 3#吊杆及 9#吊杆处于桥梁的 L/4 跨径与 3L/4 跨径处，因此 L/4 截面与 3L/4 截面编号为 3#拱肋截面及 9#拱肋截面，同理，将 L/2 拱肋截面编为 6#截面，编号见图 12。

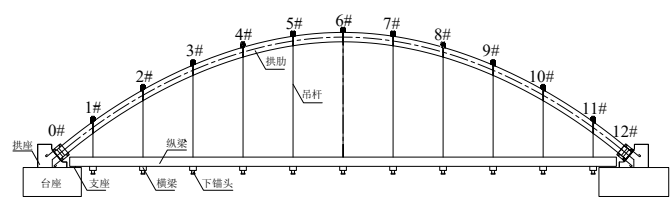


图 12 拱肋截面编号示意图

与悬吊桥面系类似，将拱肋安装固定在拱脚后，张拉桥面系之前的状态称为清零状态，在之后的吊杆初张拉，吊装配重块以及吊杆再张拉工序全部完成后，此时的拱肋有初始应变（力），读数并记录拱肋的应变数值，该状态即为拱肋的初始应力状态，在该状态的基础上进行吊杆断裂过程拱肋的应变采集。

表 1 给出了不同工况下各吊杆断裂时，拱肋在断索过程中的初始应力及断索冲击作用下应力最大值。从表 1 可以看出，不同工况吊杆断裂时，最不利拱肋截面出现在吊点处的拱肋截面，对拱肋其他截面的影响较小。短吊杆断裂时，最不利截面是 1#拱肋截面；次短吊杆断裂时最不利截面为 2#拱肋截面；长吊杆断裂时最不利截面为 6#拱肋截面。其他三个工况的最不利截面分别是 3#，4#及 5#拱肋截面。上述各个工况最不利拱肋截面应力时程曲线见图 13。

从图 13 中可以看出，1#吊杆断裂时，1#拱肋截面初始应力为-22.28 MPa，在断索冲击作用下应力最大值为-35.41 MPa，发生在吊杆断裂后约 0.325 s；2#吊杆断裂时，2#拱肋截面初始应力为-18.27 MPa，在断索冲击作用下应力最大值为-46.04 MPa，发生在吊杆断裂后约 0.2 s；3#吊杆断裂时，3#拱肋截面初始应力为-10.95 MPa，在断索冲击作用下应力最大值为-27.16 MPa，发生在吊杆断裂后约 0.15 s。4#吊杆断裂时，4#拱肋截面初始应力为-16.18 MPa，在断索冲击作用下应力最大值为-40.96 MPa，发生在吊杆断裂后约 0.1 s。5#吊杆断裂时，5#拱肋截面初始应力为-9.04 MPa，在断索冲击作用下应力最大值为-52.36 MPa，发生在吊杆断裂后约 0.05 s；6#吊杆断裂时，6#拱肋截面初始应力为-12.08 MPa，在断索冲击作用下应力最大值为-50.16 MPa，发生在吊杆断裂后约 0.075 s。

表 1 研究工况断索拱肋截面应力数据汇总表（应力单位：MPa）

| 断索工况 |     | 0#     | 1#     | 2#     | 3#     | 4#     | 5#     | 6#     | 7#     | 9#     | 12#    |
|------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1#   | 断裂前 | -20.36 | -22.28 | -18.00 | -11.33 | /      | /      | -11.54 | /      | -10.89 | -20.13 |
|      | 断裂后 | -28.49 | -35.41 | -28.38 | -22.49 | /      | /      | -13.19 | /      | -11.00 | -20.38 |
| 2#   | 断裂前 | -20.11 | -22.37 | -18.27 | -11.33 | /      | /      | -11.54 | /      | -10.89 | -20.13 |
|      | 断裂后 | -25.89 | -30.57 | -46.04 | -22.82 | /      | /      | -14.85 | /      | -12.14 | -21.99 |
| 3#   | 断裂前 | -20.11 | /      | -18.34 | -10.95 | -16.16 | /      | -12.18 | /      | -10.89 | -20.13 |
|      | 断裂后 | -22.40 | /      | -26.15 | -27.16 | -20.83 | /      | -13.07 | /      | -10.96 | -20.20 |
| 4#   | 断裂前 | -20.11 | /      | /      | -10.87 | -16.18 | -8.88  | -12.18 | /      | -10.89 | -20.13 |
|      | 断裂后 | -21.52 | /      | /      | -18.94 | -40.96 | -23.95 | -20.75 | /      | -15.66 | -20.39 |
| 5#   | 断裂前 | -20.11 | /      | /      | -11.33 | -16.09 | -9.04  | -12.18 | /      | -10.89 | -20.13 |
|      | 断裂后 | -21.37 | /      | /      | -34.28 | -40.12 | -52.36 | -39.88 | /      | -25.33 | -25.17 |
| 6#   | 断裂前 | -20.11 | -22.37 | -18.27 | -11.33 | /      | -9.13  | -12.08 | -9.25  | -10.89 | -20.13 |
|      | 断裂后 | -21.08 | -25.77 | -25.37 | -25.88 | /      | -27.69 | -50.16 | -27.69 | -25.88 | -21.08 |

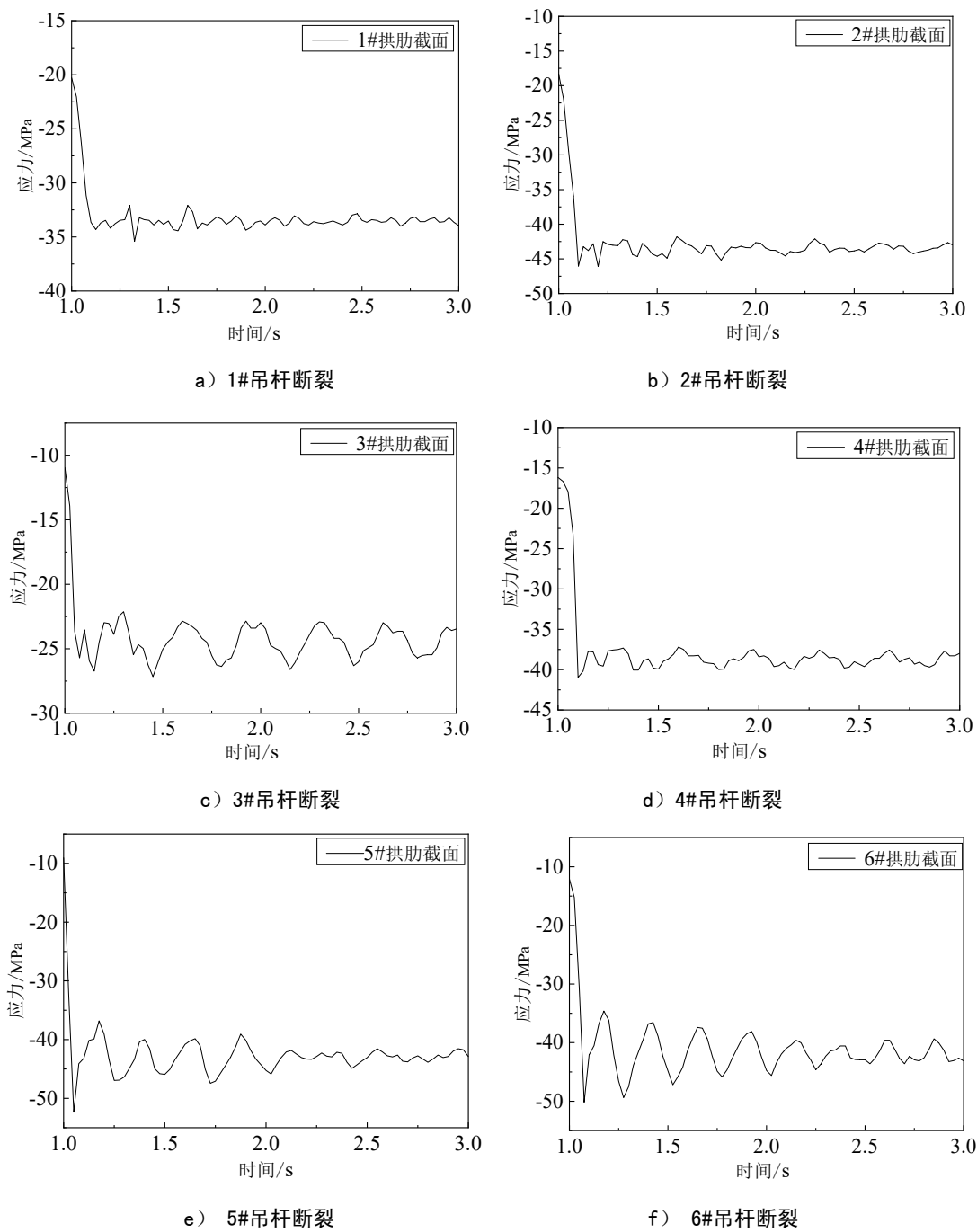


图 13 各研究工况最不利拱肋应力图

从拱肋应力时程曲线可以看出，断裂吊杆处的最不利拱肋截面出现了明显的动力响应震荡现象，在断索时刻的极短时间之内拱肋应力增加至较大值，随后震荡逐渐衰减至稳态。图 14 给出了各工况下断索过程中出现的拱肋应力最大值，可以看出，不同工况下，当 5#吊杆断裂时，5#拱肋截面的应力增大至所有工况的最大值-52.36 MPa，因此长吊杆断裂对拱肋最为不利。

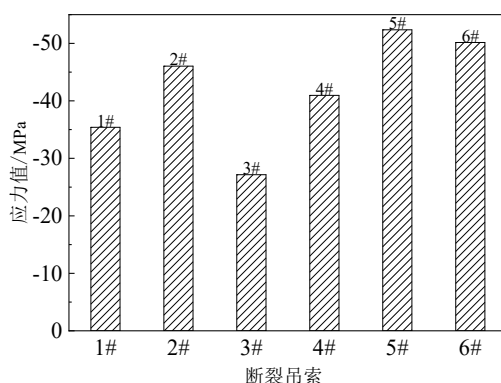


图 14 断索作用下拱肋应力最大值

## 2. 关键技术条文说明

5.1.2 近年来，大跨径钢管混凝土拱桥中使用的钢材强度等级有所提高，如项目依托工程在建的高商黄河特大桥，拱肋采用了 Q420 钢材，结合 JTG D64—2015《公路钢结构桥梁设计规范》和 GB/T 1591—2018《低合金高强度结构钢》，更新 Q355 和 Q420 钢材设计指标。

5.2.2 项目依托工程在建的高商黄河特大桥拱肋采用了 Q420 钢材，内填 C60 级混凝土，拱座采用了 C80 级混凝土，结合 JTG 3362—2018《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》，更新 C65~C80 设计指标。

5.3.1 更新了新增钢材与管内混凝土等级的匹配度。

6.1.2 针对已有中、下承式拱桥发生吊杆断裂事故过程分析可知，发生多对吊杆断裂的恶性事故均在已发生一对吊杆断裂的情况下因桥面系加劲纵梁结构强健性不足所引起的，在概率性的基础上考虑经济性原则，中、下承式拱桥强健性设计中不考虑多对吊杆同时发生断裂的可能性，只考虑一对吊杆发生断裂的单一偶然事件。

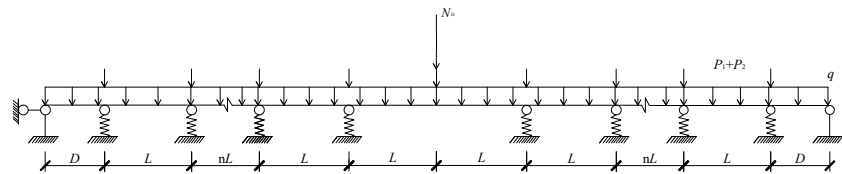
6.2.3 (1) 计算参数的取值。设短吊杆和加劲纵梁端点的距离为  $D$ ，吊杆之间的距离为  $L$ ，吊杆数量为  $n$ ，则加劲纵梁计算模型的总长度  $S$  如下式所示。

$$S = 2D + (n - 1)L \quad \dots\dots\dots (1)$$

悬吊桥面系简化计算模型长度折减计算过程中各种荷载的布载方式如图 15 所示。试验模型对应的加劲纵梁自重等效均布荷载为 1.5 kN/m，横梁自重为 3.78 kN，配重块重量为 10.78 kN（边横梁承重配重块）和 14.66 kN（中横梁承重配重块），且通过有限元分析结果可知短吊杆、次短吊杆和长吊杆断裂工况下对应吊杆冲击力分别为 30.67 kN、41.20 kN 和 39.87 kN。

本试验模型吊杆采用单根  $\Phi 12.7$  mm 预应力钢绞线，单束面积 98.7 mm<sup>2</sup>，材料抗拉强度标准值

1860 MPa。吊杆编号见图 16，经有限元分析计算得吊杆内力值如表 2 所示。



$N_D$ : 吊杆冲击力;  $P_1+P_2$ : 横梁自重与配重块自重;  $q$ : 加劲纵梁自重。

图 15 悬吊桥面系简化计算模型荷载作用

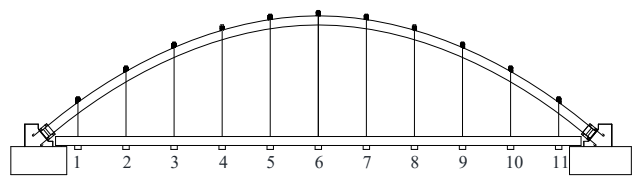


图 16 试验构件吊杆编号

表 2 试验构件吊杆基本参数

| 编号    | 长度 (mm) | 柔度系数 $c_n$ (mm/N)     | 内力 (kN) |
|-------|---------|-----------------------|---------|
| 6     | 4918    | $9.52 \times 10^{-5}$ | 22.15   |
| 5, 7  | 4786    | $1.52 \times 10^{-4}$ | 21.22   |
| 4, 8  | 4400    | $1.96 \times 10^{-4}$ | 20.91   |
| 3, 9  | 3781    | $2.29 \times 10^{-4}$ | 20.90   |
| 2, 10 | 2926    | $2.49 \times 10^{-4}$ | 20.89   |
| 1, 11 | 1833    | $2.56 \times 10^{-4}$ | 17.04   |

分别计算吊杆发生破断时加劲纵梁按不同折减长度  $i$  取值时的加劲纵梁截面最不利内力值  $N_i$ ，以及计算加劲纵梁未进行长度折减时加劲纵梁截面的最不利内力  $N_s$ ，最不利截面由模型试验结果可得均发生在吊杆断裂位置处，并定义  $N_i$  与  $N_s$  的偏差率为  $\Delta$ ，偏差率  $\Delta$  的计算公式如下：

$$\Delta = \frac{N_i - N_s}{N_s} \times 100\% \dots\dots\dots (2)$$

式中， $N_i$  表示加劲纵梁计算长度为  $i$  时的最不利内力（弯矩，剪力）， $N_s$  表示加劲纵梁未进行长度折减时的最不利内力。

(2) 计算长度取值

1) 短吊杆断裂工况

加劲纵梁长度从另一端往短吊杆断裂端逐渐折减，其具体简化计算过程如图 17 所示。

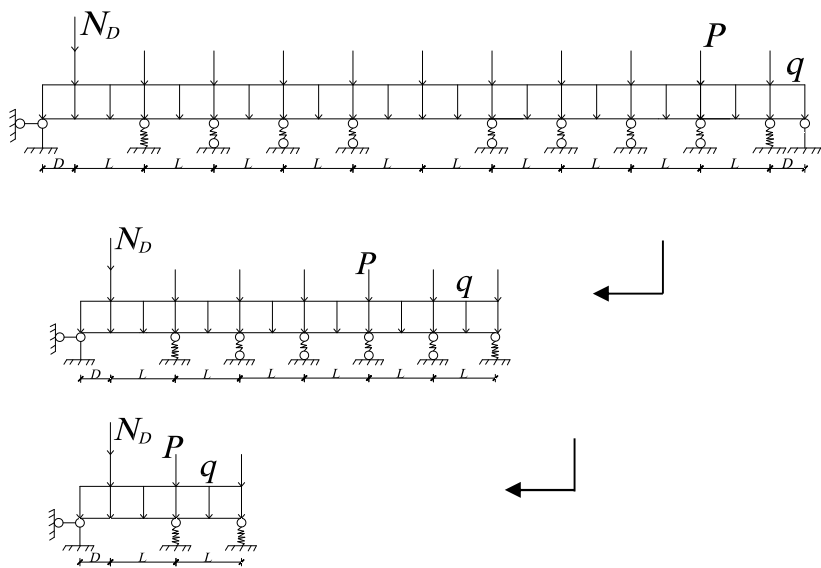


图 17 短吊杆断裂加劲纵梁计算长度简化过程

计算结果见图 18 和表 3。由计算结果分析可得，最不利内力偏差率随着计算长度的减少而增大，当计算长度取为  $D+3L$  时，短吊杆断裂工况下加劲纵梁最不利内力的最大偏差率为-0.68%；当计算长度取为  $D+2L$  时，短吊杆断裂工况下加劲纵梁最不利内力的最大偏差率为-2.89%；当计算长度取为  $D+L$  时（短吊杆左右两侧各一跨加劲纵梁的长度），短吊杆断裂工况下加劲纵梁最不利内力的最大偏差率达到最大为-12.73%。

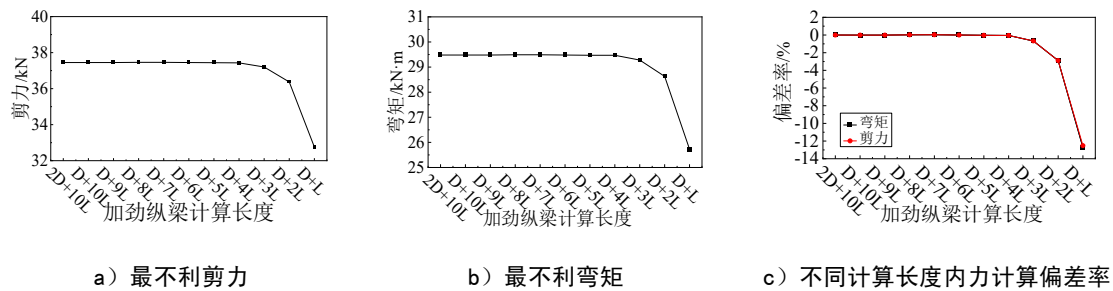


图 18 短吊杆断裂加劲纵梁内力分析

表 3 短吊杆断裂工况下不同计算长度加劲纵梁的内力对比分析

| 计算长度 (m)   | 弯矩 (kN·m) | 剪力 (kN) | 偏差率 $\Delta$ |        |
|------------|-----------|---------|--------------|--------|
|            |           |         | 弯矩           | 剪力     |
| $2D + 10L$ | 29.48     | 37.45   | 0.00%        | 0.00%  |
| $D + 10L$  | 29.48     | 37.45   | -0.01%       | -0.01% |
| $D + 9L$   | 29.48     | 37.45   | -0.01%       | -0.01% |
| $D + 8L$   | 29.49     | 37.46   | 0.02%        | 0.02%  |
| $D + 7L$   | 29.49     | 37.46   | 0.03%        | 0.03%  |

表 3 短吊杆断裂工况下不同计算长度加劲纵梁的内力对比分析（续）

| 计算长度（m）  | 弯矩（kN·m） | 剪力（kN） | 偏差率 $\Delta$ |         |
|----------|----------|--------|--------------|---------|
|          |          |        | 弯矩           | 剪力      |
| $D + 6L$ | 29.48    | 37.45  | 0.00%        | 0.00%   |
| $D + 5L$ | 29.47    | 37.44  | -0.03%       | -0.03%  |
| $D + 4L$ | 29.47    | 37.43  | -0.05%       | -0.05%  |
| $D + 3L$ | 29.28    | 37.20  | -0.68%       | -0.67%  |
| $D + 2L$ | 28.63    | 36.37  | -2.89%       | -2.89%  |
| $D + L$  | 25.73    | 32.76  | -12.73%      | -12.52% |

2) 次短吊杆断裂工况

加劲纵梁长度从另一端往次短吊杆断裂端逐渐折减，具体简化计算过程如图 19。

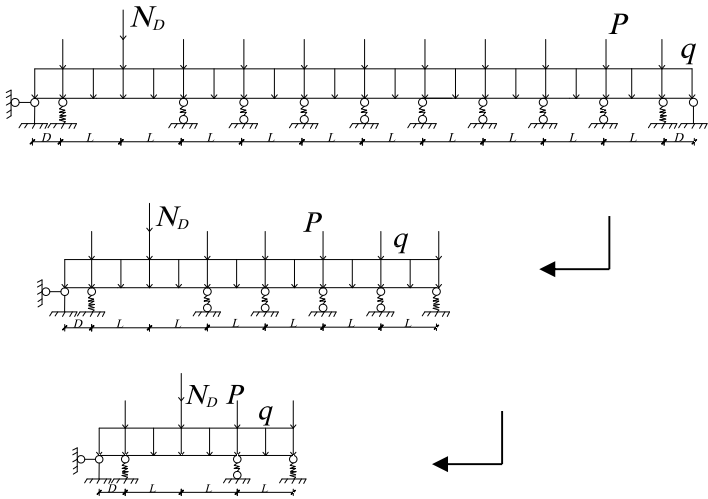


图 19 次短吊杆断裂加劲纵梁计算模型简化过程

计算结果见图 20 和表 4。随着加劲纵梁计算长度从  $2D+10L$  减至  $2L$ ，其最不利内力偏差率呈先增大后减小的趋势，当计算长度取  $D+4L$  时，次短吊杆断裂工况下加劲纵梁最不利内力的最大偏差率达到 1.90%；当计算长度取  $D+3L$  时，次短吊杆断裂工况下加劲纵梁最不利内力的最大偏差率为 2.40%；当计算长度取  $2L$  时，次短吊杆断裂工况下加劲纵梁最不利内力的最大偏差率为-13.94%。

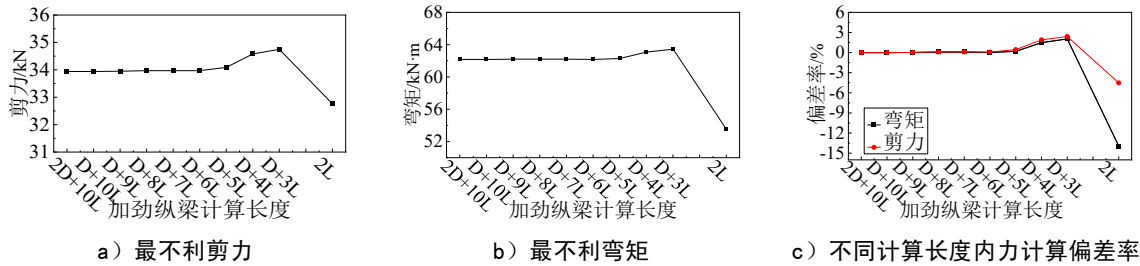


图 20 次短吊杆断裂加劲纵梁内力分析

表 4 次短吊杆断裂工况下不同计算长度加劲纵梁的内力对比分析

| 计算长度 (m)   | 弯矩 (kN·m) | 剪力 (kN) | 偏差率 $\Delta$ |        |
|------------|-----------|---------|--------------|--------|
|            |           |         | 弯矩           | 剪力     |
| $2D + 10L$ | 62.17     | 33.94   | 0.00%        | 0.00%  |
| $D + 10L$  | 62.17     | 33.94   | 0.00%        | 0.00%  |
| $D + 9L$   | 62.19     | 33.95   | 0.02%        | 0.03%  |
| $D + 8L$   | 62.22     | 33.97   | 0.07%        | 0.09%  |
| $D + 7L$   | 62.22     | 33.97   | 0.08%        | 0.10%  |
| $D + 6L$   | 62.18     | 33.97   | 0.01%        | 0.08%  |
| $D + 5L$   | 62.29     | 34.09   | 0.19%        | 0.44%  |
| $D + 4L$   | 63.09     | 34.58   | 1.48%        | 1.90%  |
| $D + 3L$   | 63.44     | 34.75   | 2.04%        | 2.40%  |
| $2L$       | 53.51     | 32.41   | -13.94%      | -4.52% |

(3) 长吊杆断裂工况

加劲纵梁长度从两端对称往长吊杆断裂处逐渐折减，具体简化计算过程如图 21。

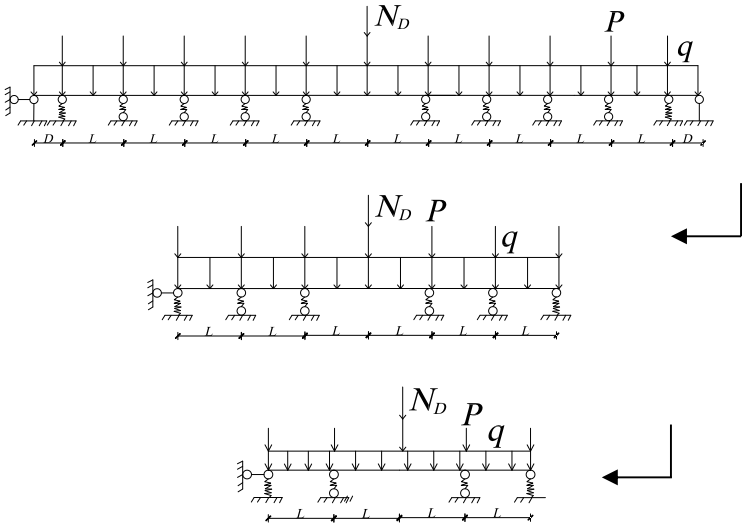


图 21 长吊杆断裂加劲纵梁计算模型简化过程

计算结果见图 22 和表 5。由计算结果分析可得，随着加劲纵梁计算长度从  $2D+10L$  减至  $2L$ ，其最不利弯矩偏差率呈先增大后减小的趋势，最不利剪力则由于桥梁纵桥向的对称性偏差率均为 0，当计算长度取为  $6L$  时，中吊杆断裂工况下加劲纵梁最不利内力的最大偏差率达到 3.66%；当计算长度取为  $4L$  时，中吊杆断裂工况下加劲纵梁最不利内力的最大偏差率达到最大值为 9.69%；当计算长度取为  $2L$  时（中吊杆左右两侧各一跨加劲纵梁长度），中吊杆断裂工况下加劲纵梁最不利内力的最大偏差率为-6.80%。

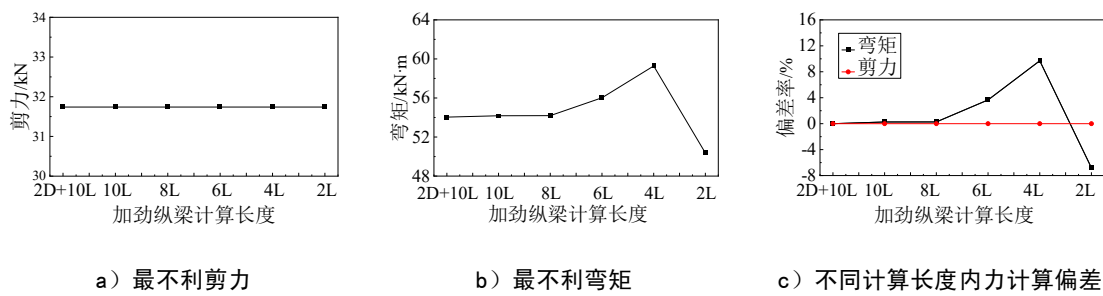


图 22 长吊杆断裂加劲纵梁内力分析

表 5 长吊杆断裂工况下不同计算长度加劲纵梁的内力对比分析

| 计算长度 (m) | 弯矩<br>(kN · m) | 剪力<br>(kN) | 偏差率 $\Delta$ |       |
|----------|----------------|------------|--------------|-------|
|          |                |            | 弯矩           | 剪力    |
| 2D+10L   | 54.04          | 31.74      | 0.00%        | 0.00% |
| 10L      | 54.18          | 31.74      | 0.26%        | 0.00% |
| 8L       | 54.19          | 31.74      | 0.27%        | 0.00% |
| 6L       | 56.02          | 31.74      | 3.66%        | 0.00% |
| 4L       | 59.28          | 31.74      | 9.69%        | 0.00% |
| 2L       | 50.37          | 31.74      | -6.80%       | 0.00% |

基于弹性支承连续梁法梁简化计算模型长度折减过程的分析可知，最不利剪力截面为破断吊杆的相邻吊杆截面或支座截面，最不利弯矩截面为破断吊杆截面，通过精度分析，在短吊杆、次短吊杆和长吊杆断裂三种工况下对应简化计算模型长度分别取为  $D+2L$ 、 $D+3L$ 、 $4L$  的简化计算模型计算得出的结果比全桥等效静力计算方法的结果值均多出-1%-11%之间，在基于计算方法最简化与加劲纵梁强健性安全保守计算的原则上，本文件对于短吊杆、次短吊杆和长吊杆三种吊杆断裂工况下悬吊桥面系简化模型的计算长度分别取为  $D+2L$ 、 $D+3L$  和  $4L$ 。

**6.3.3** 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。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将比断索事故发生频率来得更小，如采用现有桥规所规定的横向折减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，需要对偶然作用下的车辆荷载横向折减系数进行折减。

依据 CJJ 11—2011《城市桥梁设计规范》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，桥面上观测重量  $W_{\max}$  和平均值  $u$  与标准差  $\sigma$  之间的关系式如下：

$$W_{\max} = u + 3.5\sigma \quad \dots\dots\dots (3)$$

其中变异系数满足下式要求：

$$C_v = \frac{\sigma}{u} = 0.1 \sim 0.3 \quad \dots\dots\dots (4)$$

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

$$W_{\max, m} = u + \gamma\sigma \quad \dots\dots\dots (5)$$

根据正态分布，重车的频率分布曲线如图 23，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  $g(\gamma)$ 。

故，车辆荷载横向  $m$  车道的折减系数  $m_f$  可表示为：

$$m_f = \frac{W_{\max, m}}{W_{\max}} = \frac{u + \gamma\sigma}{u + 3.5\sigma} \quad \dots\dots\dots (6)$$

将式 (4) 代入式 (6) 可得：

$$m_f = \frac{1 + \gamma C_v}{1 + 3.5 C_v} \quad \dots\dots\dots (7)$$

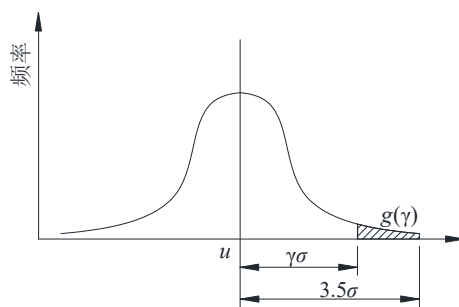


图 23 重车频率分布图

在计算多车道横向折减系数时，需对事件发生的独立性和试验重复性等因素进行考虑。根据概率统计理论可知，事件独立性即为事件 A 与事件 B 之间发生的概率彼此互不影响，其表达式可由下式表示：

$$P(AB) = P(A)P(B) \quad \dots\dots\dots (8)$$

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分析，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，其分布呈随机性，故可确定吊杆断裂和车辆荷

载分布之间为相互独立。统计结果如表 6 所示。

表 6 中、下承式拱桥断索事故发生时车辆分布状况

| 序号 | 桥梁      | 断索数量 | 车道数  | 断索时桥面车辆情况                                   |
|----|---------|------|------|---------------------------------------------|
| 1  | 小南门桥    | 四对吊杆 | 2 车道 | 吊杆断裂位置有车辆驶过，两客车坠桥，客车总重均小于 15 吨              |
| 2  | 玉屏山大桥   | 一根吊杆 | 2 车道 | 吊杆断裂位置无重车驶过，小轿车较多                           |
| 3  | 公馆大桥    | 七对吊杆 | 2 车道 | 吊杆断裂位置有一辆 15 吨客车与一辆 60 吨货车驶过，客车坠桥，货车安全驶离案发地 |
| 4  | 孔雀河大桥   | 一对吊杆 | 4 车道 | 无车辆坠桥，吊杆断裂时对应桥面位置无重车驶过                      |
| 5  | 倮果大桥    | 一对吊杆 | 2 车道 | 吊杆断裂位置无重车驶过，小轿车较多                           |
| 6  | 南方澳跨港大桥 | 一根吊杆 | 2 车道 | 一辆油罐车                                       |

同样可得到各个车道上的车辆荷载同一时间位于最不利布载位置其实是一种随机性事件，各车道的车辆荷载互不相关，属于重复独立试验。设每辆汽车驶过相应截面的时间为 $t(s)$ ，一天有车辆通行的时间为 12h，一个车道 12h 车流量为 $Q$ ，则得到一天 12h 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式（9）和式（10）表示。

$$P_i = \frac{t \cdot Q}{43200} \cdot g(r) \dots\dots\dots (9)$$

$$P_m = (P_i)^m = \left[ \frac{t \cdot Q}{43200} \cdot g(r) \right]^m \dots\dots\dots (10)$$

假设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：

$$P_d = \frac{t}{24 \times 60 \times 60} = 2.31 \times 10^{-5} t \dots\dots\dots (11)$$

因此，一天 12h 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：

$$P_m = (P_i)^m \cdot P_d = \left[ \frac{t \cdot Q}{43200} \cdot g(r) \right]^m \times 2.31 \times 10^{-5} t \dots\dots\dots (12)$$

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可分成 $n$  个时间段：

$$n = \frac{365 \times T \times 43200}{t} \dots\dots\dots (13)$$

容易得到， $n$  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极限转化为泊松分布，如式（14）所示。

$$P(X=K)=\frac{(\lambda)^K}{K!}e^{-\lambda} \dots\dots\dots (14)$$

当  $\lambda = 0.0513$ ，概率事件发生一次的概率是 4.87%，一次都不发生的概率则为 95.13%。

因此，当选择  $\lambda = 0.0513$  时，则可以认定吊杆发生断裂且车辆荷载以最不利方式同时布载于个  $m$  车道上的概率性极为微小，即：

$$\frac{365 \times T \times 43200}{T} \left[ \frac{t \cdot Q}{43200} \cdot g(r) \right]^m \times 2.31 \times 10^{-5} \times t = 0.0513 \dots\dots\dots (15)$$

解得：

$$g(r) = \left[ \frac{0.0513t}{2.31 \times 10^{-5}t} \times \frac{1}{365 \times T \times 43200} \right]^{\frac{1}{m}} \times \frac{43200}{t \cdot Q} \dots\dots\dots (16)$$

我国公路最低设计速度根据 JTG B01—2014《公路工程技术标准》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 和四级公路取 20 km/h。本文件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，JTG D60—2004《公路桥涵设计通用规范》规定取值为 15.0 m，而 CJJ 11—2011《城市桥梁设计规范》规定取值为 18.0 m，根据普遍性原则，本文件选择取平均值 16.5 m 作为参数进行分析。现以车辆速度 50 km/h 行驶通过特定结构截面需要的时间为  $t=0.33$  s，车辆荷载的变异系数取为  $C_v=0.3$ ，车道数取  $m=1 \sim 6$  个，车流量则取为  $Q=500$ 、1000、1500、2000 和 3000 辆/日/车道。将上述分析所得的数据作为基本变量，经计算可以得到  $g(\gamma)$ ，再通过正态分布表进行计算查阅，便可得出  $r$  值，最后将其代入式（16）得到  $m_f$ 。

倘若  $m$  个车道上存在汽车重量小于规定重量的情况，则表 7 中的数值  $r$  为负值；若桥梁结构为安全状态，即不会发生失效，则表 7 中  $r$  和  $m_f$  不取相应数值。由前面统计分析可知吊杆断裂事故的发生概率是极小的，故吊杆断裂瞬间时桥面车流量较大的概率也很小，所以在进行模拟吊杆断裂瞬间车道荷载最不利加载时不必同时考虑全部车道的加载，结合表 7 分析结果，本文件规定的的车道最不利布载最高为 3 车道，即设计车道超过 3 车道的按 3 车道进行布载。因此，破坏安全极限状态下车辆荷载横向折减系数取值方式如表 8 所示。

表 7 正态分布表

| 车流量 $Q$ (辆/日) | 500 | 1000 | 1500 | 2000 | 3000 |
|---------------|-----|------|------|------|------|
|---------------|-----|------|------|------|------|

|             |       |      |       |       |       |      |
|-------------|-------|------|-------|-------|-------|------|
| $m = 1$     | $m_f$ | 1.0  | 1.0   | 1.0   | 1.0   | 1.0  |
| $m = 2$     | $r$   | 0.67 | 1.14  | 1.38  | 1.53  | 1.85 |
|             | $m_f$ | 0.58 | 0.67  | 0.70  | 0.72  | 0.75 |
| $m = 3$     | $r$   | /    | -1.17 | -1.05 | -0.36 | 0.19 |
|             | $m_f$ | /    | 0.31  | 0.34  | 0.43  | 0.52 |
| $m = 4、5和6$ | $r$   | /    | /     | /     | /     | /    |
|             | $m_f$ | /    | /     | /     | /     | /    |

表 8 破坏安全极限状态车辆荷载横向折减系数取值

|        |     |      |      |               |
|--------|-----|------|------|---------------|
| 车道数    | 1   | 2    | 3    | >3            |
| 横向折减系数 | 1.0 | 0.75 | 0.52 | 以 3 车道布载并进行折减 |

6.3.4 为确定动力系数  $\mu_D$ ，假定吊杆断裂时动力系数分别为 1.0~2.0，进行吊杆断裂后拱桥剩余结构静力分析，并将静力分析结果与动力分析结果进行对比，从而得到具有代表性的动力系数。

(1) 短吊杆断裂

根据跨径 200 m 中承式标准拱桥短吊杆断裂分析结果可知，在短吊杆断裂时，吊杆与纵梁的最不利位置分别出现在断裂吊杆相邻吊杆处及吊杆断裂处纵梁截面。短吊杆断裂时跨径 200 m 中承式标准拱桥在不同动力系数下计算结果和效应比率分别如表 9 和图 24 所示。其中，横坐标为不同动力系数，纵坐标为效应比率，效应比率=静力计算结果/动力计算结果；稳定状态值为中承式标准拱桥去除失效吊杆后静力计算结果。对于吊杆与系梁，当动力系数分别为 1.7 与 1.5 时，等效静力计算得到各个最不利位置受力状态与动力计算结果基本一致。故对于 200 m 中承式标准拱桥，当全桥动力系数为 1.7 时，可保证全桥受力安全。

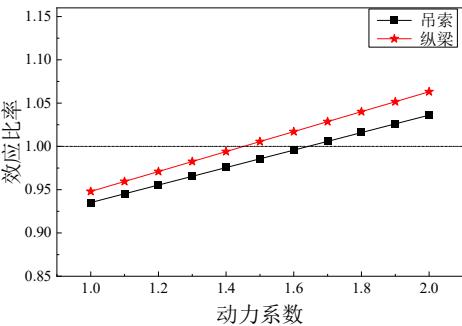


图 24 短吊杆断裂时不同动力系数下效应比率比较

表 9 短吊杆断裂时不同动力系数下效应比较

|    |           |            |
|----|-----------|------------|
| 项目 | 吊杆轴力 (kN) | 纵梁应力 (MPa) |
|----|-----------|------------|

|                 |     |         |        |
|-----------------|-----|---------|--------|
| 吊杆断裂前           |     | 1830.36 | 4.515  |
| 稳定状态            |     | 3455.39 | 14.591 |
| 动力计算结果          |     | 4142.30 | 17.521 |
| 不同动力系数下<br>受力变化 | 1.0 | 3873.62 | 16.609 |
|                 | 1.1 | 3915.44 | 16.811 |
|                 | 1.2 | 3957.27 | 17.013 |
|                 | 1.3 | 3999.09 | 17.214 |
|                 | 1.4 | 4040.91 | 17.416 |
|                 | 1.5 | 4082.73 | 17.618 |
|                 | 1.6 | 4124.56 | 17.820 |
|                 | 1.7 | 4166.38 | 18.022 |
|                 | 1.8 | 4208.20 | 18.223 |
|                 | 1.9 | 4250.03 | 18.425 |
|                 | 2.0 | 4291.85 | 18.627 |
| 动力系数 $\mu_D$    |     | 1.7     | 1.5    |

(2) 次短吊杆断裂

根据跨径 200 m 中承式标准拱桥次短吊杆断裂分析结果可知，在次短吊杆断裂时，吊杆与纵梁的最不利位置分别出现在断裂吊杆相邻吊杆处及吊杆断裂处纵梁截面。

跨径 200 m 中承式标准拱桥次短吊杆断裂时在不同动力系数下计算结果和效应比率分别如表 10 和图 25 所示。可以看出，对于吊杆与系梁，当动力系数分别为 1.6 与 1.5 时，等效静力计算得到各个最不利位置受力状态与动力计算结果基本一致。故对于 200 m 中承式标准拱桥，当全桥动力系数为 1.6 时，可保证全桥受力安全。

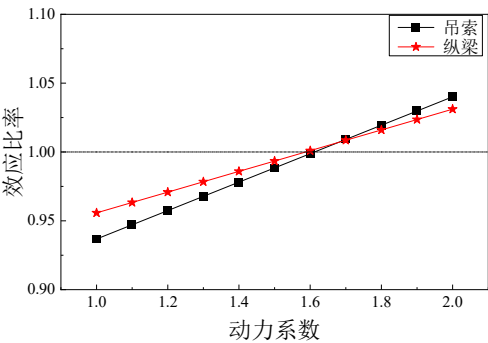


图 25 次短吊杆断裂时不同动力系数下效应比率比较

表 10 次短吊杆断裂时不同动力系数下效应比较

| 项目              |     | 吊杆轴力 (kN) | 纵梁应力 (MPa) |
|-----------------|-----|-----------|------------|
| 吊杆断裂前           |     | 2608.75   | 7.233      |
| 稳定状态            |     | 3612.28   | 12.765     |
| 动力计算结果          |     | 4334.32   | 14.498     |
| 不同动力系数下<br>受力变化 | 1.0 | 4060.23   | 13.857     |
|                 | 1.1 | 4105.02   | 13.966     |
|                 | 1.2 | 4149.82   | 14.075     |
|                 | 1.3 | 4194.61   | 14.184     |
|                 | 1.4 | 4239.41   | 14.294     |
|                 | 1.5 | 4284.20   | 14.403     |
|                 | 1.6 | 4329.00   | 14.512     |
|                 | 1.7 | 4373.79   | 14.621     |
|                 | 1.8 | 4418.58   | 14.730     |
|                 | 1.9 | 4463.38   | 14.840     |
|                 | 2.0 | 4508.17   | 14.949     |
| 动力系数 $\mu_D$    |     | 1.7       | 1.6        |

(3) 长吊杆断裂

根据跨径 200 m 中承式标准拱桥长吊杆断裂分析结果可知，在长吊杆断裂时，由于短吊杆初始轴力偏大，故最不利位置出现在短吊杆处，短吊杆轴力变化比很小，而与断裂长吊杆相邻的吊杆轴力变化比较大，因此将该吊杆作为跨径 200 m 的中承式拱桥吊杆动力系数参照的构件，纵梁的最不利位置出现在吊杆断裂处纵梁截面。跨径 200 m 中承式标准拱桥长吊杆断裂时在不同动力系数下计算结果和效应比率分别如表 11 和图 26 所示。可以看出，对于吊杆与系梁，当动力系数分别为 1.8 与 1.6 时，等效静力计算得到各个最不利位置受力状态与动力计算结果基本一致。故对于 200 m 中承式标准拱桥，当全桥动力系数为 1.8 时，可保证全桥受力安全。

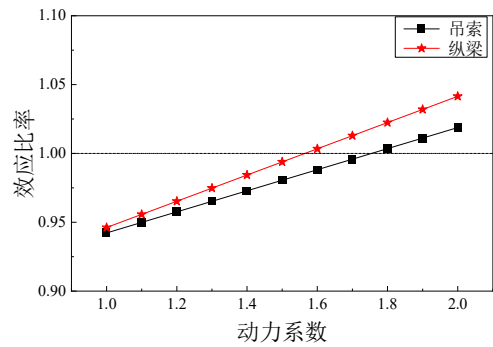


图 26 长吊杆断裂时不同动力系数下效应比率比较

表 11 长吊杆断裂时不同动力系数下效应比较

| 项目              |     | 吊杆轴力 (kN) | 纵梁应力 (MPa) |
|-----------------|-----|-----------|------------|
| 吊杆断裂前           |     | 1436.59   | 7.595      |
| 稳定状态            |     | 1898.37   | 12.354     |
| 动力计算结果          |     | 2192.83   | 14.519     |
| 不同动力系数下<br>受力变化 | 1.0 | 2066.20   | 13.738     |
|                 | 1.1 | 2082.99   | 13.876     |
|                 | 1.2 | 2099.77   | 14.015     |
|                 | 1.3 | 2116.55   | 14.153     |
|                 | 1.4 | 2133.34   | 14.291     |
|                 | 1.5 | 2150.12   | 14.430     |
|                 | 1.6 | 2166.90   | 14.568     |
|                 | 1.7 | 2183.69   | 14.706     |
|                 | 1.8 | 2200.47   | 14.845     |
|                 | 1.9 | 2217.25   | 14.983     |
|                 | 2.0 | 2234.04   | 15.122     |
| 动力系数 $\mu_D$    |     | 1.8       | 1.6        |

表 12 给出了跨径 100 m 和 280 m 中承式拱桥的动力系数结果。其中  $S_w$  为吊杆断裂前结构的静力响应； $S_d$  为吊杆断裂时结构对荷载的动力响应的最大值； $S_j$  为吊杆断裂后（稳定状态）结构对荷载的静力响应； $S_{ND}$  为剩余结构在断裂吊杆上、下端结点施加一对反向集中力  $N_D$  时的荷载效应。综上所述，建议吊杆动力系数取 1.8。

表 12 其他跨径的基础中承式标准拱桥动力系数（索力单位：kN，应力单位：MPa）

| 跨径 (m) | 断索工况 | 构件 | $S_w$   | $S_d$   | $S_j$   | $S_{ND}$ | $\mu_D$ | 全桥动力系数 |
|--------|------|----|---------|---------|---------|----------|---------|--------|
| 100    | 短吊杆  | 吊杆 | 1389.6  | 2246.2  | 1942.5  | 2261.4   | 1.5     | 1.6    |
|        |      | 纵梁 | 6.85    | 13.22   | 10.51   | 13.28    | 1.6     |        |
|        | 次短吊杆 | 吊杆 | 1364.38 | 2343.93 | 2059.31 | 2350.86  | 1.6     | 1.7    |
|        |      | 纵梁 | 7.03    | 13.15   | 11.57   | 13.19    | 1.7     |        |
|        | 长吊杆  | 吊杆 | 1193.79 | 1827.54 | 1570.65 | 1837.22  | 1.7     | 1.7    |
|        |      | 纵梁 | 7.53    | 13.10   | 11.49   | 13.17    | 1.6     |        |
| 280    | 短吊杆  | 吊杆 | 2332.42 | 6910.76 | 5800.28 | 6927.39  | 1.8     | 1.8    |
|        |      | 纵梁 | 8.81    | 20.88   | 14.10   | 21.03    | 1.5     |        |
|        | 次短吊杆 | 吊杆 | 4940.53 | 6985.79 | 6289.84 | 6990.15  | 1.8     | 1.8    |
|        |      | 纵梁 | 8.07    | 146.95  | 14.36   | 17.01    | 1.5     |        |
|        | 长吊杆  | 吊杆 | 1810.02 | 2714.29 | 2349.09 | 2720.32  | 1.9     | 1.9    |
|        |      | 纵梁 | 9.01    | 17.37   | 14.61   | 17.45    | 1.5     |        |

6.3.5 （1）荷载与抗力统计参数计算。由荷载作用效应（轴力、剪力和弯矩等）和抗力两大综合自变量可构成功能函数  $Z$ ，进而由功能函数求得可靠性指标  $\beta$ ，但是在进行构件的可靠性指标和截面强度分析时，需了解荷载效应  $S$  和抗力变量  $R$  的概率分布，还需得到其期望值和标准差  $m_S$ 、 $m_R$ 、 $\sigma_S$  和  $\sigma_R$ 。

1) 荷载类型

研究表明，在吊杆断裂过程中主要考虑的荷载为吊杆断裂产生的冲击力（此作用力为偶然荷载）、恒载和活载（汽车荷载和人群荷载）等。在吊杆断裂后，作用于桥面系的荷载主要还是恒载和活载，且根据加劲纵梁最不利内力计算原则，汽车荷载应采用车道荷载。因此，本文件对于中、下承式拱桥悬吊桥面系强健性计算分析时所考虑的荷载为恒载、活载和吊杆冲击力。

现如今规范在恒载和汽车荷载最基本组合下进行作用效应组合表达式中的分项系数确定，但需要进行大量的恒载与汽车荷载数据统计和概率分析，以便当多个活荷载同时作用时可进行荷载效应组合系数  $\Psi C$  的折减，

2) 荷载统计参数

我国“公路统一标准”依据可靠度对全国公路桥梁恒荷载的各参数进行实测调查，并对实测资料进行统计分析，结果得出桥梁恒荷载均满足正态分布规律，其详细统计分析结果详见表 13。

表 13 公路桥梁恒载统计分析参数表

| 恒载类型        | 分布函数 | 期望值<br>( $H_G$ 或 $H_r$ ) | 变异系数<br>( $\theta_G$ 或 $\theta_r$ ) |
|-------------|------|--------------------------|-------------------------------------|
| 沥青混凝土桥面重力密度 | 正态   | 0.9989                   | 0.0431                              |
| 沥青混凝土桥面自重   | 正态   | 0.9889                   | 0.1109                              |
| 水泥混凝土桥面重力密度 | 正态   | 0.9780                   | 0.0389                              |
| 水泥混凝土桥面自重   | 正态   | 0.9861                   | 0.1979                              |
| 桥梁自重        | 正态   | 1.0209                   | 0.0459                              |
| 各种恒载组合结果    | 正态   | 1.0151                   | 0.0429                              |

在汽车荷载效应方面，“公路统一标准”采用一般和密集运行状态两种不同汽车荷载运行状态进行实际统计分析，通过理论假设、概率计算以及验证分析，最终得到两种运行状态下荷载效应的极值  $I$  型分布和正态分布概率类型和计算参数，汽车荷载效应统计结果详见表 14 所示。

表 14 汽车荷载效应统计表

| 运行状态 | 分布函数     | 内力 | 期望值<br>$H_{SQ}$ | 变异系数<br>$\theta_{SQ}$ |
|------|----------|----|-----------------|-----------------------|
| 一般运行 | 正态分布     | 弯矩 | 0.6622          | 0.1771                |
|      |          | 剪力 | 0.8979          | 0.1528                |
|      | 极值 I 型分布 | 弯矩 | 0.6858          | 0.1572                |
|      |          | 剪力 | 0.6079          | 0.1579                |
| 密集运行 | 正态分布     | 弯矩 | 0.6851          | 0.1408                |
|      |          | 剪力 | 0.9481          | 0.1857                |
|      | 极值 I 型分布 | 弯矩 | 0.8001          | 0.0858                |
|      |          | 剪力 | 0.7191          | 0.0772                |

## 3) 抗力统计参数

结构抗力  $R$  会由于荷载效应、结构几何、材料性能和计算方式等多个因素的不定性变化而存在差异，即  $R = X_1 \bullet X_2 \bullet \bullet \bullet X_n$ 。这种形式的概率分布一般都是偏态的，但根据正态分布相关定理可知  $L_n R = L_n X_1 + L_n X_2 + \bullet \bullet \bullet + L_n X_n$  近似为正态分布，故可将结构抗力  $R$  视为对数正态分布。本节以钢筋混凝土构件为例，根据“公路统一标准”，得出受力状态下结构抗力参数的取值，结果如表 15 所示。

表 15 钢筋混凝土构件抗力参数统计表

| 受力状态   | 期望值<br>$H_R$ |        | 变异系数<br>$\theta_R$ |
|--------|--------------|--------|--------------------|
| 受压（轴心） | 1.3743       |        | 0.1551             |
| 受拉（轴心） | 1.0822       |        | 0.1319             |
| 受弯     | 1.2261       |        | 0.1408             |
| 受剪     | 矩形           | 1.6721 | 0.2877             |
|        | T 形          | 2.1801 | 0.2229             |
| 受压（偏心） | 1.2038       |        | 0.1451             |

## (2) 结构设计表达式中各分项系数的确定

在给定目标可靠指标  $\beta$ ，恒载效应统计参数  $m_{SG}$  和  $\sigma_{SG}$ ，活载统计参数  $m_{SQ}$  和  $\sigma_{SQ}$ ，以及抗力基本变量的统计参数  $m_R$  和  $\sigma_R$  前提下，可得：

$$m_R - m_{SQ} - m_{SG} - \beta \sqrt{(m_R \delta_R)^2 + (m_{SQ} \delta_{SQ})^2 + (m_{SG} \delta_{SG})^2} = 0 \cdots \cdots \cdots (17)$$

由上式可求得构件的抗力平均值  $m_R$ ，再根据抗力参数  $H_R$  可以求得构件的抗力标准值  $R_k^*$ ，其表达

式如下式所示：

$$R_k^* = \frac{m_R}{H_R} \dots\dots\dots (18)$$

依据桥面系构件在断索过程中受恒载作用和活载作用情况，在进行结构设计计算时，可建立如下的分项系数功能表达式：

$$\gamma_G S_{Gk} + \gamma_Q S_{Qk} = R_k / \gamma_R \dots\dots\dots (19)$$

对于某一构件，若按公式（19）求得的抗力标准值  $R_k$  大于或等于由式（18）以可靠度直接设计法求得的抗力标准值  $R_k^*$ ，则按公式（19）设计的构件可靠性指标也一定大于或等于规定的可靠指标，但只能通过将式（19）的各分项系数与恒、活载的效应比值  $\rho$  两者建立函数变化关系，才能使结构以式（19）计算的可靠性指标满足原先需要达到的数值要求，这是极为不科学的。对于不同的材料和不同的结构构件，假如均采用相同的  $\gamma_G$  和  $\gamma_Q$  值，其抗力分项系数  $\gamma_R$  也将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，其中最优分项系数应满足以下  $H_i$  值为最小的条件。

$$H_i = \sum_j^m (R_{kij}^* - R_{kij})^2 = \sum_j^m (R_{kij}^* - \gamma_{Ri} S_j)^2 \dots\dots\dots (20)$$

式中：  $S_j = \gamma_G (S_{GK})_j + \gamma_Q (S_{QK})_j$ 。

由上式可知，一组  $\gamma_G$  和  $\gamma_Q$  数据便可求出某构件的一抗力分项系数  $\gamma_{Ri}$ ，在基于更多组  $\gamma_G$  和  $\gamma_Q$  数据基础上，依据上述同样的方法，计算出构件各分项系数达到最佳数值，即应满足式（21） $I$  中为最小值。

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

目标可靠性指标、荷载效应与抗力基本变量的各概率分布类型和统计参数按照前文分析选取。在一组  $\gamma_G$  和  $\gamma_Q$  值之下计算  $I$  值时，式（21）右侧有 60 组数据：即由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）和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，即为：  $5 \times 2 \times 6 = 60$ 。

因为恒载效应分项系数不会因不同作用效应组合而不同，所以先确定恒载分项系数  $\gamma_G = 1.2$ ，再选

择活载分项系数  $\gamma_Q = 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.1, 1.2, 1.3, 1.4$  八个值进行  $I$  的最小值计算, 计算结果如图 27 所示。

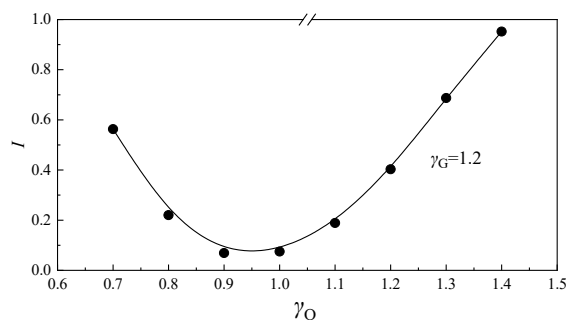


图 27  $\gamma_G=1.2$  时  $I$  随  $\gamma_Q$  变化规律

如图可知, 当  $\gamma_G=1.2$ ,  $\gamma_Q=0.9$  时,  $I$  值最小, 则破坏安全极限状态下的荷载分项系数取值如表 16 所示。

表 16 破坏安全极限状态荷载分项系数

| 效应 | 恒载<br>$\gamma_G$ | 活载<br>$\gamma_Q$ |
|----|------------------|------------------|
| 系数 | 1.2              | 0.9              |

6.5.1 从前文得到的破坏安全极限状态荷载分项系数, 并依据前述方法进行第  $i$  种构件相应的抗力分项系数  $\gamma_{Ri}$  取值。要使  $H_i$  达到最小, 则在确定抗力分项系数时, 需要满足以下表达式。

$$\frac{\partial H_i}{\partial \gamma_{Ri}} = 0 \quad \dots\dots\dots (22)$$

即由式 (22) 可得:

$$\gamma_{Ri} = \frac{\sum_{j=1}^m R_{kij}^* S_j}{\sum_{j=1}^m S_j^2} \quad \dots\dots\dots (23)$$

对于荷载组合系数取  $\gamma_G=1.2$  和  $\gamma_Q=0.9$  时, 构件相应抗力分项系数取值如表 17 所示。

表 17 破坏安全极限状态抗力分项系数取值

| 效应 | 受压 (轴心)<br>$\gamma_{R1}$ | 受拉 (轴心)<br>$\gamma_{R2}$ | 受弯<br>$\gamma_{R3}$ | 受压 (偏心)<br>$\gamma_{R4}$ | 受剪<br>$\gamma_{R5}$ |
|----|--------------------------|--------------------------|---------------------|--------------------------|---------------------|
| 系数 | 1.0                      | 1.2                      | 1.1                 | 1.1                      | 1.2                 |

前述的抗力分项系数是在指定某一种材料情况下计算得到, 对于不同材料其各种受力状态的抗力

分项系数也不尽相同，采用上述结构抗力分项系数作为结构设计的依据参数时设计计算过程将极为复杂。所以，从材料强度角度进行考虑，通过材料与结构各种受力状态的函数关系，用材料分项系数来代替结构抗力分项系数，即用材料性能强度分项系数来表示结构的抗力功能。

研究成果表明，混凝土与钢结构在断索这一动力作用的瞬间冲击下会产生显著的应变率硬化。因此，在基于拆除构件法的结构设计中，我国 JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》以及美国 DoD、GSA 等规范均规定：动力作用下的材料强度应采用标准值，并考虑相应的材料强度动态增大系数。

至于我国对于偶然作用下为防止剩余结构发生连续坍塌而对结构进行设计验算时，构件的材料强度取值做了如下规定：预应力筋取考虑锚具作用的综合标准值；混凝土取标准值；钢筋取屈服值。若必要时，应该考虑材料性能在偶然作用下的强化和脆性，以此选择相应的强度设计值。

通过以上分析并结合参考国内外相应规范，对吊杆断裂作用下悬吊桥面系结构进行破坏承载能力的计算分析时，混凝土和钢筋等多种材料的强度取值建议如表 18 所示。

表 18 破坏安全极限状态材料强度增大系数取值分析

| 材料强度      | 增大系数   |           |        |       |
|-----------|--------|-----------|--------|-------|
|           | GSA 取值 | DOD 取值    | JGJ 取值 | 本文件取值 |
| 混凝土       | 1.25   | 1.25      | 1.00   | 1.25  |
| 钢筋（屈服与极限） | 1.25   | 1.25      | 1.25   | 1.25  |
| 钢材屈服      | 1.05   | 1.10~1.50 | 1.25   | 1.05  |

（二）综述报告

近年来，钢管混凝土拱桥因其承载力高、跨越能力强、施工便捷及经济效益显著等优势，在我国得到了广泛应用与快速发展。据不完全统计，截至 2023 年，已建和在建的跨径不小于 50m 的钢管混凝土拱桥已近 500 座，我国已成为世界上钢管混凝土拱桥数量最多、跨径最大的国家。随着该桥型在山东省乃至全国的大规模推广，工程实践中对新材料应用和结构安全性的要求日益提高，相关科学研究持续深入，已形成较为完善的钢管混凝土拱桥设计计算理论基本体系。在标准规范方面，GB 50923—2013《钢管混凝土拱桥技术规程》和 JTG/T D65-06—2015《公路钢管混凝土拱桥设计规范》的相继出台，为钢管混凝土拱桥的设计与工程建设提供了坚实的理论与技术支撑。

然而，上述国家标准和行业标准已颁布逾十年，随着社会和经济的发展，部分新材料（如 Q420 钢材）已逐渐应用于大跨径钢管混凝土拱桥工程实际，但现行规范尚未纳入新材料对应的设计指标，无法完全指导采用新型材料的钢管混凝土拱桥设计。与此同时，国内外多起中、下承式拱桥因吊杆断

裂引发桥面系连续倒塌的恶性事故表明，悬吊桥面系强健性不足是导致结构发生连续性倒塌的关键因素，而受限于过往研究深度，既有规范对悬吊桥面系强健性设计方法尚未作出明确的规定，设计人员在工程实践中缺乏可依据的计算方法和设计参数。

基于上述背景，本文件的编制必要性主要体现在以下几个方面：

#### 1. 更新新材料设计指标，适应钢管混凝土拱桥技术发展需求

近年来，Q420 等高性能钢材已在大跨径钢管混凝土拱桥中逐步推广应用，如本文件依托工程在建的高商黄河特大桥拱肋即采用了 Q420 钢材，内填 C60 级混凝土。现有规范 JTG/T D65-06—2015 和 GB 50923—2013 颁布时间较早，其材料设计指标主要针对 Q345 及以下等级钢材和 C60 及以下等级混凝土，未涵盖 Q420 钢材及 C65~C80 混凝土的设计参数，无法为采用新材料的拱桥设计提供充分的依据。本文件系统更新了 Q355、Q420 钢材以及 C65~C80 混凝土的设计指标，补充了新增钢材与管内混凝土等级的匹配度要求，使标准能够切实指导当前钢管混凝土拱桥的工程设计，适应行业技术进步的需要。

#### 2. 填补悬吊桥面系强健性设计方法空白，提升结构抗连续倒塌能力

中、下承式拱桥的悬吊桥面系是结构体系中的关键传力构件，一旦发生吊杆断裂，若桥面系缺乏足够的强健性（冗余度），极易引发桥面系的连续性倒塌，造成严重的人员伤亡和经济损失。历史上国内外多起拱桥坍塌事故已充分证实了这一点。然而，既有规范对悬吊桥面系在吊杆断裂等偶然作用下的设计计算方法、荷载取值、动力放大系数、承载力验算方法等均未作出系统性规定。本文件在依托工程相关课题的研究成果基础上，通过系统的缩尺模型试验和高精度非线性有限元数值模拟，建立了中、下承式拱桥悬吊桥面系强健性设计理论与计算方法，明确了拆除构件法在强健性设计中的应用原则，规定了计算模型、作用与作用组合、加劲纵梁内力与承载力验算方法等关键技术要求，填补了现行标准体系的空白。

#### 3. 指导山东省钢管混凝土拱桥设计实践，促进工程建设规范化

山东省正处于交通基础设施建设的高峰时期，钢管混凝土拱桥在该省具备广阔的工程应用前景。本文件适用于山东省各级公路与市政工程中钢管混凝土拱桥的强健性设计，能够为设计人员在确定材料参数、进行悬吊桥面系抗连续倒塌验算等关键环节提供明确的技术依据和可操作的计算方法。本文件的制定将有力推动钢管混凝土拱桥设计工作的规范化和科学化，有效提升结构安全冗余度，降低因局部构件失效引发连续性倒塌的风险，对保障桥梁长期运营安全、提高建设质量、降低工程造价具有重要的理论指导意义和工程应用价值。

#### 4. 推动行业技术进步与高质量发展，服务交通强国战略

党中央、国务院印发的《交通强国建设纲要》及《国家综合立体交通网规划纲要》明确提出推动交通运输高质量发展。本文件积极响应国家战略部署，通过引入新材料设计指标和强健性设计方法，促进钢管混凝土拱桥设计技术的更新迭代与数字化转型升级，体现了桥梁工程领域技术标准的先进性和引领性。本文件的实施将为山东省乃至全国钢管混凝土拱桥工程建设提供强有力的技术支撑，助力提升我国拱桥设计整体水平，为交通基础设施的高质量发展贡献力量。

本文件基于国内外相关研究成果，结合山东省钢管混凝土拱桥工程建设实践经验，在既有国家标准和行业标准的基础上进行补充完善，形成了具有针对性、先进性和可操作性的技术要求，将为钢管混凝土拱桥的安全设计、耐久使用和经济合理提供坚实保障。

### （三）技术经济论证

钢管混凝土拱桥在我国有着广阔的应用前景。因此，在对我国目前钢管混凝土拱桥设计的研究成果进行系统总结的基础上制定本文件，将对提高钢管混凝土拱桥结构计算分析的科学性、降低工程造价、提高结构安全性、延长桥梁使用寿命等方面都具有重大的理论指导意义；本文件的制定还将进一步对促进钢管混凝土拱桥的技术进步，推动钢管混凝土拱桥的设计理论的深入、促进山东省桥梁工程建设与提高投资效益起到积极的作用，其研究成果的运用将具有较大的经济效益和社会效益。

## 四、与国家标准、行业标准、地方标准同类标准技术内容的对比情况

本文件将在既有钢管混凝土拱桥设计规范的基础上，如 GB 50923—2013《钢管混凝土拱桥技术规程》、JTG/T D65-06—2015《公路钢管混凝土拱桥设计规范》，更新相应新材料的设计指标，补充钢管混凝土拱桥悬吊桥面系强健性设计方法等最新的研究成果，为现代钢管混凝土拱桥的设计与建设提供了理论依据和技术支撑。

本文件吸收了现有钢管混凝土拱桥设计规范（包括 GB 50923—2013《钢管混凝土拱桥技术规程》和 JTG/T D65-06—2015《公路钢管混凝土拱桥设计规范》）的相关技术规定，应用了最新研究成果，形成了钢管混凝土拱桥悬吊桥面系强健性设计方法。本文件的制定，为提高结构计算分析的科学性、提升工程建设质量以及优化工程造价提供了技术支撑与理论依据。

## 五、与有关法律、行政法规及相关标准的关系

本文件与国家、行业、地方标准的相关规定无冲突，是对国标、行标、地标的补充细化及提升完善。

## 六、采用国际标准和国外先进标准情况，与国际、国外同类标准水平的对比情况

本文件未采用国际标准和国外标准。

## 七、标准涉及专利情况

无。

## 八、重大分歧意见的处理经过和依据

本文件在编制过程中无重大分歧意见。

## 九、其他应予说明的事项

无。





