

广西壮族自治区地方标准

大跨钢管混凝土拱桥分析设计技术规程

Technical Specification for Design of Long Span Concrete-filled
Steel Tubular Arch Bridges by Analysis

主编单位：广西大学

广西交通设计集团有限公司

广西路桥工程集团有限公司

批准部门：广西壮族自治区住房和城乡建设厅

施行日期：

广西科学技术出版社

南 宁

目 次

1 总 则	1
2 术语和符号	2
2.1 术 语	2
2.2 符 号	4
3 基本规定	8
3.1 一般规定	8
3.2 作用和作用组合	8
3.3 结构分析	9
4 材料	11
4.1 钢材	11
4.2 混凝土	12
4.3 钢管混凝土	12
4.4 连接材料	14
4.5 其他材料	14
5 总体设计与构造要求	15
5.1 总体设计	15
5.2 上部结构	16
5.3 下部结构	17
5.4 辅助结构与附属结构	17
5.5 施工方案与流程	18
6 构件和主拱非线性稳定承载力设计	20
6.1 一般规定	20
6.2 计算模型	20

6.3 构件承载力设计	20
6.4 主拱非线性稳定承载力设计	30
6.5 主拱两层面承载力优化设计	31
7 结构验算	34
7.1 承载能力极限状态验算	34
7.2 正常使用极限状态验算	35
8 防腐构造与涂装	36
9 施工控制和质量检验	37
9.1 施工控制	37
9.2 质量检验	38
附录 A 工程结构承载力分析的弹性模量缩减法	41
附录 B 圆形截面钢管混凝土材料本构模型	44
B.1 圆形截面钢管混凝土的钢管本构模型	44
B.2 圆形截面钢管混凝土的管内混凝土本构模型	46
附录 C 工程结构两层面承载力设计与优化方法	49
本规程用词说明	56
引用标准名录	57
条文说明	60

Contents

1	General Provisions	1
2	Terms and Symbols	2
2.1	Terms	2
2.2	Symbols	4
3	Basic Requirements	8
3.1	General Requirements	8
3.2	Actions and Combinations of Actions	9
3.3	Structural Analysis	9
4	Material	11
4.1	Steel	11
4.2	Concrete	12
4.3	Concrete- Filled Steel Tube	12
4.4	Connetction Materials	14
4.5	Other Materials	14
5	Overall Design and Details	16
5.1	Overall design	16
5.2	Superstructure	16
5.3	Substructure	17
5.4	Auxiliary Structure and Appurtenance	18

5.5	Construction Plan and Process	18
6	Calculation of the Main Arch Structure	19
6.1	General Requirements	19
6.2	Computation Model	19
6.3	Calculation of Capacity of CFST Components	20
6.4	Calculation of Capacity of Steel Components	24
6.5	Calculation of Capacity of Suspenders and Ties	28
6.6	Calculation of Ultimate Capacity of Main Arch	29
6.7	Calculation of Two-Level Capacity of Main Arch	30
7	Structural Verification	32
7.1	Verification of Bearing Capacity Limit State	32
7.2	Verification of Serviceability limit states	33
8	Corrosion Resistance and Coatings	35
9	Construction Control and Quality Inspection	36
9.1	Construction Control	36
9.2	Quality Inspection	33
Appendix A	Elastic Modulus Reduction Method for Calculating the Ultimate Capacity of Structure	41
Appendix B	Constitutive Models for Materials in Circular CFST Structures	44
Appendix C	Two-Level Structural Optimal Design Method	

for CFST Main Arch	49
Explanation of Wording in This Code.....	56
List of Quoted Standards.....	57
Addition: Explanation of Provisions.....	60

1 总 则

1.0.1 为使大跨度钢管混凝土拱桥设计符合安全适用、技术先进、经济合理、确保质量、保护环境的要求，制定本规程。

1.0.2 本规程适用于大跨度圆形截面的钢管混凝土拱桥设计，给出了开展钢管混凝土拱桥构件和主拱非线性整体稳定两层承载力分析设计与优化方法。

1.0.3 大跨度钢管混凝土拱桥设计应综合考虑地质条件、使用功能、荷载特征、施工条件；并应重视因地制宜，注重概念设计，节约资源；强化施工质量控制与管理。

1.0.4 钢管混凝土拱桥主体结构设计使用年限应为 100 年，吊索、系杆索的设计使用年限应为 20 年。钢结构防腐涂层体系保护年限应为 15 年。吊索、系杆索锚固设计应满足检查、维修和可更换的需要。

1.0.5 大跨度钢管混凝土拱桥设计除应符合本规程外，尚应符合国家、行业、广西壮族自治区现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 大跨钢管混凝土拱桥 long span concrete-filled steel tubular(CFST) arch bridge

主拱为钢管混凝土构件，且跨径大于 150m 的钢管混凝土拱桥。

2.1.2 分析设计 design by analysis

在大跨钢管混凝土拱桥总体设计和初步方案基础上，采用空间建模和数值分析技术，对拱桥结构响应和承载性能进行精细分析和设计，并结合分析结果开展拱桥设计与优化的方法。

2.1.3 钢管混凝土构件 concrete-filled steel tubular member

在钢管内灌注混凝土，利用钢管套箍作用提高混凝土抗变形能力、耐久性能，利用混凝土填充提高钢结构稳定性、安全性和承载能力，由钢管——混凝土共同受力的构件。

2.1.4 钢管初应力 initial stress of steel tube

钢管混凝土构件核心混凝土达到设计强度前空钢管的应力。

2.1.5 脱空率 de-fill rate

球冠形脱空的最大高度或环形脱空的平均距离，与钢管混凝土构件外径的比值。

2.1.6 线形偏差 alignment deviation

施工成桥后，拱肋及成桥整体线形与设计线形的差值。

2.1.7 成桥状态 completion state of bridge

由于钢管混凝土拱桥钢管存在初应力、管内混凝土存在脱空、拱肋及线形存在偏差，在施工成桥后与理想设计状态存在差异的成桥后实际形态。

2.1.8 构件承载力 component bearing capacity

构件在达到强度失效或稳定失效时的承载能力。

2.1.9 主拱非线性稳定承载力 ultimate bearing capacity

考虑材料非线性和几何非线性影响，主拱结构达到整体非线性失稳时的承载能力。

2.1.10 两层面承载力设计 two-level bearing capacity design for main arch

在总体设计和初步方案基础上，通过分析设计确定构件截面参数，使构件和主拱非线性稳定两个层面均能达到承载安全要求的设计方法。

2.1.11 主拱两层面承载力优化 two-level bearing capacity optimization design for main arch

在两层面承载力设计基础上，通过优化设计确定主拱构件截面参数，达到主拱两层面承载安全且截面参数经济合理的优化设计方法。

2.1.12 弹性模量缩减法 elastic modulus reduction method

通过缩减结构高承载区的弹性模量模拟结构损伤过程，获得结构失效模式，进而基于塑性极限分析原理求解结构整

体承载力的弹性迭代方法。

2.1.13 施工控制 construction control

在拱桥施工全过程中，结合信息化和智能技术，通过对混凝土材料制备、拱肋安装精度、成桥线型偏差等进行监测、控制与调整，使 CFST 拱桥成桥状态满足设计要求的控制技术。

2.1.14 卧式耦合制造 horizontal coupling construction

将钢管混凝土拱桥的拱肋节段水平放置，并以前两个满足拼装要求的拱肋节段作为基础，通过特定的耦合方式将拱肋节段连接在一起的制造方法。

2.1.15 扣索一次张拉优化计算方法 optimization calculation method for one-time tensioning of cable buckle

通过数学优化，使各施工阶段的当前节段扣索一次张拉至拱肋标高，达到控制要求后，在后续合龙前的施工阶段不再进行二次张拉调整的计算方法。

2.1.16 真空辅助 vacuum aided method

先用真空泵将拱桥拱肋弦管管内抽成大气负压，在保持负压状态下进行混凝土灌注的施工辅助方法。

2.2 符号

2.2.1 作用和作用效应

S ——作用效应的组合设计值；

R ——构件的承载力设计值；

N_d 、 M_d ——构件轴向力和弯矩设计值；

M_{dy} 、 M_{dz} ——构件绕 y 轴和 z 轴的弯矩设计值；

V ——构件剪力设计值；

σ_0 ——钢管初应力；

D_1 、 T_1 ——优化设计调整后的构件外径和钢管壁厚；

d_0 、 d_1 ——优化前、后的构件承载比均匀度；

\bar{b}_k ——所有构件承载比的平均值；

\bar{b}_k^{\max} 、 \bar{b}_k^{\min} ——所有构件承载比中的最大值和最小值；

b_k^c ——第 c 个构件的承载比；

D_{Ad} ——主拱竖向挠度幅值；

D_{Ad1} 、 D_{Ad2} ——主拱竖向正向挠度、负向挠度幅值；

D_{Bd} ——桥面梁（板）竖向挠度幅值。

2.2.2 抗力和材料性能

f_y 、 f_{sd} ——钢管的屈服强度、抗拉强度设计值；

f_{ck} 、 f_{cd} ——钢管内混凝土轴心抗压强度标准值、设计值；

f_c ——核心混凝土抗压强度实测值；

f_{sck} 、 f_{sc} ——钢管混凝土组合轴心抗压强度的标准值、设计值；

f_{pk} ——吊索和系杆索抗拉强度标准值；

τ_{sc} ——钢管混凝土组合抗剪强度设计值；

E_{sc} ——钢管混凝土组合弹性轴压模量；

N_{Rd} 、 M_{Rd} ——构件抗压强度和抗弯强度设计值；

N_{cr} ——欧拉临界力。

2.2.3 几何参数

r_o ——钢管截面外半径；

r_i ——钢管截面内半径；
 T ——主管壁厚；
 L ——主拱的净跨径；
 A_s ——钢管混凝土的钢管截面积；
 A_c ——钢管混凝土的管内混凝土截面积；
 A_{sc} ——钢管混凝土构件截面积；
 W_{sc} 、 I_{sc} ——钢管混凝土构件截面抗弯抵抗矩、惯性矩；
 $A_{sc,0}$ 、 $A_{sc,1}$ ——优化设计调整前、后的构件截面积；
 l_1 ——构件计算长度；
 i ——单肢构件截面回转半径；
 d_s ——球冠型脱空的最大高度；
 x_0 、 x_1 ——设计调整前、后的构件截面调整参数。

2.2.4 计算系数

a_f ——钢材标准值与混凝土标准值之比；
 α_o ——优化设计的构件截面参数调整系数；
 a_s ——钢管混凝土截面含钢率；
 ξ_k 、 ξ_d ——钢管混凝土约束效应系数的标准值、设计值；
 γ ——结构重要性系数；
 γ_s ——吊索和系杆索承载力计算的综合系数；
 K_p ——钢管初应力折减系数；
 K_d ——管内混凝土脱空折减系数；
 γ_m ——构件截面塑性发展系数；
 φ ——稳定系数；
 λ ——构件的长细比；

λ_p 、 λ_o ——钢管混凝土构件弹性失稳的界限长细比、塑性失稳的界限长细比；

λ_n ——圆钢管构件的相对长细比；

ω ——钢管初应力度；

χ_s ——球冠型脱空的脱空率；

γ_v ——截面抗剪修正系数；

α_M ——非线性稳定承载力设计时的构件截面参数调整；

γ_1 ——构件承载力设计时的强度比指数；

γ_M ——非线性稳定承载力设计时的构件强度比指数；

K_1 ——构件承载力设计时的构件计算安全系数；

K_M ——整体承载力设计时的安全系数；

$[K^s]$ ——主拱非线性稳定安全系数限值；

$[K_0]$ ——构件安全系数目标值；

ε_d ——优化设计迭代分析的收敛容差；

K_{ES} ——主拱弹性整体稳定系数；

UPV ——密实状态下的超声波波速计算值。

2.2.5 其他

c 、 n ——构件编号和总数；

t ——检测时间。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 大跨钢管混凝土拱桥分析设计应包括下列内容：

1 总体设计，包括桥型、桥跨方案、上部结构、下部结构构造尺寸和材料选用、附属结构布置、施工方案。

2 构件和主拱非线性稳定承载力设计：构件和主拱非线性稳定两层面对承载力设计，主拱构件和非线性稳定两层面对承载力优化。

3 结构验算：组合受压构件承载力、节点承载力、节点疲劳承载力、主拱弹性稳定性、抗风和抗震承载力等承载能力极限状态验算，主拱和桥面竖向挠度、桥梁动力特性等正常使用极限状态验算。

4 设计保障：防腐构造与涂装，施工控制和质量检验。

3.1.2 大跨钢管混凝土拱桥主拱结构计算应计入钢管初应力和管内混凝土脱空的影响，对构件和主拱非线性稳定进行两层面对承载力设计与优化。

3.2 作用和作用组合

3.2.1 作用分类、代表值和作用组合应符合现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60 的有关规定。

3.2.2 主拱活载冲击系数 μ 的计算与取值要求应符合现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 的有关

规定。

3.2.3 计算体系温差引起的效应时，应符合现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60 和现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 的有关规定。

3.2.4 计算单管主拱截面的温差效应时，应符合现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 的有关规定。

3.2.5 计算主拱徐变内力及变形时，徐变系数应符合现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60，或按照主拱降温 $15\text{ }^{\circ}\text{C}$ 计算徐变影响。

3.2.6 地震效应的计算符合现行行业标准《公路桥梁抗震设计规范》JTG/T 2231-01 的有关规定。

3.2.7 风荷载计算应符合现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60 和《公路桥梁抗风设计规范》JTG/T 3360-01 的有关规定。

3.3 结构分析

3.3.1 大跨度钢管混凝土拱桥构件和主拱非线性稳定承载力设计中，构件承载力设计可采用弹性分析方法，主拱非线性稳定承载力设计可采用本规程附录 A 的工程结构承载力分析的弹性模量缩减法，主拱构件和非线性稳定两层面对承载力优化可采用本规程附录 C 的工程结构两层面对承载力设计与优化方法。

3.3.2 大跨度钢管混凝土拱桥结构验算应根据结构类型、材料性能、受力特点、计算内容等，采用弹性分析方法、弹性模量缩减法、弹塑性分析方法或试验分析方法。弹塑性分析方法可采用本规程附录 B 的圆形截面钢管混凝土材料本构模型，

也可采用现行国家标准《钢管混凝土混合结构技术标准》GB/T 514461 的材料本构模型。

3.3.3 采用计算软件进行结构计算和验算时，应对结果进行判断和校核，确认结果合理、有效后方可应用于工程设计。

4 材料

4.1 钢材

4.1.1 大跨钢管混凝土拱桥钢材应根据结构重要性、荷载特征、应力状态、连接方式、环境条件等因素确定强度和质量等级，宜采用 Q235、Q355、Q390、Q420、Q460 钢。

4.1.2 钢材质量等级应根据使用环境温度选用 B 级或 B 级以上，需验算疲劳的焊接结构用钢材应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的有关规定。钢材质量应符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700、《低合金高强度结构钢》（GB/T 1591）、《桥梁用结构钢》GB/T 714 的有关规定。

4.1.3 当钢材有防止层状撕裂而采用 Z 向钢时，其材质应符合现行《厚度方向性能钢板》GB/T 5313 的有关规定。

4.1.4 钢管宜采用直缝焊接钢管，焊缝应采用全熔透对接焊缝并应符合现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 中关于一级焊缝质量检验标准。当钢管径厚比不满足卷制要求时，钢管也可采用无缝钢管，钢管质量应符合现行国家标准《结构用无缝钢管》GB/T 8162 的有关规定。

4.1.5 钢材的强度设计值和其他物理力学性能指标，应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017、《碳素结构钢》GB/T 700 和《低合金高强度结构钢》（GB/T 1591）的有关规定执行。

4.2 混凝土

4.2.1 钢管混凝土拱桥的混凝土质量应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 和《混凝土强度检验评定标准》GB/T 50107 的有关规定。

4.2.2 钢管内混凝土强度等级选用宜符合《钢管混凝土混合结构技术标准》GB/T 51446 有关规定，强度设计值和其他物理力学性能指标，应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定执行。

4.2.3 钢管内混凝土应采用微膨胀混凝土，其性能要求和配合比设计宜符合《钢管混凝土拱桥管内混凝土施工技术标准》T/CECS 1047 的有关规定。

4.3 钢管混凝土

4.3.1 钢管与管内混凝土的匹配关系宜符合表 4.3.1 的规定：

表 4.3.1 钢管与管内混凝土的匹配关系

钢材牌号	Q235	Q355	Q390、Q420、Q460
混凝土强度等级	C30-C40	C40-C80	C50-C80

4.3.2 钢管混凝土构件外径、壁厚、径厚比、含钢率、约束效应系数的构造要求，应符合现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 的有关规定及以下要求：

1 含钢率应按下列公式计算：

$$a_s = \frac{A_s}{A_c} \quad (4.3.2-1)$$

式中： a_s ——钢管混凝土截面含钢率；

A_s 、 A_c ——钢管混凝土的钢管截面积和钢管内混凝土

截面积 (m^2)。

2 约束效应系数应按下列公式计算:

$$\xi_k = \frac{A_s f_y}{A_c f_{ck}}, \quad \xi_d = \frac{A_s f_{sd}}{A_c f_{cd}} \quad (4.3.2-2)$$

式中: ξ_k 、 ξ_d ——钢管混凝土约束效应系数标准值、设计值;

f_y 、 f_{sd} ——钢管的屈服强度、抗拉强度设计值

(MPa);

f_{ck} 、 f_{cd} ——钢管内混凝土轴心抗压强度标准值和设计值 (MPa)。

4.3.3 钢管混凝土组合轴心抗压强度应按下列公式计算:

$$f_{sck} = \begin{cases} (1.14 + 1.02\xi_k) f_{ck}, & T \leq 16 \\ 0.96(1.14 + 1.02\xi_k) f_{ck}, & T > 16 \end{cases} \quad (4.3.3-1)$$

$$f_{sc} = \begin{cases} (1.14 + 1.02\xi_d) f_{cd}, & T \leq 16 \\ 0.96(1.14 + 1.02\xi_d) f_{cd}, & T > 16 \end{cases} \quad (4.3.3-2)$$

式中: f_{sck} 、 f_{sc} ——钢管混凝土组合轴心抗压强度的标准值、设计值 (MPa);

T ——主管壁厚 (mm)。

4.3.4 钢管混凝土构件弹性模量应采用组合弹性模量 E_{sc} 应按下列公式计算:

$$E_{sc} = \frac{\left[\frac{0.192f_y}{235} + 0.488 \right] \times 10^6 \times f_{sck}}{3.25f_y} \quad (4.3.4)$$

式中: E_{sc} ——钢管混凝土组合弹性轴压模量 (MPa)。

4.3.5 钢管混凝土组合抗剪强度 τ_{sc} ，应按下列公式计算:

$$\tau_{sc} = \begin{cases} \left(0.422 + 0.313a_s^{2.33} \right)_{\leq 0}^{0.134} f_{sc}, & T \leq 16 \\ 0.96 \left(0.422 + 0.313a_s^{2.33} \right)_{\leq 0}^{0.134} f_{sc}, & T > 16 \end{cases} \quad (4.3.5)$$

式中： τ_{sc} ——钢管混凝土组合抗剪强度设计值（MPa）。

4.3.6 钢管混凝土材料的线膨胀系数 α 应取 1.2×10^{-5} 。

4.4 连接材料

4.4.1 焊接材料和连接紧固件选用应符合现行国家标准《钢管混凝土混合结构技术标准》GB/T 51446 的有关规定。

4.4.2 焊缝和连接紧固件的强度指标应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的有关规定执行。

4.5 其他材料

4.5.1 吊索和系杆索材料可选用高强钢丝和钢绞线，应符合现行国家标准《钢管混凝土拱桥技术规范》GB 50923、《桥梁缆索用热镀锌钢丝》GB/T17101 和《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 的有关规定。

4.5.2 吊索和系杆索的锚具及连接件的钢材应选用优质碳素结构钢或合金结构钢，性能要求应符合现行行业标准《公路桥梁预应力钢绞线用锚具、夹具和连接器》JT/T329 的有关规定。

4.5.3 防腐材料应符合现行国家标准《色漆和清漆 防护涂料体系对钢结构的防腐蚀保护 第 1 部分：总则》GB/T 30790.1 的有关规定，防火涂料应符合现行国家标准《钢结构防火涂料》GB/T 14907 的有关规定。

5 总体设计与构造要求

5.1 总体设计

5.1.1 应根据桥位地形、地质、水文条件和使用要求，合理选择上承式、中承式、下承式、有推力和无推力钢管混凝土拱桥结构体系。

5.1.2 主跨跨径选择应考虑桥梁防撞要求、拱座基坑开挖方案的影响。

5.1.3 跨径大于 150m 宜采用桁式主拱，跨径大于 300m 宜采用变截面桁式主拱。

5.1.4 主拱矢跨比、拱轴线、跨径比、主拱几何参数、吊索和拱上立柱间距、拱座类型选用，应符合现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 的有关规定。

5.1.5 提篮式主拱内倾角宜为 5° ~ 10° ，中、下承式跨径大于 400m 宜采用平行拱。

5.1.6 多孔钢管混凝土下承式刚架系杆拱系杆锚固和上承式制动墩设置、双肋式主拱布置和桥面梁体系、中承式和下承式行车道及防撞护栏布置、特殊细节构造的耐久性要求、附属工程设置等应符合现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 的有关规定。

5.1.7 桥梁钢管结构的完整性设计、钢结构损伤控制原则和控制技术，应符合现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 的有关规定。

5.2 上部结构

5.2.1 主拱斜支管节点构造、桁式构造和几何参数、抗疲劳构造、焊接接头、加劲肋构造、主拱接头应符合现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 的有关规定。

5.2.2 拱肋主弦管宜采用等径管，并可根据受力情况在各节段采用不同壁厚，壁厚种类不宜大于 4 种。当采用变径管时，管径类型不宜大于 3 种。

5.2.3 拱肋间横撑宜采用一字式、K 式、X 式、米字式，与主拱宜采用焊接连接方式，其强度和刚度应满足本规程第 6 章和第 7 章要求。

5.2.4 拱上立柱节段连接宜采用对接焊头，立柱柱脚及其与盖梁、基础连接构造应符合现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 的有关规定。

5.2.5 吊索应采用平行钢丝成品索或钢绞线成品索，长度大于 30m 时宜提高吊索的抗拉刚度，中、下承式拱桥最短吊索自由长度应符合现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 的有关规定。

5.2.6 系杆索应采用平行钢丝成品索或钢绞线成品索，系杆索及锚具应满足检查、维护及可更换的需要。

5.2.7 系杆拱桥的系杆布置宜采用永临结合方案。

5.2.8 桥面系选型与构造应符合现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG / T D65-06 的有关规定。

5.2.9 中承式和下承式拱桥桥面系应具有良好的整体性，并应保障单根横梁两端吊杆失效后不落梁。

5.2.10 四车道及四车道以上桥面，桥面系横梁加工宜考虑横向预拱度。

5.2.11 采用格子梁体系的桥面系应加强端横梁刚度，并宜采

用灌注混凝土的箱型梁。

5.2.12 上承式拱桥桥面系计算时，应考虑主拱、立柱对桥面系局部承载能力和变形的影响，采用预制 T 梁、小箱梁的装配式桥面系，应进行专项验算。

5.3 下部结构

5.3.1 支座选型与构造应符合现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60 的有关规定。

5.3.2 基础选型与构造应符合现行行业标准《公路桥涵地基基础设计规范》JTG 3363 的有关规定。

5.3.3 下承式刚架系杆拱桥主墩宜选用具有较大水平刚度的门式墩，桥墩宜满足无临时系杆时钢管拱肋吊装过程的承载能力要求。

5.4 辅助结构与附属结构

5.4.1 主拱安装辅助体系和构造应符合现行协会标准《钢管混凝土拱桥管内混凝土施工技术标准》T/CECS 1047、现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 的有关规定。

5.4.2 主拱扣点宜采用锚拉板形式（图 5.4.2）。

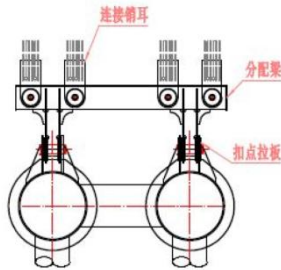


图 5.4.2 主拱扣点的锚拉板

5.4.3 中承式和下承式拱桥的交界墩、立柱宜采用双支座体系。

5.4.4 桥面铺装、防排水构造、检修养护设施应符合现行国家标准《公路桥梁养护技术规程》GB 50205、现行行业标准《公路钢结构桥梁养护技术规程》JTG/T B02-01 的有关规定。

5.5 施工方案与流程

5.5.1 钢管混凝土拱桥主拱施工应按钢管节段安装成拱、主拱管内混凝土灌注、拱上结构安装三个阶段制定施工安案，并进行主拱施工过程计算。

5.5.2 钢管节段安装成拱、主拱管内混凝土灌注、拱上结构安装三个阶段的结构体系应进行内力、稳定和抗风性能分析，并应验算体系中构件的强度、刚度、稳定和抗风性能。

5.5.3 主拱钢管节段安装宜采用斜拉扣挂方法，主拱计算模型与验算项目、线形要求和拟合应符合现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 的有关规定。

5.5.4 主拱管内混凝土灌注宜采用真空辅助泵送顶升压注法施工，材料、管内混凝土性能、配合比设计、施工机械设备和施工方法应符合现行协会标准《钢管混凝土拱桥管内混凝土

施工技术标准》T/CECS 1047 的有关规定。

5.5.5 拱上结构安装要求、加载程序应符合现行行业标准《公路桥涵施工技术规范》JTGT 3650—2020 的有关规定。

5.5.6 主拱跨径大于 500m 时，管内混凝土灌注时除在拱顶设置一道隔仓板外，宜在 1/4 跨处增设一道隔仓板。

5.5.7 主拱管内混凝土灌注应采用由拱脚向拱顶顶升压注的方式，跨径大于 500m 时宜采取“纵向分段、上下跳仓”灌注顺序。

6 构件和主拱非线性稳定承载力设计

6.1 一般规定

6.1.1 大跨钢管混凝土拱桥主拱应根据成桥状态下最不利作用组合进行分析设计。

6.1.2 大跨钢管混凝土拱桥应根据构件承载力和主拱非线性稳定承载力进行两层面承载力设计，并宜进行主拱两层面承载力优化，确定满足两层面承载安全要求且经济合理的构件截面。两层面承载力设计和优化可采用附录 A 和附录 C 计算。

6.1.3 大跨钢管混凝土拱桥构件承载能力极限状态应按下式验算：

$$\gamma S \leq R \quad (6.1.3)$$

式中： γ ——结构重要性系数，按本规程 6.3 节相应要求取值；

S ——作用效应的组合设计值；

R ——构件的承载力设计值。

6.2 计算模型

6.2.1 大跨钢管混凝土拱桥主拱及桥面格构梁宜采用梁单元建模，并准确模拟桥面荷载作用和桥面刚度影响，且应采用合理约束条件模拟下部结构对上部结构承载性能的影响。

6.2.2 主拱肋每个构件节间划分梁单元数不宜小于 4 个，采用杆单元模拟轴心受力构件时应划分为 1 个单元。

6.3 构件承载力设计

I 钢管混凝土受压构件

6.3.1 轴心受压、压弯组合内力作用下圆形钢管混凝土构件承载力设计应符合下列规定：

1 构件承载力应按下列公式验算：

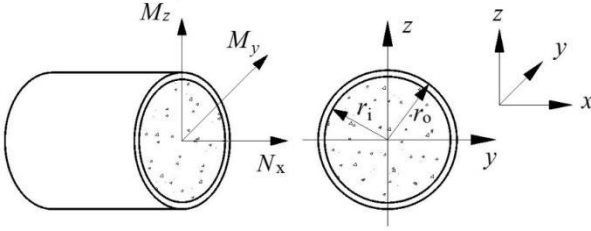


图 6.3.1 圆形钢管混凝土构件截面的几何参数和内力

$$\gamma \left(\frac{N_d}{K_p K_d N_{Rd}} + G(\xi_d, \varphi) J(\xi_d) \left(\frac{N_d}{K_p K_d N_{Rd}} \right)^{0.309} \left(\frac{M_d}{M_{Rd}} \right)^{0.691} + \frac{M_d}{M_{Rd}} \right) \leq 1 \quad (6.3.1-1)$$

$$G(\xi_d, \varphi) = 1 + (-2.845 - 3.280\xi_d)(1 - \varphi) + (1.062 + 4.201\xi_d)(1 - \varphi)^2 \quad (6.3.1-2)$$

$$J(\xi_d) = (-1.135 + 1.222\xi_d - 0.728\xi_d^2 + 0.195\xi_d^3 - 0.019\xi_d^4) \quad (6.3.1-3)$$

$$\varphi = \begin{cases} 1, & \lambda \leq \lambda_o \\ a\lambda^2 + b\lambda + c, & \lambda_o < \lambda \leq \lambda_p \\ \frac{d}{(\lambda + 35)^2}, & \lambda > \lambda_p \end{cases} \quad (6.3.1-4)$$

$$a = \frac{1 + (35 + 2\lambda_p - \lambda_o)e}{(\lambda_p - \lambda_o)^2}, \quad b = e - 2a\lambda_p, \quad c = 1 - a\lambda_o^2 - b\lambda_o \quad (6.3.1-5)$$

$$d = \left[13000 + 4657 \ln \left(\frac{235}{f_y} \right) \right] \cdot \left(\frac{25}{f_{ck} + 5} \right)^{0.5} \cdot \left(\frac{a_s}{0.1} \right)^{0.05} \quad (6.3.1-6)$$

$$e = \frac{-d}{(\lambda_p + 35)^3} \quad (6.3.1-7)$$

$$\lambda_p = \frac{1743}{\sqrt{f_y}}, \quad \lambda_o = \pi \sqrt{\frac{420\xi_k + 550}{(1.02\xi_k + 1.14)f_{ck}}} \quad (6.3.1-8)$$

$$\lambda = \frac{l}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I_{sc}}{A_{sc}}} \quad (6.3.1-9)$$

式中： γ ——结构重要性系数，取 $\gamma=1.1$ ；

N_d ——构件轴向力设计值（kN）；

M_d ——构件弯矩设计值（kN·m），

$$M_d = \sqrt{M_{dy}^2 + M_{dz}^2};$$

M_{dy}, M_{dz} ——构件绕 y 轴和 z 轴的弯矩设计值（kN·m）；

N_{Rd} ——钢管混凝土构件抗压强度设计值（kN），

$$N_{Rd} = \varphi f_{sc} A_{sc};$$

M_{Rd} ——钢管混凝土构件抗弯强度设计值（kN·m），

$$M_{Rd} = \gamma_m W_{sc} f_{sc};$$

A_{sc} ——构件截面积（m²）， $A_k = \pi r^2$ ；

W_{sc} ——构件截面抗弯模量（m³）， $W_{sc} = \frac{\pi r_o^3}{4}$ ；

I_{sc} ——构件截面惯性矩（m⁴）；

K_p ——钢管初应力折减系数，按本规程第 6.3.2 条计

算；

K_d ——单肢钢管混凝土脱空折减系数，按本规程第 6.3.3 条计算；

γ_m —— 构件截面塑性发展系数,

$$\gamma_m = 1.30 + 0.62 \ln(\xi_k + 0.06);$$

r_o —— 构件截面外径 (m);

φ —— 稳定系数, 采用现行国家标准《钢管混凝土复合结构技术标准》GB/T 514461 计算方法;

λ —— 构件的长细比;

λ_p 、 λ_o —— 构件弹性失稳的界限长细比、弹塑性失稳的界限长细比;

l_1 —— 构件计算长度, 按照构件所在主拱单肢构件的节间距离计算 (m);

i —— 单肢构件截面回转半径 (m)。

2 当构件承载力不满足上述第 1 款要求时, 采用下列公式对构件截面参数进行调整:

$$x_1 = \alpha_1 x_0 \quad (6.3.1-10)$$

$$\alpha_1 = \begin{cases} 1, & K_1 \geq [K_0] \\ ([K_0]/K_1)^{\eta}, & K_1 < [K_0] \end{cases} \quad (6.3.1-11)$$

$$K_1 = \frac{1}{\gamma \left(\frac{N_d}{K_p K_d N_{Rd}} + G(\xi_d, \varphi) J(\xi_d) \left(\frac{N_d}{K_p K_d N_{Rd}} \right)^{0.309} \left(\frac{M_d}{M_{Rd}} \right)^{0.691} + \frac{M_d}{M_{Rd}} \right)} \quad (6.3.1-12)$$

式中: x_0 、 x_1 —— 调整前、后的构件截面调整参数;

α_1 —— 构件承载力设计时的截面参数调整系数;

$[K_0]$ —— 构件安全系数目标值, 考虑重要性系数、荷载分项系数和材料分项系数时 $[K_0]=1.0$;

K_1 —— 构件承载力设计时的构件计算安全系数, 也

可根据附录 C 计算；

γ_1 —— 构件承载力设计时的强度比指数，根据附录 C 计算。

构件截面调整参数 x 可根据实际情况选取，选取截面面积 A_{sc} 时可采用下列简化公式进行调整：

$$\alpha_1 = \begin{cases} 1, & K_1 \geq [K_0] \\ [(K_0)/K_1], & K_1 < [K_0] \end{cases} \quad (6.3.1-13)$$

$$A_{sc,1} = \alpha_1 A_{sc,0} \quad (6.3.1-14)$$

$$D_1 = 2\sqrt{\frac{A_{sc,1}}{\pi}} \quad (6.3.1-15)$$

$$T_1 = \frac{D_1}{2} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \xi_k / a_f}} \right) \quad (6.3.1-16)$$

式中： $A_{sc,0}$ 、 $A_{sc,1}$ —— 优化设计调整前、后的构件截面积；

D_1 、 T_1 —— 优化设计调整后的构件外径和钢管壁厚；

ξ_k —— 约束效应系数标准值，在常用范围内选取，且

$\xi_k \geq 0.6$ ；

a_f —— 钢材标准值与混凝土标准值之比，即

$a_f = f_y / f_{ck}$ 。

3 重复上述第 1 和 2 款，直至所有钢管混凝土受压构件都满足第 1 款构件承载力设计要求。

6.3.2 钢管混凝土构件钢管初应力折减系数 K_p 应按下列公式计算：

$$K_p = 1 - 0.2\omega \quad (6.3.2-1)$$

$$\omega = \frac{\sigma_0}{f_{sd}} \quad (6.3.2-2)$$

式中： ω ——钢管初应力度， ω 不应超过 0.65；

σ_0 ——钢管初应力（MPa），取主拱钢管截面初应力的最大值。

6.3.3 钢管混凝土构件钢管内混凝土脱空折减系数 K_d 可取 0.95，并应符合下列要求：

1 当钢管混凝土球冠型脱空率大于 0.6%，或脱空高度大于 5mm 时，应对钢管内混凝土脱空进行修补灌注。球冠型脱空率应按下式计算：

$$\chi_s = \frac{d_s}{2r_o} \quad (6.3.3)$$

式中： χ_s ——球冠型脱空的脱空率；

d_s ——球冠型脱空的最大高度（m）。

2 钢管混凝土主拱不得出现周边均匀型脱空的缺陷。

II 钢管混凝土受拉构件

6.3.4 轴心受拉作用下圆形钢管混凝土构件承载力设计应符合下列规定：

1 构件承载力应按下列公式验算：

$$\frac{\gamma N_d}{(1.1-0.4a_s)A_s f_{sd}} \leq 1 \quad (6.3.4-1)$$

式中： γ ——结构重要性系数，取 $\gamma=1.1$ 。

2 当构件承载力不满足上述第 1 款要求时，可采用式（6.3.1-13）至（6.3.1-16）对构件截面进行调整，其中 K_1 按下式计算：

$$K_1 = \frac{(1.1 - 0.4\alpha_s) A_s f_{sd}}{\gamma N_d} \quad (6.3.4-2)$$

3 重复上述第 1 和 2 款，直至所有钢管混凝土受拉构件都满足第 1 款构件承载力设计要求。

III 钢管混凝土受剪构件

6.3.5 剪力作用下钢管混凝土构件受剪承载力设计应符合下列规定：

1 构件承载力应按下列公式验算：

$$\frac{\gamma V}{\gamma_v A_{sc} \tau_{sc}} \leq 1 \quad (6.3.5-1)$$

$$\gamma_v = \begin{cases} 0.85, & \xi_k \geq 0.85 \\ 1.00, & \xi_k < 0.85 \end{cases} \quad (6.3.5-2)$$

式中： γ ——结构重要性系数，取 $\gamma=1.1$ ；

V ——构件剪力设计值（kN）；

γ_v ——截面抗剪修正系数；

τ_{sc} ——钢管混凝土组合抗剪强度设计值（kPa）。

2 当构件承载力不满足上述第 1 款要求时，可采用式（6.3.1-13）至（6.3.1-16）对构件截面进行调整，其中 K_1 按下式计算：

$$K_1 = \frac{\gamma_v A_{sc} \tau_{sc}}{\gamma V} \quad (6.3.5-3)$$

3 重复上述第 1 和 2 款，直至所有钢管混凝土受拉构件都满足第 1 款构件承载力设计要求。

IV 圆钢管受压和受拉构件

6.3.6 轴心受压、压弯组合内力作用下圆钢管构件承载力应符合下列规定：

1 构件承载力应按下列公式验算：

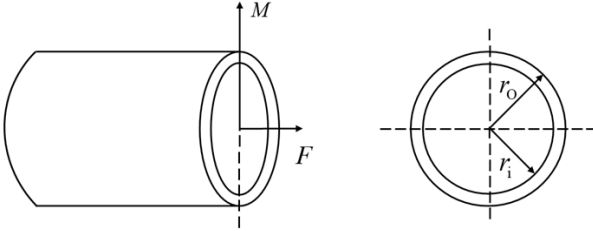


图 6.3.6 钢管构件截面的几何参数和内力

$$\gamma \left(\frac{N_d}{\varphi N_{Rd}} + S_1(a_E) \cdot S_2(a_G) \cdot S_3(a_F) \left(\frac{N_d}{\varphi N_{Rd}} \right)^{0.0837} \left(\frac{M_d}{M_{Rd}} \right)^{0.9163} + \frac{M_d}{M_{Rd}} \right) \leq 1 \quad (6.3.6-1)$$

$$S_1(a_E) = (0.0304 + 6.5774a_E - 5.4382a_E^2) \quad (6.3.6-2)$$

$$S_2(a_G) = (-0.1847 + 0.2126a_G - 0.0258a_G^2)$$

$$S_3(a_F) = (0.7469 - 1.2523a_F - 1.0271a_F^2)$$

$$a_E = \frac{\varphi N_{Rd}}{N_{cr}}, \quad a_G = \frac{M_{2yd}}{M_{1yd}}, \quad a_F = \frac{M_{2sd}}{M_{1sd}} \quad (6.3.6-3)$$

$$\varphi = \begin{cases} 1 - \alpha_1 \lambda_n^2 & , \lambda_n \geq 0.215 \\ \frac{1}{2\lambda_n^2} \left[(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_n + \lambda_n^2) - \sqrt{(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_n + \lambda_n^2)^2 - 4\lambda_n^2} \right] & , \lambda_n < 0.215 \end{cases} \quad (6.3.6-4)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2}, \quad \lambda_n = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E_s}} \quad (6.3.6-5)$$

式中： γ ——结构重要性系数，安全等级一级、二级和三级
的结构取 1.1、1.0 和 0.9；

N_{Rd} ——构件抗压强度设计值 (kN)， $N_{Rd} = \pi(r_o^2 - r_i^2)f_{sd}$ ；

M_{Rd} —— 构件抗弯强度设计值 (kN · m) ,

$$M_{Rd} = \frac{4\gamma_m}{3} (r_o^3 - r_i^3) f_{sd} ;$$

M_d —— 构件弯矩设计值 (kN · m) ,

$$M_d = \max \left(\sqrt{M_{1yd}^2 + M_{1zd}^2}, \sqrt{M_{2yd}^2 + M_{2zd}^2} \right) ;$$

M_{1yd} 、 M_{1zd} 、 M_{2yd} 、 M_{2zd} —— 分别为构件两端在 y 轴和 z 轴的弯矩设计值 (kN · m)；构件无反弯点时取同号，构件有反弯点时取异号； $|M_{1yd}| \geq |M_{2yd}|$ ， $|M_{1zd}| \geq |M_{2zd}|$ ；

φ —— 稳定系数；

λ 、 λ_n —— 构件的长细比、相对长细比；

N_{cr} —— 欧拉临界力 (kN)；

γ_m —— 截面塑性发展系数，圆管截面取 1.15；

α_1 、 α_2 和 α_3 —— 相对长细比计算参数， $\alpha_1=0.650$ ， $\alpha_2=0.965$ ， $\alpha_3=0.300$ 。

2 当构件承载力不满足上述第 1 款要求时，可采用式 (6.3.1-13)和(6.3.1-14)对构件截面积进行调整， K_1 按下式计算：

$$K_1 = \frac{1}{\gamma \left(\frac{N_d}{\varphi N_{Rd}} + S_1(a_E) \cdot S_2(a_G) \cdot S_3(a_F) \left(\frac{N_d}{\varphi N_{Rd}} \right)^{0.0837} \left(\frac{M_d}{M_{Rd}} \right)^{0.9163} + \frac{M_d}{M_{Rd}} \right)} \quad (6.3.6-6)$$

3 重复上述第 1 和 2 款，直至所有圆钢管受压构件都满足第 1 款构件承载力设计要求。

6.3.6 拉弯组合内力作用下圆钢管构件承载力应符合下列规定：

1 构件承载力应按下列公式验算：

$$\gamma \left(\left(\frac{N_d}{N_{Rd}} \right)^4 + 2.296 \left(\frac{N_d}{N_{Rd}} \right)^3 \left(\frac{M_d}{M_{Rd}} \right) + 3.491 \left(\frac{N_d}{N_{Rd}} \right)^2 \left(\frac{M_d}{M_{Rd}} \right)^2 + 0.249 \left(\frac{N_d}{N_{Rd}} \right) \left(\frac{M_d}{M_{Rd}} \right)^3 + \left(\frac{M_d}{M_{Rd}} \right)^4 \right)^{\frac{1}{4}} \leq 1 \quad (6.3.7-1)$$

$$N_{Rd} = \pi (r_o^2 - r_i^2) f_{sd}, \quad M_{Rd} = \frac{4}{3} (r_o^3 - r_i^3) f_{sd} \quad (6.3.7-2)$$

式中： γ ——结构重要性系数，按本规程第 6.4.1 条取值。

2 当构件承载力不满足上述第 1 款要求时，可采用式 (6.3.1-13)和(6.3.1-14)对构件截面积进行调整， K_1 按下式计算：

$$(6.3.7-3)$$

$$K_1 = \frac{1}{\gamma \left(\left(\frac{N_d}{N_{Rd}} \right)^4 + 2.296 \left(\frac{N_d}{N_{Rd}} \right)^3 \left(\frac{M_d}{M_{Rd}} \right) + 3.491 \left(\frac{N_d}{N_{Rd}} \right)^2 \left(\frac{M_d}{M_{Rd}} \right)^2 + 0.249 \left(\frac{N_d}{N_{Rd}} \right) \left(\frac{M_d}{M_{Rd}} \right)^3 + \left(\frac{M_d}{M_{Rd}} \right)^4 \right)^{\frac{1}{4}}}$$

3 重复上述第 1 和 2 款，直至所有圆钢管受拉弯构件都满足第 1 款构件承载力设计要求。

6.3.8 钢结构构件截面应为双轴对称截面或单轴对称截面，截面板件宽厚比等级应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 规范 S1 级、S2 级要求。

V 吊索和系杆索构件

6.3.9 中、下承式大跨度钢管混凝土拱桥吊索和系杆索承载力应符合下列规定：

1 构件承载力应按下列公式验算：

$$\frac{\gamma_s N_d}{f_{pk} A_s} \leq 1 \quad (6.3.9-1)$$

式中： γ_s ——吊索和系杆索承载力计算的综合系数，不应小于表 6.3.9 的规定值；

f_{pk} ——吊索和系杆索抗拉强度标准值 (kPa)；

A_s ——吊索和系杆索钢丝的截面面积 (m^2)。

表 6.3.9 吊索和系杆索的综合系数 γ_s

材料类别		持久状况	短暂状况	偶然状况、地震状况
吊索	钢丝、钢绞线	2.5	2.0	1.5
	钢丝绳	3.0	2.4	1.8
系杆索	钢丝、钢绞线	2.0	1.8	1.5

2 当构件承载力不满足上述第 1 款要求时, 可采用式 (6.3.1-13)和(6.3.1-14)对构件截面面积进行调整, K_1 按下式计算:

$$K_1 = \frac{f_{pk} A_s}{\gamma_s N_d} \quad (6.3.9-2)$$

3 重复上述第 1 和 2 款, 直至所有圆钢管受拉弯构件都满足第 1 款构件承载力设计要求。

6.4 主拱非线性稳定承载力设计

6.4.1 主拱非线性稳定承载力设计应符合下列规定:

1 主拱非线性稳定安全系数应满足下列要求:

$$K^s \geq [K^s] \quad (6.4.1-1)$$

式中: K^s ——主拱非线性稳定安全系数, 可采用附录 A 弹性模量缩减法计算;

$[K^s]$ ——主拱非线性稳定安全系数限值, 可取 1.75, 也可根据工程需求确定。

2 当主拱非线性稳定安全系数不满足上述第 1 款要求时, 采用下列公式对构件截面进行设计:

$$x_1 = \alpha_M x_0 \quad (6.4.1-2)$$

$$\alpha_M = \begin{cases} 1 & K_M \geq [K^s] \\ ([K^s]/K_M)^{\gamma_M} & K_M < [K^s] \end{cases} \quad (6.4.1-3)$$

式中： α_M ——非线性稳定承载力设计时的构件截面参数调整系数；

K_M ——非线性稳定承载力设计时的构件计算安全系数，根据附录 C 计算；

γ_M ——非线性稳定承载力设计时的构件强度比指数，根据附录 C 计算。

当选取构件截面积 A_{sc} 作为截面参数时，可根据本规程式 (6.3.1-13) 和 (6.3.1-16) 确定构件截面尺寸。

3 根据调整后的构件截面尺寸，再采用本规程 6.3 节进行构件承载力分析设计，进而重复上述第 1 和 2 款，直至主拱非线性稳定安全系数满足第 1 款主拱非线性稳定承载力设计要求。

6.5 主拱两层面承载力优化设计

6.5.1 主拱两层面承载力优化设计应符合下列规定：

1 当主拱满足本规程 6.3 和 6.4 节两层面承载力设计要求，并同时满足以下式(6.5.1-1)承载比均匀准则时，主拱达到两层面承载力优化设计要求：

$$\frac{d_1 - d_0}{d_1} \leq \varepsilon_d \quad (6.5.1-1)$$

$$d_k = \frac{\bar{b}_k + \bar{b}_k^{\max}}{\bar{b}_k + \bar{b}_k^{\min}}, \quad k = 0, 1 \quad (6.5.1-2)$$

$$\bar{b}_k = \frac{1}{n} \sum_{c=1}^n b_k^c, \quad k = 0, 1 \quad (6.5.1-3)$$

$$b_k^{\min} = \min(b_k^c | c = 1, 2, \dots, n) \quad (6.5.1-4)$$

$$b_k^{\max} = \max(b_k^c | c = 1, 2, \dots, n) \quad (6.5.1-5)$$

式中： d_0 、 d_1 ——优化前、后的构件承载比均匀度，第 1 次优化分析时 $d_0=1$ ；

ε_d ——收敛容差，取值一般为 0.001~0.05；

c 、 n ——构件编号和总数；

\bar{b}_k ——所有构件承载比的平均值；

\bar{b}_k^{\max} 、 \bar{b}_k^{\min} ——所有构件承载比中的最大值和最小值；

b_k^c ——第 c 个构件的承载比，根据构件不同采用下列

公式计算：

钢管混凝土受压构件：

$$b_k^c = \gamma \left(\frac{N_d}{K_p K_d N_{Rd}} + G(\xi_d, \varphi) J(\xi_d) \left(\frac{N_d}{K_p K_d N_{Rd}} \right)^{0.309} \left(\frac{M_d}{M_{Rd}} \right)^{0.691} + \frac{M_d}{M_{Rd}} \right) \quad (6.5.1-6)$$

钢管混凝土受拉构件：

$$b_k^c = \frac{\gamma N_d}{(1.1 - 0.4 a_s) A_s f_{sd}} \quad (6.5.1-7)$$

圆钢管受压构件：

$$b_k^c = \gamma \left(\frac{N_d}{\varphi N_{Rd}} + S_1(a_E) \cdot S_2(a_G) \cdot S_3(a_F) \left(\frac{N_d}{\varphi N_{Rd}} \right)^{0.0837} \left(\frac{M_d}{M_{Rd}} \right)^{0.9163} + \frac{M_d}{M_{Rd}} \right) \quad (6.5.1-8)$$

圆钢管受拉构件：

$$b_k^c = \gamma \left[\left(\frac{N_d}{N_{Rd}} \right)^4 + 2.296 \left(\frac{N_d}{N_{Rd}} \right)^3 \left(\frac{M_d}{M_{Rd}} \right) + 3.491 \left(\frac{N_d}{N_{Rd}} \right)^2 \left(\frac{M_d}{M_{Rd}} \right)^2 + 0.249 \left(\frac{N_d}{N_{Rd}} \right) \left(\frac{M_d}{M_{Rd}} \right)^3 + \left(\frac{M_d}{M_{Rd}} \right)^4 \right]^{\frac{1}{4}} \quad (6.5.1-9)$$

2 当主拱满足本规程 6.3 和 6.4 节两层面承载力设计要求时, 但不满足第 1 款优化设计要求时, 宜根据附录 C 进行主拱两层面承载力优化设计, 按下列公式对构件截面进行调整:

$$x_1 = \alpha_o x_0 \quad (6.5.1-10)$$

$$\alpha_o = [K^s / K_M]^{\gamma_M} \quad (6.5.1-11)$$

式中: α_o ——优化设计的构件截面参数调整系数。

构件截面调整参数 x 可根据实际情况选取, 当选取构件截面积 A_{sc} 作为截面参数时, 可根据本规程式 (6.3.1-13) 至 (6.3.1-16) 确定构件截面尺寸。

3 根据优化后的构件截面尺寸, 再分别采用本规程 6.3 和 6.4 节进行两层面承载力分析设计, 进而重复上述第 1 和 2 款, 直至满足第 1 款的承载比均匀准则要求。

7 结构验算

7.1 承载能力极限状态验算

7.1.1 大跨钢管混凝土拱桥桁式主拱应按现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 的相关规定进行组合受压构件承载力验算。

7.1.2 空心主管节点承载力和受压支管节点承载力应按现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 的相关规定进行验算。

7.1.3 节点及连接疲劳应按现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60、现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 的相关规定进行验算。

7.1.4 大跨钢管混凝土拱桥应验算施工和使用阶段的主拱弹性稳定性，弹性稳定临界荷载宜采用空间线弹性有限单元法计算，应保证主拱弹性整体失稳前不发生局部构件失稳，主拱整体弹性稳定系数 K_{ES} 应满足下列要求：

$$K_{ES} \geq 4 \quad (7.1.4)$$

式中： K_{ES} ——主拱弹性整体稳定系数。

7.1.5 地震效应的承载力验算符合现行行业标准《公路桥梁抗震设计规范》JTG/T 2231-01 的有关规定，抗风承载力验算符合现行行业标准《公路桥梁抗风设计规范》JTG/T 3360-01 的有关规定。

7.2 正常使用极限状态验算

7.2.1 大跨钢管混凝土拱桥应符合现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60 的有关规定，采用频遇组合和准永久组合进行正常使用极限状态验算。

7.2.2 大跨钢管混凝土拱桥变形宜采用空间线弹性有限单元法计算，车道荷载作用下的主拱竖向挠度幅值 D_{Ad} 和桥面梁（板）竖向挠度幅值 D_{Bd} 应按下列公式验算：

$$D_{Ad} = D_{Ad1} + D_{Ad2} \leq \frac{L}{1000} \quad (7.2.2-1)$$

$$D_{Bd} \leq \frac{L}{800} \quad (7.2.2-2)$$

式中： D_{Ad} ——主拱竖向挠度幅值（m）；

D_{Ad1} 、 D_{Ad2} ——主拱竖向正向挠度、负向挠度幅值，向下为正，（m）；

D_{Bd} ——桥面梁（板）竖向挠度幅值（m）；

L ——主拱的净跨径（m）。

7.2.3 主拱应设置预拱度，主拱设计预拱度值应按照现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 的有关方法计算，桥面梁（板）预拱度应计入主拱、吊索及桥面梁（板）的变形。

7.2.4 大跨钢管混凝土拱桥应验算桥梁动力特性，桥梁结构自振频率应避开人感频率，人感频率范围可取 2.5-3.5Hz。

7.2.5 中承式和下承式大跨钢管混凝土拱桥应按现行行业标准《公路桥梁抗风设计规范》JTG/T 3360-01 的有关规定，对主拱、吊索、桥面梁和施工过程进行抗风验算。

8 防腐构造与涂装

8.0.1 钢管混凝土拱桥的钢构件，应考虑桥址处的大气腐蚀环境、构件材质、涂装的部位、工艺要求、涂层体系保护年限、施工和养护条件等，按现行行业标准《公路桥梁钢结构防腐涂装技术条件》JT/T 722 的相关规定，进行防腐涂装，并对拱肋环缝外表面、高强螺栓等部位重点防护。

8.0.2 防腐涂层应综合考虑底涂层与基材的适应性、涂料各层间的相容性和适应性、涂料品种与施工方法的适应性。在保证外观尺寸和干膜厚度要求下，宜减少漆雾量。

8.0.3 宜采用除尘处理系统、除湿系统、防爆照明系统等机械化设备，保证涂料涂装环境温度、湿度及工艺要求应符合现行行业标准《公路桥梁钢结构防腐涂装技术条件》JT/T 722 的相关规定。

9 施工控制和质量检验

9.1 施工控制

9.1.1 钢管拱肋节段宜采用卧式耦合制造工艺。拱肋节段预拼装时，应计入温度的影响。

9.1.2 拱肋节段安装标高应按施工监控指令确定，轴线偏位宜控制在 10mm 以内。拱肋节段安装坐标和索力的计算宜采用扣索一次张拉优化计算方法。

9.1.3 斜拉扣挂系统的塔架宜设置塔顶偏位主动调控系统。

9.1.4 管内混凝土灌注顺序应符合现行中国工程建设标准化协会《钢管混凝土拱桥管内混凝土施工技术标准》T/CECS 1047 的相关规定，宜遵循先灌注拱肋下弦管后上弦管、先内侧管后外侧管的原则，控制钢管初应力、拱顶上挠和管内混凝土拉应力，必要时可采用预留扣索方式调控。

9.1.5 管内混凝土灌注施工宜采用真空辅助，施工前应开展抽真空密闭试验。管内混凝土灌注施工分级参考现行标准《钢管混凝土拱桥管内混凝土施工技术标准》T/CECS 1047 的相关规定。

9.1.6 桥面梁安装前，应计算确定吊、系杆及钢构件的无应力制造参数；桥面铺装前，应对吊索或拱上立柱的标高进行检测；桥面铺装后，宜对桥梁线形、应力、索力进行一次通测。

9.1.7 施工过程宜结合BIM、信息化管理系统、物联网等技术提高拱桥施工质量。

9.2 质量检验

9.2.1 钢管制作完成后，应对外形尺寸进行检验，钢管制作尺寸允许偏差应符合现行行业标准《公路钢结构桥梁制造和安装施工规范》JTG/T 3651 的相关规定。

9.2.2 应对所有焊缝外观检查，外观检验合格后应对焊缝质量等进行无损检测。焊缝外观检查 and 无损检测质量等级及检测范围应符合现行行业标准《公路钢结构桥梁制造和安装施工规范》JTG/T 3651 的相关规定。

9.2.3 应对各道涂层和涂层体系的外观质量、涂层厚度和附着力进行检验。涂层外观应 100% 检查、整个表面均要满足外观要求。可采用漆膜测厚仪和磁性测厚仪检验厚度，检验方法应符合现行国家标准《色漆和清漆 漆膜厚度的测定》GB/T 13452.2 和《热喷涂涂层厚度的无损测量方法》GB/T 11374 的相关规定；可采用划格法、划叉法和拉开法检验附着力，并应符合现行漆膜附着力测定标准。

9.2.4 拱肋节段的安装质量检验应符合现行标准《公路钢管混凝土拱桥缆索吊装法施工技术指南》的相关规定，并满足以下要求：

1 拱肋外观应无异常，且线形无异常弯折。

2 撤除扣索和缆风索后，拱肋的线形偏差应满足表 9.2.4 的要求。

表 9.2.5 安装几何尺寸实测项目

序号	检查项目	规定值或允许偏差	检测方法
1	轴线偏位	$\leq L/6000$ ，且不超过 50mm	每肋每跨测5处
2	拱肋高程	$\pm L/3000$ ，且不超过 $\pm 50\text{mm}$	每肋每跨测拱脚、 $L/4$ 跨、 $3L/4$ 跨、拱

序号	检查项目	规定值或允许偏差	检测方法
			顶7处
3	对称点高差	$\leq L/3000$, 且 $\leq 40\text{mm}$	每肋每跨测各接头点
4	相邻拱肋高差	$\leq L/3000$, 且 $\leq 20\text{mm}$	肋每跨测5处
5	拱肋接缝错边	$0.2t$, 且 $\leq 2\text{mm}$	测每个接缝最大值

注： L 为计算跨径， t 为钢管壁厚。

9.2.5 管内混凝土强度应满足设计要求，并按现行行业标准《公路工程质量检验评定标准 第一册 土建工程》(JTG F80/1)的规定进行检验评定。

9.2.6 管内混凝土的灌注密实性应采用超声波无损检测的方法进行检测，除应符合现行中国工程建设标准化协会《钢管混凝土拱桥管内混凝土施工技术标准》T/CECS 1047 的规定外，尚符合下列规定：

1 灌注前应先检测空钢管超声波波速，当检测值小于空钢管超声波波速时，应剔除该检测值以保证检测的准确性。

2 检测值应不小于灌注密实状态下超声波波速 UPV 的计算值，UPV 可按下列公式计算：

$$UPV = (8.81 \cdot f_c + 4411) \cdot \frac{5.2 \cdot t}{1 + 5.2 \cdot t} \quad (9.2.6)$$

式中：UPV —— 密实状态下的超声波波速计算值(m/s)；

f_c —— 核心混凝土抗压强度实测值，一般取工地试验室 28d 标准立方体试块抗压强度 (MPa)；

t —— 检测时间，宜在灌注 7d 后、28d 后和验收前三个时间进行检测 (d)；

3 当检测值小于 UPV 时，缺陷程度应符合设计规定，且球冠形脱空率应不大于 0.6%，且脱空高度应不大于 5mm。环

向脱粘角度应不大于 20%，且脱粘高度应不大于 3mm。

附录 A 工程结构承载力分析的弹性模量缩减法

A.0.1 采用弹性模量缩减法计算大跨度钢管混凝土拱桥整体承载力时，流程如图 A.0.1，主要步骤如下：

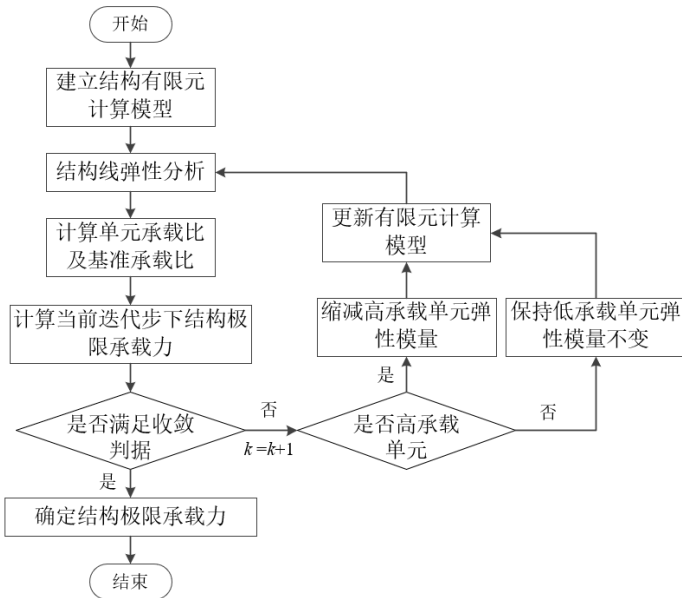


图 A.0.1 工程结构承载力分析的弹性模量缩减法流程

1 根据拱桥结构的总体布置、构件尺寸与材料参数、荷载作用组合、约束条件，按本规程 6.2 节要求建立结构有限元计算模型。整体极限承载力计算的材料参数取标准值，荷载作用组合取标准组合。

2 对结构进行弹性迭代分析，提取每一迭代步中各单元

内力，计算单元承载比和当前迭代步的的整体极限承载力。各迭代步单元承载比按本规程第 A.0.2 条计算。各迭代步整体极限承载力按本规程第 A.0.3 条计算。

3 根据结构整体承载力迭代收敛准则判定线弹性迭代是否收敛：若收敛，则得到结构整体承载力；若不收敛，需根据弹性模量自适应缩减策略对单元弹性模量进行调整，并更新结构计算模型后重复前述第 2 步直至计算收敛。结构整体承载力迭代收敛准则按本规程第 A.0.4 条计算。高、低承载单元自适应识别准则和弹性模量自适应缩减策略按本规程第 A.0.5 条计算。

A.0.2 弹性模量缩减法各迭代步单元承载比按下列公式计算：

$$r_k^e = \bar{f}_k^e \quad .(A.0.2)$$

式中： r_k^e ——单元 e 在第 k 迭代步下的承载比；

\bar{f}_k^e ——单元 e 在第 k 迭代步下的齐次广义屈服函数计算值，齐次广义屈服函数 \bar{f} 根据构件材料截面、材料和破坏模式不同按本规程第 6.3-6.5 节确定。

A.0.3 弹性模量缩减法的各迭代步整体极限承载力按下列公式计算：

$$P_{L,k} = \frac{P_0}{r_k^{\max}} \quad .(A.0.3)$$

式中： $P_{L,k}$ ——第 k 迭代步下结构的整体极限承载力；

P_0 ——结构荷载作用的标准组合；

r_k^{\max} ——第 k 迭代步下结构的最大单元承载比。

A.0.4 弹性模量缩减法的整体承载力迭代收敛准则和整体承载力按下列公式计算：

$$\left| \frac{P_{L,M} - P_{L,M-1}}{P_{L,M-1}} \right| \leq \varepsilon \dots\dots\dots (A.0.4-1)$$

$$P_L = P_{L,M} \dots\dots\dots (A.0.4-2)$$

式中： ε ——迭代收敛容差，取值范围为 0.0001~0.01；

P_L ——结构整体承载力。

A.0.5 弹性模量自适应缩减策略按下列公式计算：

$$E_{k+1}^e = \begin{cases} E_k^e \frac{2(r_k^0)^2}{(r_k^e)^2 + (r_k^0)^2}, & r_k^e > r_k^0 \quad \dots\dots \quad \dots\dots (A.0.5-1) \\ E_k^e & r_k^e \leq r_k^0 \end{cases}$$

$$r_k^0 = r_k^{\max} - d_k \times (r_k^{\max} - r_k^{\min}) \dots\dots \quad \dots\dots (A.0.5-2)$$

$$d_k = \frac{\bar{r}_k + r_k^{\min}}{\bar{r}_k + r_k^{\max}}, \quad \bar{r}_k = \frac{1}{N_e} \sum_{e=1}^{N_e} r_k^e \dots \quad \dots\dots (A.0.5-3)$$

式中： E_k^e 、 E_{k+1}^e ——单元 e 在第 k 、 $k+1$ 迭代步的弹性模量，第 1 步的弹性模量根据材料类型按本规程第 4.1-4.3 确定；

r_k^0 ——结构第 k 个迭代步的基准承载比；

d_k ——结构第 k 个迭代步的承载比均匀度；

\bar{r}_k ——结构第 k 个迭代步的单元承载比均值；

r_k^{\max} 、 r_k^{\min} ——结构第 k 个迭代步的单元承载比最大值、最小值；

N_e ——结构离散单元总数。

附录 B 圆形截面钢管混凝土材料本构模型

B.1 圆形截面钢管混凝土的钢管本构模型

B.1.1 单调荷载作用下圆形截面钢管应力(σ_s)-应变(ε_s)关系
(图 B.1.1) 宜按下列公式确定:

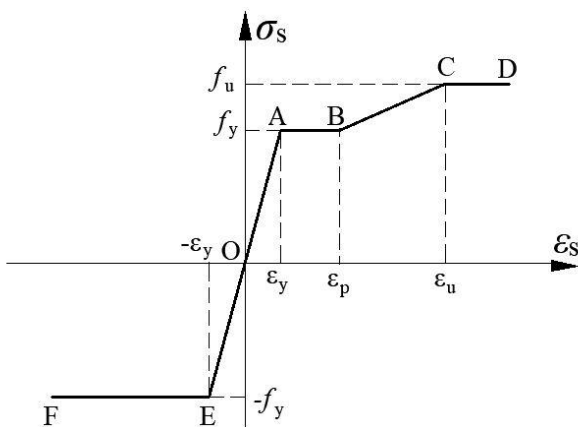


图 B.1.1 单调荷载作用下圆形截面钢管混凝土材料本构模型
(正向受拉)

$$\sigma_s = \begin{cases} -f_y & \varepsilon_s < -\varepsilon_y \\ E_s \varepsilon_s & -\varepsilon_y \leq \varepsilon_s < \varepsilon_y \\ f_y & \varepsilon_y \leq \varepsilon_s < \varepsilon_p \\ f_y + (f_u - f_y) \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_p}{\varepsilon_u - \varepsilon_p} & \varepsilon_p \leq \varepsilon_s < \varepsilon_u \\ f_u & \varepsilon_s \geq \varepsilon_u \end{cases} \quad (\text{B.1.1-1})$$

$$\frac{f_u}{f_y} = \begin{cases} 1.6 - 2 \times 10^{-3} (f_y - 200) & 200 \leq f_y \leq 400 \\ 1.2 - 3.75 \times 10^{-4} (f_y - 400) & 400 \leq f_y \leq 800 \end{cases} \quad (\text{B.1.1-2})$$

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_y} = \begin{cases} 15 & f_y \leq 300 \\ 15 - 0.018 (f_y - 300) & 300 \leq f_y \leq 800 \end{cases} \quad (\text{B.1.1-3})$$

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \begin{cases} 100 & f_y \leq 300 \\ 100 - 0.15 (f_y - 300) & 300 \leq f_y \leq 800 \end{cases} \quad (\text{B.1.1-4})$$

式中： f_y ——钢管的屈服强度（MPa）；

ε_y ——钢管的屈服应变；

E_s ——钢管的弹性模量（MPa）；

ε_p ——钢管塑性阶段终止应变；

ε_u ——钢管强化阶段终止应变；

f_u ——钢管的极限抗拉强度（MPa）。

B.2 圆形截面钢管混凝土的管内混凝土本构模型

B.2.1 单调荷载作用下圆形截面钢管内混凝土受压应力—应变 ($\sigma_c - \varepsilon_c$) 关系 (图 B.2.1) 宜按下列公式确定:

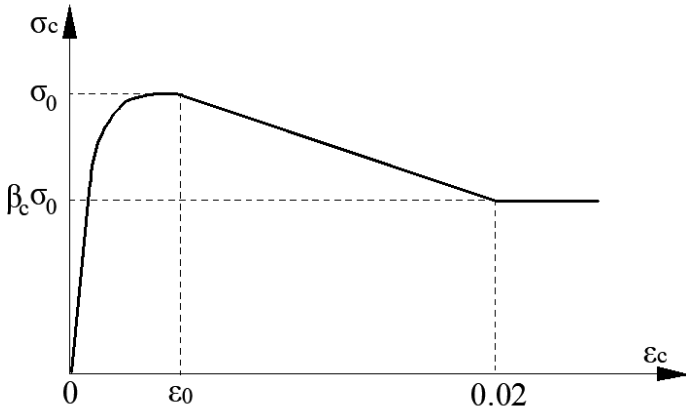


图 B.2.1 单调荷载下圆形截面钢管内混凝土受压本构模型

$$\sigma_c = \begin{cases} \sigma_0 \left[2\varepsilon_c / \varepsilon_0 - (\varepsilon_c / \varepsilon_0)^2 \right] & \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \\ \beta\sigma_0 - \sigma_0(1-\beta) \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_0}{\varepsilon_{\beta} - \varepsilon_0} & \varepsilon_0 < \varepsilon_c \leq 0.02 \\ \beta\sigma_0 & 0.02 < \varepsilon_c \end{cases} \quad (\text{B.2.1-1})$$

$$\sigma_0 = f_{ck} \left[1.0 + 1.58 f_{ck}^{-0.21} (\xi')^{0.86} \right] \quad (\text{B.2.1-2})$$

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{cc} + \varepsilon_{sc} \quad (\text{B.2.1-3})$$

$$\varepsilon_{cc} = 1300 + 14.93 f_{ck} \quad (\text{B.2.1-4})$$

$$\varepsilon_{sc} = [1400 + 800(f_{ck}/20 - 1)] \xi_k^{0.2} \quad (\text{B.2.1-5})$$

$$\begin{aligned} \xi' &= \eta \xi_k \\ \xi_k &= f_y A_s / f_{ck} A_c \end{aligned} \quad (\text{B.2.1-6})$$

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{轴压构件和纯弯构件} \\ 1 - e_r & \bar{e}_r < e_r \leq 1.0 \\ 0 & e_r > 1.0 \end{cases} \quad (\text{B.2.1-7})$$

$$e_r = \frac{e}{r_c} \quad (\text{B.2.1-8})$$

$$\bar{e}_r = 0.0872 \frac{r_c}{L} \quad (\text{B.2.1-9})$$

式中： σ_0 ——管内混凝土的峰值应力（MPa）；

ε_0 ——管内混凝土的峰值应力对应的应变；

δ ——峰值应力修正系数；

β ——残余应力段系数，按本规程第 B.2.2 条确定；

ξ_k ——钢管混凝土的约束效应系数标准值；

ξ' ——修正约束效应系数；

R ——广义宽厚比；

ε_{cc} ——素混凝土材料本构的峰值点应变，单位 $\mu\varepsilon$ ；

ε_{sc} ——钢管套箍作用使钢管内混凝土材料本构峰值点应变提高的值，单位 $\mu\varepsilon$ ；

η ——约束效应系数的折减系数；

A_s ——钢管混凝土钢管的截面面积 (m^2)；

f_{ck} ——钢管内混凝土轴心抗压强度标准值 (MPa)；

A_c ——钢管内混凝土的截面面积 (m^2)；

e_r ——偏心率；

\bar{e}_r ——轴压构件初偏缺陷；

e ——偏心距 (m)，轴压构件取 $L/1000$ ；

r_c ——核心混凝土截面半径 (m)；

L ——构件长度 (m)。

B.2.2 圆形钢管混凝土截面的残余应力段系数 β 应按下列公式确定：

$$\beta = \begin{cases} 1.0 & \xi_k \geq 1.191 \\ \frac{0.077}{\xi_k^2} - \frac{0.480}{\xi_k} + 1.349 & 0.317 \leq \xi_k < 1.191 \\ 0.601 & \xi_k < 0.317 \end{cases} \quad (\text{B.2.2-1})$$

附录 C 工程结构两层面承载力设计与优化方法

C.0.1 工程结构两层面承载力设计与优化方法根据构件承载力和非线性稳定极限承载力两个层面的承载安全需求，采用本规程附录 A 的弹性模量缩减法（EMRM）进行结构分析，并结合安全系数目标限值对结构构件与整体两层面进行构件截面设计，同时采用均匀承载准则对构件截面进行优化调整，从而实现结构两层面承载力设计与优化。工程结构两层面承载力设计与优化法流程如图 C.0.1，主要步骤如下：

1 基于结构初始设计方案，采用 EMRM 迭代首步的线弹性内力计算结构的构件安全系数，并根据构件安全系数目标限值调整构件的截面强度及相关参数，分析设计出满足构件承载力要求的结构设计方案。本步骤按本规程第 C.0.2 条计算。

2 基于满足构件承载力要求的结构设计方案，采用 EMRM 迭代末步的结构整体承载能力极限状态分析结果计算结构的整体安全系数，并根据整体安全系数目标限值调整构件的截面强度及相关参数，分析设计出满足整体承载力要求的结构设计方案。本步骤按本规程第 C.0.3 条计算。

3 基于前 2 个步骤得到的满足主拱构件和整体两层面承载安全的主拱设计方案，进一步采用均匀承载准则优化截面强度有富余的构件截面参数，分析设计出满足两层面承载安全的结构优化方案。本步骤按本规程第 C.0.6 条计算。

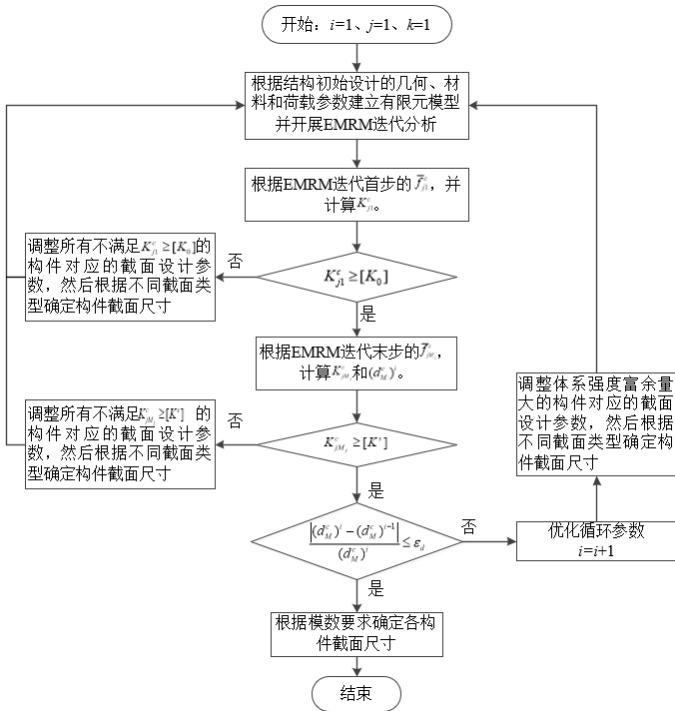


图 C.0.1 工程结构两层面承载力设计与优化流程

C.0.2 基于结构初始设计方案，应按下列公式设计构件承载力：

1 构件承载比

$$b_k^c = \max(r_k^e | e = 1, 2, \dots, N_c) \quad (\text{C.0.2-1})$$

式中： b_k^c ——构件 c 在 EMRM 第 k 迭代步的构件承载比；

N_c ——构件 c 离散的单元数；

r_k^e ——构件 c 离散单元的单元承载比，按本规程第

A.0.2 条计算。

2 构件承载力设计的构件安全系数

$$K_1^c = 1/b_1^c \quad (\text{C.0.2-2})$$

$$K_1 = \min(K_1^c | c = 1, 2, \dots, n) \quad (\text{C.0.2-3})$$

式中： K_1^c ——构件 c 在构件承载力设计时的安全系数；

K_1 ——构件承载力设计时的构件安全系数；

n ——结构中的构件总数。

3 构件承载力设计的构件截面调整

$K_1 \geq [K_0]$ 时，结构构件强度满足承载安全要求，无需调整构件截面。

$K_1 < [K_0]$ 时，存在不满足承载安全要求的构件，需按下列公式对构件截面进行调整：

$$x_1^c = \alpha_1^c x^c \quad (\text{C.0.2-4})$$

$$\alpha_1^c = \begin{cases} 1, & K_1^c \geq [K_0] \\ ([K_0]/K_1^c)^{\gamma_1^c}, & K_1^c < [K_0] \end{cases} \quad (\text{C.0.2-5})$$

式中： x^c 、 x_1^c ——构件 c 在优化设计调整前、后的截面参数，可根据实际情况进行选择，详见附录 C 条文说明；

α_1^c ——构件 c 在构件承载力设计下的截面参数调整系数；

$[K_0]$ ——构件安全系数目标值，考虑重要性系数、荷载分项系数和材料分项系数时， $[K_0]=1.0$ ；

γ_1^c ——构件 c 在构件承载力设计下的强度比指数，按

本规程第 C.0.4 条计算。

C.0.3 基于满足构件承载安全的结构设计方案，应按下列公式设计结构整体承载力：

1 整体承载力设计的构件安全系数

$$K_M^c = 1/b_M^c \quad (\text{C.0.3-1})$$

$$K^s = \min(K_M^c | c = 1, 2, \dots, n) \quad (\text{C.0.3-2})$$

式中： K_M^c ——构件 c 在整体承载力设计时的安全系数；

K^s ——整体安全系数；

2 整体承载力设计的构件截面调整

$K^s \geq [K^s]$ 时，结构整体满足承载安全要求，无需调整构件截面。

$K^s < [K^s]$ 时，结构整体承载力不满足要求，需按下列公式调整构件截面：

$$x_2^c = \alpha_M^c x_1^c \quad (\text{C.0.3-3})$$

$$\alpha_M^c = \begin{cases} 1, & K_M^c \geq [K^s] \\ ([K^s]/K_M^c)^{s_M^c}, & K_M^c < [K^s] \end{cases} \quad (\text{C.0.3-4})$$

式中： α_M^c ——构件 c 在整体承载力设计时的截面参数调整系数；

$[K^s]$ ——结构整体强度系数限值；

K_M^c ——构件 c 在整体承载力设计时的构件强度系数；

γ_M^c ——构件 c 在整体承载力设计时的强度比指数，按本规程第 C.0.5 条计算。

C.0.4 构件承载力设计的强度比指数 γ_1^c 计算。

1 整体承载力设计后，若结构构件承载安全无法满足要求，则需重新进行构件承载力设计，此时构件强度设计下的强度比指数 γ_1^c 应按下列公式计算：

$$\gamma_1^c = \begin{cases} \frac{1}{S}, & J = 1 \\ \frac{\log(x_1^c / x^c)}{S \log(K_{Ma}^c / K_M^c)}, & J \geq 2 \end{cases} \quad (\text{C.0.4-1})$$

式中： S ——构件截面齐次广义屈服函数多项式的最高阶次，按本规程第 6.3 和 6.4 节的齐次广义屈服函数取值；

J ——结构整体承载力设计次数；

K_{Ma}^c ——构件 c 在 EMRM 迭代末步，结构在整体承载力极限状态时的构件安全系数修正值，详细计算见附录 C 条文说明；

2 构件承载力设计后，若构件承载安全仍无法得到保证，需重复迭代调整设计，此时构件强度设计下的的强度比指数 γ_1^c 应按下列公式计算：

$$\gamma_1^c = \frac{\log(x_1^c / x^c)}{S \log(K_{1a}^c / K_1^c)} \quad (\text{C.0.4-2})$$

式中： K_{1a}^c ——构件 c 在 EMRM 迭代首步，结构在弹性状态时对应 x_0^c 的构件安全系数修正值，详细计算见附录 C 条文说明。

C.0.5 整体承载力设计的强度比指数 γ_M^c 计算。

构件承载力设计后，若结构的构件承载安全能够得到保证，则需进一步考虑结构整体的承载安全，此时整体承载力设计时的强度比指数 γ_M^c 应按下列公式计算：

$$\gamma_M^c = \frac{\log(x_1^c / x^c)}{S \log(K_{la}^c / K_1^c)} \quad (\text{C.0.5-1})$$

C.0.6 基于满足结构构件和整体两层面承载安全要求的主拱设计方案，宜按下列公式进行结构两层面承载力优化：

1 构件承载比均匀度

$$d_k = \frac{\bar{b}_k + b_k^{\min}}{\bar{b}_k + b_k^{\max}} \quad (\text{C.0.6-1})$$

$$\bar{b}_k = \frac{1}{n} \sum_{c=1}^n b_k^c \quad (\text{C.0.6-2})$$

$$b_k^{\min} = \min(b_k^c | c = 1, 2, \dots, n) \quad (\text{C.0.6-3})$$

$$b_k^{\max} = \max(b_k^c | c = 1, 2, \dots, n) \quad (\text{C.0.6-4})$$

式中： \bar{b}_k —EMRM 迭代末步构件承载比平均值；

b_k^{\min} 、 b_k^{\max} —EMRM 迭代末步构件承载比最小值和最大值。

2 构件承载比均匀优化准则

$$\frac{|d_k^i - d_k^{i-1}|}{d_k^i} \leq \varepsilon_d \quad (\text{C.0.6-5})$$

式中： i 、 $i-1$ —结构优化中的第 i 次和第 $i-1$ 次迭代；

ε_d —收敛容差，取值一般为 0.001~0.05。

当结构两层面承载力设计后的主拱设计方案同时满足(C.0.6-5)时，得出满足两层面承载安全且较经济的主拱优化设计方案。当不满足(C.0.6-5)时，采用本规程 C.0.2 至 C.0.6 的迭代分析，直至满足式(C.0.6-5)为止。

本规程用词说明

1 为了便于在执行本规程条文时区别对待，对于要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的：正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”。

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”。

3) 表示允许稍有选择，在条件允许时首先应这样做的：正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”。

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 条文中指明应按其他有关标准、规范执行的，写法为：“应按……执行”或“应符合……的规定（或要求）”。

引用标准名录

下列文件对于本规程的应用是必不可少的。凡是不注日期的引用文件，其最新版本适用于本规程。

- 1 《钢管混凝土拱桥技术规范》 GB 50923
- 2 《公路钢管混凝土拱桥设计规范》 JTG/T D65-06
- 3 《公路桥涵设计通用规范》 JTG D60
- 4 《公路桥梁抗震设计规范》 JTGT 2231-01
- 5 《公路桥梁抗风设计规范》 JTG/T 3360-01
- 6 《钢管混凝土混合结构技术标准》 GB/T 51446
- 7 《钢管混凝土结构技术规范》 GB 50936
- 8 《钢结构设计规范》 GB 50017
- 9 《碳素结构钢》 GB/T 700
- 10 《低合金高强度结构钢》 GB/T 1591
- 11 《桥梁用结构钢》 GB/T 714
- 12 《厚度方向性能钢板》 GB/T 5313
- 13 《钢结构焊接规范》 GB 50661
- 14 《结构用无缝钢管》 GB/T 8162
- 15 《混凝土结构设计规范》 GB 50010
- 16 《混凝土强度检验评定标准》 GB/T 50107

- 17 《钢管混凝土拱桥管内混凝土施工技术标准》
T/CECS 1047
- 18 《桥梁缆索用热镀锌钢丝》 GB/T17101
- 19 《预应力混凝土用钢绞线》 GB/T 5224
- 20 《公路桥梁预应力钢绞线用锚具、夹具和连接器》 JT/T329
- 21 《色漆和清漆 防护涂料体系对钢结构的防腐蚀保护 第 1 部分：总则》 GB/T 30790.1
- 22 《钢结构防火涂料》 GB/ 14907
- 23 《公路桥梁钢结构防腐涂装技术条件》 JT/T 722
- 24 《气焊、焊条电弧焊、气体保护焊和高能束焊的推荐坡口》 GB 50923
- 25 《公路钢结构桥梁制造和安装施工规范》 JTG/T 3651
- 26 《色漆和清漆漆膜厚度的测定》 GB/T 13452.2
- 27 《热喷涂涂层厚度的无损测量方法》 GB/T 11374
- 28 《公路工程质量检验评定标准 第一册 土建工程》 JTG F80/1
- 29 《公路桥涵地基基础设计规范》 JTG 3363
- 30 《公路桥涵施工技术规范》 JTGT 3650
- 31 《公路桥梁养护技术规程》 GB 50205

32 《公路钢结构桥梁养护技术规程》JTG/T B02-01

广西壮族自治区地方标准

大跨钢管混凝土拱桥分析设计技术规程

DB/T**-***-2024

条文说明

目 次

1	总则	63
2	术语和符号	66
2.1	术语	66
2.2	符号	67
3	基本规定	68
3.1	一般规定	68
3.2	作用和作用组合	68
3.3	结构分析	68
4	材料	69
4.1	钢材	69
4.2	混凝土	69
4.3	钢管混凝土	69
4.4	连接材料	71
4.5	其他材料	71
5	总体设计与构造要求	73
5.1	总体设计	73
5.2	上部结构	73
5.3	下部结构	74
5.4	辅助结构与附属结构	75
5.5	施工方案与流程	75
6	构件和主拱非线性稳定承载力设计	77
6.1	一般规定	77
6.2	计算模型	77
6.3	构件承载力设计	78
6.4	主拱非线性稳定承载力设计	90
6.5	主拱两层面对承载力设计	91

7	结构验算.....	92
7.1	承载能力极限状态验算.....	92
7.2	正常使用极限状态验算.....	92
8	防腐构造与涂装.....	93
9	施工控制和质量检验.....	94
9.1	施工控制.....	94
9.2	质量检验.....	96
附录 A	工程结构承载力分析的弹性模量缩减法.....	100
附录 B	圆形截面钢管混凝土材料本构模型.....	109
附录 C	工程结构两层面承载力设计与优化方法.....	111

1 总则

1.0.1 近年来,我国钢管混凝土拱桥在材料制备、设计技术和施工控制上都有重大进步,拱桥跨度不断加大,建设速度不断提高,部分超过 300m 的钢管混凝土拱桥参数如表 1 所示。

表 1 部分超过 300m 的钢管混凝土拱桥参数

序号	桥名	计算跨径/m	矢跨比	拱轴系数	结构形式	拱肋截面类型
1	平南三桥	560	1/4.0	1.50	中承式	四管桁式/ 圆形
2	合江长江一桥	518	1/4.5	1.45	中承式	四管桁式/ 圆形
3	广西乐望红水河特大桥	508	1/4.1	高次抛物线	中承式	四管桁式/ 圆形
4	合江长江三桥	507	1/4.0	1.50	中承式	四管桁式/ 圆形
5	德余高速乌江特大桥	475	1/5.3	2.20	上承式	四管桁式/ 圆形
6	重庆巫山长江大桥	460	1/3.8	1.55	中承式	四管桁式/ 圆形
7	大小井特大桥	450	1/4.5	1.55	上承式	四管桁式/ 圆形
8	支井河特大桥	430	1/5.5	1.76	上承式	四管桁式/ 圆形
9	拉林铁路藏木特大桥	430	1/3.8	2.10	中承式	四管桁式/ 圆形
10	贵州洛旺河特大桥	400	1/4.5	1.54	上承式	四管桁式/ 圆形
11	湘潭莲城大桥	388	1/5.2	7次抛物线	中承式	六管桁式/ 圆形
12	南宁永和大桥	335	1/4.5	四次抛物线	中承式	四管桁式/ 圆形
13	淮朔铁路黄河特大	360	1/6.5	2.50	上承式	四管桁式/ 圆形

	桥					圆形
14	总溪河特大桥	360	1/5.2	1.30	上承式	四管桁式/ 圆形
15	湖南益阳茅草街大桥	356	1/5.0	1.54	中承式	四管桁式/ 圆形
16	莆田红水河大桥	351	1/4.0	1.50	中承式	四管桁式/ 圆形
17	广州丫髻沙珠江大桥	344	1/4.5	2.00	中承式	六管桁式/ 圆形
18	沙尾左江特大桥	340	1/4.5	1.55	中承式	四管桁式/ 圆形
19	来宾西红水河大桥	340	1/4.0	1.50	中承式	四管桁式/ 圆形
20	沪蓉西高速小河特大桥	338	1/5.0	1.54	上承式	六管桁式/ 圆形
21	西洋江广富特大桥	333	1/4.4	1.50	上承式	四管桁式/ 圆形
22	武忻高速新圩主线红水河特大桥	325	1/4.5	1.50	中承式	四管桁式/ 圆形
23	武忻高速新圩连接线红水河特大桥	325	1/4.5	1.50	中承式	四管桁式/ 圆形
24	黄山太平湖大桥	336	1/4.9	1.55	中承式	四管桁式/ 圆形
25	来宾马滩红水河特大桥	320	1/4.0	1.17	中承式	四管桁式/ 圆形
26	南宁三岸大桥复线桥	320	1/4.5	1.35	下承式	四管桁式/ 圆形
27	淳安县千岛湖南浦大桥	307.94	1/5.5	1.17	中承式	四管桁式/ 圆形
28	正龙红水河特大桥	305	1/4.5	1.50	中承式	四管桁式/ 圆形
29	香火岩特大桥	300	1/5.5	1.54	上承式	六管桁式/ 圆形
31	沿江高速溜筒河特大桥	300	1/4.0	1.90	上承式	四管桁式/ 圆形

为使大跨度钢管混凝土拱桥设计、施工控制及质量检验符合安全适用、技术先进、经济合理、确保质量、保护环境的要求，制定本规程。

1.0.2 大跨度钢管混凝土拱桥的单肢构件均采用圆形截面，本规程给出了圆形截面钢管混凝土拱桥的设计方法。

本规程完整地给出了开展钢管混凝土拱桥构件和主拱非线性整体稳定两层面承载力的分析设计与优化方法：（1）给出了钢管混凝土拱桥构件承载力验算方法，并提供了构件承载力不满足要求时的截面设计方法；（2）给出了主拱非线性稳定承载力验算方法，并提供了主拱非线性稳定承载力不满足要求时应进行截面调整的构件识别方法及其截面设计方法；（3）提供了可以同时开展构件和主拱非线性稳定两层面承载力设计和优化的分析方法。

本规程较传统设计方法，在构件承载力验算与设计、主拱非线性稳定承载力验算与设计、两层面承载力分析设计与优化等三个方面都有进展，相关内容见本规程第 1、2、6 章和附录 A-C。同时本规程也纳入了近年来大跨钢管混凝土拱桥设计技术和相应施工控制措施的特色内容，具体内容见本规程第 3-5 章和第 9 章。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.2 大跨钢管混凝土拱桥作为一个高次超静力的复杂工程结构，需同时满足构件承载力和主拱非线性稳定承载力两个层面的承载安全要求，并应满足技术先进、经济合理的要求，需要采用分析设计方法。

采用分析设计法时，分析和设计阶段是不可分割的。两者既有同时进行的部分（构件弹性内力计算和构件承载力设计），也有分开部分（采用分析方法得到主拱非线性稳定极限承载力，再根据设计要求判断是否满足主拱非线性承载力要求，不满足要求时再采用分析方法进行设计，满足要求时可进一步采用分析方法进行优化）。两者在迭代分析中不断进行修正、相互影响，直至达到满足设计要求和优化准则为止。

2.1.5 目前脱空率有采用面积脱空率和高度脱空率的两种计算方法，本规程根据采用了现行国家标准《钢管混凝土混合结构技术标准》GB/T 51446 的高度脱空率方法。

2.1.10、2.1.11 主拱设计是 CFST 拱桥的核心设计内容，需同时满足构件和主拱非线性稳定两个层面的承载安全需求，并可进一步采用优化方法进行构件截面设计。

现有规范采用了构件承载力验算、主拱非线性稳定校核的方式进行主拱设计，能得到同时满足构件和主拱非线性稳定两个层面承载安全需求的设计方案，也存在本规程 1.0.2 条

文说明中所述的不足。

本规程在第 6.3 和 6.4 节纳入了构件和主拱非线性稳定两层面承载力设计方法：给出了验算构件承载力和主拱非线性稳定承载力的计算方法，也提供了构件承载力和主拱非线性稳定承载力不满足要求时的构件截面设计方法。同时本规程在附录 A 和 B 提供了同时满足构件承载力和主拱非线性稳定承载力要求的分析设计方法。

本规程在第 6.5 节纳入了构件和主拱非线性稳定两层面承载力优化设计方法，同时本规程在附录 C 提供了基于均匀承载准则的的优化设计方法。

2.1.12 弹性模量缩减法是一种针对复杂工程结构进行塑性极限分析的数值计算方法，该方法通过弹性迭代分析缩减结构高承载区的弹性模量模拟结构损伤过程，分析结构允许内力场获得失效模式，进而基于塑性极限分析原理求解结构整体承载力。该方法由于采用了弹性迭代方法，较传统非线性分析方法有更高的计算效率，并能良好地协同开展结构两层面承载力设计与优化。

2.2 符号

符号以沿用现行行标《公路桥涵设计通用规范》JTG D60、现行行标《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 既有符号为主，同时也根据本规程条文需要进行相应的增加和调整。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 大跨钢管混凝土拱桥设计包括总体设计、构件和主拱非线性稳定承载力设计、结构验算、设计保障等相对独立又相互关联的阶段构成。

3.2 作用和作用组合

作用和作用组合沿用现行行标《公路桥涵设计通用规范》JTG D60、《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06、《公路桥梁抗震设计规范》JTG/T 2231-01、《公路桥梁抗风设计规范》JTG/T 3360-01 既有内容，以保证标准内容的完整性。

3.3 结构分析

3.3.1 大跨度钢管混凝土拱桥主拱非线性稳定承载力设计中，需考虑材料非线性、几何非线性的影响计算得到主拱非线性稳定极限承载力，本规程附录 A 工程结构弹性模量缩减法提供了主拱非线性稳定极限承载力计算方法，本规程附录 C 工程结构两层面承载力设计与优化方法提供了基于均匀承载准则的主拱构件和非线性稳定两层面承载力优化方法。

3.3.3 为保障大跨度钢管混凝土拱桥结构设计合理、有效，在结构计算和验算中可采用不同计算软件和计算模型进行相互验证和补充，确认结果合理、有效后再应用于工程设计中。

4 材料

4.1 钢材

钢材各项要求及计算参数主要沿用现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017、《桥梁用结构钢》GB/T 714 既有内容。

4.2 混凝土

混凝土各项要求及计算参数主要沿用现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010、《钢管混凝土混合结构技术标准》GB/T 51446 既有内容。

4.3 钢管混凝土

4.3.1 结合近年来钢管混凝土混合结构工程实践发展，钢管内混凝土强度等级和钢管材料牌号的匹配关系根据现行国家标准《钢管混凝土混合结构技术标准》GB/T 51446 作出规定。当有可靠依据时，也可采用强度等级更高的混凝土。

4.3.2 第2款中同时给出了CFST约束效应系数标准值 ξ_k 和设计值 ξ_d 的计算方法， ξ_k 是计算钢管混凝土组合轴心抗压强度标准值 f_{sck} 、CFST构件压弯承载力、CFST构件抗剪承载力等物理量的基本参数， ξ_d 是计算CFST构件压弯承载力设计值的基本参数。

4.3.3 目前，圆型截面钢管混凝土组合轴心抗压强度设计值 f_{sc} 主要有两种计算方法：

计算方法一： $f_{sc-1} = (1.14 + 1.02\xi_d) f_{cd}$

计算方法二： $f_{sc-2} = (1.212 + B\xi_d + C\xi_d^2) f_{cd}$

$$B = 0.176 f_{sd} / 213 + 0.974, \quad C = -0.104 f_{cd} / 14.4 + 0.031$$

结合国内外 167 个圆形钢管混凝土轴压短试件试验数据对比表明，上述两种计算方式均与试验数据符合良好。现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 采用了第一种计算方式，并结合试验成果对主管壁厚 $T > 16\text{mm}$ 时折减为 $0.96 f_{sc}$ ，本地标采用了现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 中 f_{sc} 计算方式，与 167 个试验数据的对比情况如图 1 所示。按本规程选用 f_{sc} 计算的短柱轴压承载力为 N_c ，试验的轴压承载力为 N_t ， N_c/N_t 的均值为 0.88，变异系数为 0.13。

条文中同时给出了圆型截面 CFST 组合轴心抗压强度标准值 f_{sck} 和设计值 f_{sc} 的计算方法， f_{sck} 是计算 CFST 组合弹性轴压模量 E_{sc} 的基本参数， f_{sc} 是计算 CFST 构件压弯承载力的基本参数。

4.3.4 钢管混凝土组合弹性轴压模量 E_{sc} 采用了现行国标《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 的计算方法，也可根据现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 中 E_{sc} 表选用，两者基本相同。

4.3.5 钢管混凝土组合抗剪强度 τ_{sc} 采用了现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 的计算方法。

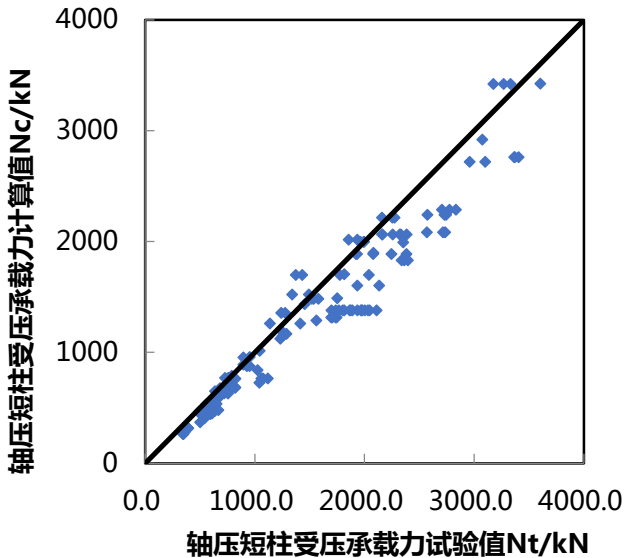


图 1 轴压短柱轴压承载力计算值与试验值对比

4.4 连接材料

连接材料各项要求及计算参数主要沿用现行国家标准《钢管混凝土混合结构技术标准》GB/T 51446、《钢结构设计规范》GB 50017 既有内容。

4.5 其他材料

4.5.1、4.5.2 吊索和系杆索材料各项要求主要沿用现行国家标准《钢管混凝土拱桥技术规范》GB 50923、现行行业标准《公路桥梁预应力钢绞线用锚具、夹具和连接器》JT/T329 既

有内容。

4.5.3 防腐材料各项要求主要沿用现行国家标准《色漆和清漆 防护涂料体系对钢结构的防腐蚀保护 第 1 部分：总则》GB/T 30790.1、《钢结构防火涂料》GB/ 14907 既有内容。

5 总体设计与构造要求

5.1 总体设计

5.1.2 广西境内河流多为 U 形河床上的季节性河流，河岸较平坦，丰水季节水位常漫过河岸，跨河桥梁采用钢管混凝土拱桥时，构件尺寸较小、抗撞击能力弱，在未设有效防撞措施时，宜适当加大桥梁孔跨，以降低船舶撞击风险。当拱座基底标高低于施工水位时，桥梁孔跨选择需结合拱座基础施工方案，以减少水位对拱座基础基坑施工的不利影响。

5.1.5 对于提篮式主拱，在保持拱肋间距不变下，拱肋小角度内倾可一定程度地提高拱肋稳定性，研究表明内倾角度宜在 $5^{\circ} \sim 10^{\circ}$ 。

当拱桥跨度在 400m 以上时，中、下承式拱桥的矢高较大，若仍采用提篮式主拱，拱顶拱肋间距较小，一方面提篮效果不明显，另一方面也降低了拱肋的横向稳定性。此外，平行拱相对提篮拱的拱肋吊装难度降低，因而建议中、下承式拱桥跨径大于 400m 时采用平行拱。

5.2 上部结构

5.2.2 工程实践中为了便于加工和安装，大跨度钢管混凝土拱桥的拱肋构件多采用了等径管，本规程建议拱肋构件宜采用等径管，在不同部位采用不同壁厚达到承载安全和变形要求，等径拱肋的壁厚种类不宜大于 4 种。采用变径管时，拱肋不宜采用大于 3 种的变径管。

5.2.7 系杆拱桥在桥面梁架设完成后再安装系杆支撑架及永久

系杆，在此之前需要张拉一个临时系杆以平衡桥墩的水平推力。为经济合理地利用临时系杆，建议系杆布设采用永临结合方案，同时注意避免桥面梁吊装过程的干扰，对系杆做好保护措施。

5.2.9 中、下承式拱桥传统桥面系多采用横梁受力为主、无加劲纵梁的传力体系，然而近年来采用这类传力体系的拱桥发生了多起因吊杆断裂后桥面落梁的恶性事故。为避免这类事故，中、下承式拱桥桥面系应采用整体性结构，现行国家标准《钢管混凝土拱桥技术规范》（GB 50923-2013）对此做出了明确的要求，桥面系宜采用由纵梁和横梁组成的格子梁体系，或采用有纵向加劲梁的横梁体系。桥面系计算时，应进行任意一对吊杆失效后的不利工况进行结构安全验算。

5.2.10 四车道或四车道以上桥面系，横梁在自重作用下将产生较大横向挠度，为此横梁设计及加工时宜考虑设置横向预拱度。

5.2.11 桥面系端横梁位于主桥和引桥交界处，引桥至主桥刚度通常变化较大，在桥面跳车荷载等作用下常引起伸缩缝松动等病害，适当加大端横梁的刚度，可减少该类病害的发生。

5.2.12 大跨度上承式拱桥拱上建筑对主拱圈受力影响较大，而主拱圈受力变化又将影响主梁的结构受力，因此桥面梁的受力必须考虑主拱肋及拱上立柱的影响，采用预制 T 梁、小箱梁的装配式构件的桥面系应进行专项验算。

5.3 下部结构

5.3.3 门式墩具有水平刚度大的优点，同时在下承式刚架系杆拱桥拱肋吊装施工时可不使用临时系杆，有利于减少桥梁工程量且提高施工安全性和效率，有利于运营期桥墩位移控制

和拱肋受力。

5.4 辅助结构与附属结构

5.4.2 扣点形式主要有承压式和锚拉板形式，其中锚拉板形式（图 2）具有结构简单、加工焊接方便的优点，近年来广泛应用在拱桥施工中。锚拉板式扣点宜采用外加劲形式，避免对管内混凝土灌注产生影响。

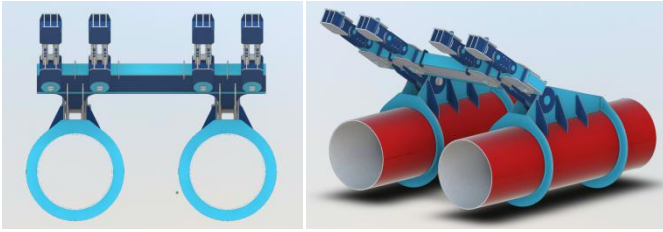


图 2 锚拉板形式的扣点示意图

5.4.3 采用三支座以上支座时，在桥面系施工过程中或后期运营过程中易出现部分支座脱空问题，不利于桥面系受力。

5.5 施工方案与流程

5.5.6 主拱跨径 500m 以下的拱桥通常仅需在拱顶位置设置一道隔仓板，管内混凝土由拱脚向拱顶一次性顶升灌注。工程实践表明，当主拱跨径超过 500m 时，管内混凝土方量较大，灌注时间较长，容易出现堵管等风险，为此建议在 1/4 跨处增设一道隔仓板，以降低混凝土堵管的风险。

5.5.7 拱跨径超过 500m 时，管内混凝土重量在桥梁恒载中占比大，减小管内混凝土自重所产生的结构内力非常重要。“纵向分段、上下跳仓”即在拱顶和 1/4 跨处分别设置隔仓板，拱脚至 1/4 跨段为拱脚段，1/4 跨至拱顶为拱顶段，灌注顺序采

用以下 2 种：（1）上弦管拱脚段、下弦管拱顶段→下弦管拱脚段、上弦管拱顶段；（2）下弦管拱脚段、上弦管拱顶段→上弦管拱脚段、下弦管拱顶段。研究表明“纵向分段、上下跳仓”的灌注顺序可有效降低管内混凝土灌注阶段的结构内力。

6 构件和主拱非线性稳定承载力设计

6.1 一般规定

6.1.1 大跨钢管混凝土拱桥主拱根据成桥后最不利作用组合进行分析设计，其他工况及施工过程影响在结构验算中进行。

6.1.2 大跨钢管混凝土拱桥主拱既要保证在设计荷载下处于弹性状态，避免结构在重复荷载下发生塑性积累，同时为节省材料、控制造价，应允许结构在极限荷载作用下进入弹塑性状态，但不能发生倒塌破坏，因此需要同时进行构件承载力和主拱非线性稳定承载力分析，即进行结构两层承载力设计和优化。

本规程附录 A 工程结构弹性模量缩减法提供了主拱非线性稳定极限承载力计算方法，本规程附录 C 工程结构两层承载力设计与优化方法提供了基于均匀承载准则的主拱构件和非线性稳定两层承载力优化方法。

6.1.3 大跨钢管混凝土拱桥主拱构件采用极限状态法设计，需满足承载能力极限状态和正常使用极限状态要求。

6.2 计算模型

6.2.1 大跨钢管混凝土拱桥分析设计计算模型应对主拱结构进行完整建模，主拱和立柱宜采用梁单元对进行模拟，桥面系结构可以对各构件进行精细建模与划分单元，也可采用等效刚度、荷载和约束条件的简化方式模拟，桥台、桥墩等根据实际情况采用相应的约束条件模拟。

6.2.2 主拱肋采用梁单元模拟时，结构响应分析结果受梁单元

划分精度影响，研究表明主拱肋构件节间划分梁单元数大于4个时，结构响应析结果差别不大，可满足设计精度要求。采用杆单元模拟的轴力作用构件可划分为1个单元。

6.3 构件承载力设计

I 受压钢管混凝土构件

6.3.1 大跨度钢管混凝土拱桥主拱通常采用桁式主拱，轴心受压、压弯组合内力作用下的圆形钢管混凝土构件是主要受力构件。

目前圆形钢管混凝土构件偏压承载力计算方法有三种：

(1) 折减构件抗压承载力计算方法，现行国家标准《钢管混凝土拱桥技术规范》GB 50923 和现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 采用该方法。(2) 采用承载力相关方程的计算方法。现行国家标准《钢管混凝土混合结构技术标准》GB/T 51446 和现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 采用该方法。(3) 采用基于承载力相关方程的齐次广义屈服函数(HGYF)的计算方法。第三种方法与第二种方法实质相同，齐次广义屈服函数符合塑性极限分析的等比例加载原则，可与钢管混凝土拱桥两层承载力设计匹配使用，本规程选用第三种方法进行圆形钢管混凝土构件偏压承载力的计算。

轴力-弯矩组合内力作用下圆形钢管混凝土构件承载力计算主要涉及长细比折减(稳定)计算、弯矩和附加弯矩考虑方法、钢管初应力折减计算、钢管内混凝土脱空折减计算等内容。

1、长细比折减系数（稳定系数）计算

结合国内外长细比在 16-206 之间的 329 个圆形钢管混凝土中、长柱轴压试验数据，对比分析了现有 CFST 构件长细比折减系数（稳定系数） φ 计算方法，研究表明：现行国家标准《钢管混凝土混合结构技术标准》GB/T 51446 给出的 φ 计算方法与试验结果符合程度良好，与现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 列表结果也基本一致，并且该计算式便于在分析设计中应用。本规程采用了现行国家标准《钢管混凝土混合结构技术标准》GB/T 51446 的 φ 值计算方法，与 329 个试验数据的对比情况如图 3 所示。按本规程选用 φ 计算的中、长柱轴压承载力为 N_c ，试验的轴压承载力为 N_t ， N_c/N_t 的均值为 0.88，变异系数为 0.11。

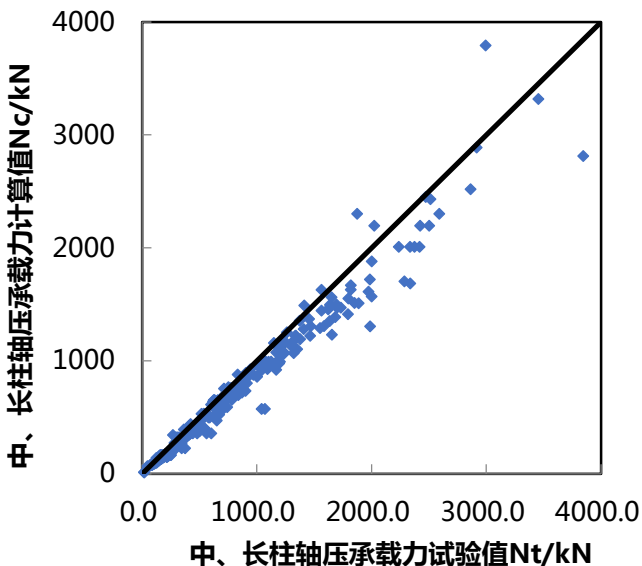


图 3 中、长柱轴压承载力计算值与试验值对比

2、弯矩和附加弯矩考虑方法

目前钢管混凝土构件压弯承载力考虑弯矩和附加弯矩影响的计算方法主要有三种：（1）采用折减构件抗压承载力的计算方法；（2）采用承载力相关方程的计算方法；（3）采用基于承载力相关方程或纤维模型法的齐次广义屈服函数计算方法。本规程采用了第 3 种方法，结合附录 B 采用基于纤维模型法的齐次广义屈服函数计算方法，与两层面承载力设计与优化匹配使用。

结合国内外长细比在 12-126 之间的 320 个圆形钢管混凝土中、长柱偏压试验数据，对比分析了本规程采用齐次广义屈服函数式 (6.3.1) 的计算结果。按本规程计算的压弯承载力为 N_c ，试验的压弯承载力为 N_t ， N_c/N_t 的均值为 0.93，变异系数为 0.14，对比情况如图 4 所示。

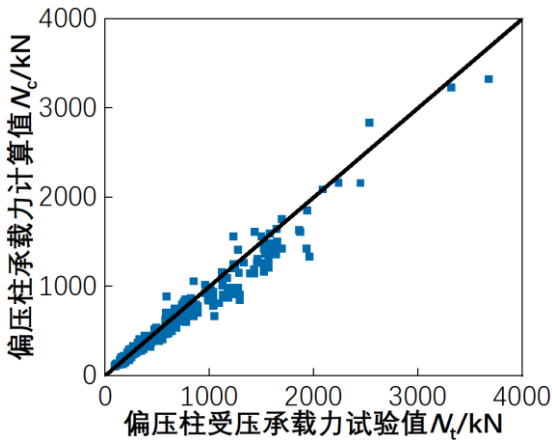


图 4 中、长柱偏压柱承载力计算值与试验值对比
当构件不满足承载力要求时，需要对构件截面参数进行

调整，直至达到承载安全要求，本规程在附录 C 给出了高效率的截面调整方法，同时也给出了选用构件截面积 A_{sc} 时的简化显式计算方法，详见式(6.3.1-13)至(6.3.1-16)。当不调整构件直径 D ，仅调整钢管壁厚 t 时，可以采用下列简化公式进行调整，直至所有构件均满足承载安全要求：

$$\alpha_1 = \begin{cases} 1, & K_1 \geq [K_0] \\ ([K_0]/K_1) & K_1 < [K_0] \end{cases} \quad (1)$$

$$f_{sck,1} = \alpha_1 f_{sck,0} \quad (2)$$

$$T_1 = \begin{cases} \frac{D_1}{2} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{\beta_f - 1.14}{1.02a_f}}} \right), & T_1 \leq 16 \\ \frac{D_1}{2} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{\beta_f/0.96 - 1.14}{1.02a_f}}} \right), & T_1 > 16 \end{cases} \quad (3)$$

式中： $f_{sck,0}$ 、 $f_{sck,1}$ ——调整前、后的钢管混凝土组合轴心抗压强度标准值；

T_1 ——调整后的构件钢管壁厚；

a_f ——钢材标准值与混凝土标准值之比，即

$$a_f = f_y / f_{ck}。$$

β_f ——调整后钢管混凝土组合轴心抗压强度标准值与混凝土标准值之比，即 $\beta_f = f_{sck,1} / f_{ck}$ 。

总体设计中若已确定了构件规格，也可以在本规程 6.3.1 条第 2 款式(6.3.1-11)分析出不满足承载力要求的构件后，不再采用式(6.3.1-13)至(6.3.1-16)调整构件截面，而直接选用承

承载力更高的构件规格按本规程 6.3.1 条第 1 款式(6.3.1-1)验算验算构件承载力。

根据工程构件承载力安全需求，也可提高构件安全系数目标值 $[K_0]$ ，在 6.3.1 节各式计算中应用，使各构件截面强度达到全系数目标值 $[K_0]$ 的要求。

6.3.2 钢管初应力缩短了钢管承载后的弹性阶段，使得钢管提前进入弹塑性阶段，进而增大拱桥变形，影响拱桥构件和结构整体承载力。

在构件承载力计算上，现行钢管混凝土拱桥规范均引入钢管初应力折减系数对构件抗压强度进行折减，以反映钢管初应力的不利影响。解威威在《钢管初应力影响系数因素分析及计算方法》一文中，根据 77 个受压构件试验数据的对比研究表明：钢管初应力度 ω 可表征钢管初应力对构件受压承载力的影响。当 $\omega < 0.65$ 时，受压承载力降低幅度低于 10%； $\omega > 0.80$ 时，受压承载力降低幅度可超过 20%。

结合最小二乘法统计分析，本规程采用下列公式计算钢管初应力折减系数 K_p ：

$$K_p = 1 - 0.2\omega \quad (1)$$

$$\omega = \frac{\sigma_0}{f_{sd}} \quad (2)$$

表 2 列出了采用本规程、《钢管混凝土拱桥技术规范》GB 50923、《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06、(福建钢管混凝土结构技术规程) DBJ-T 13-51 计算，与 42 个试验结果归一化后的初应力折减系数的对比分析结果如图 5 和表 2 所示，比值均值为 0.999，变异系数为 0.064，可见本规程所采用方法与试验吻合良好。

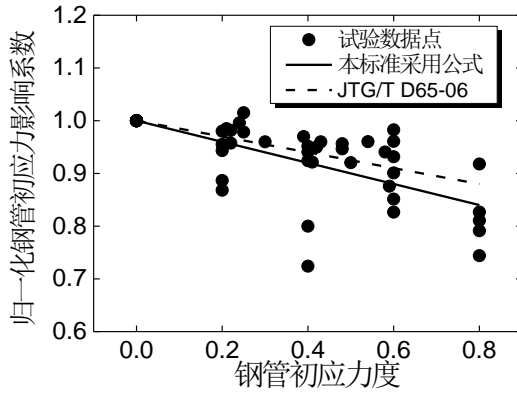


图 5 本规程与试验初应力折减系数的对比
 为使结构设计经济合理，钢管最大初应力度超过 0.65 时，
 应重新拟定钢管截面。

表 2 归一化钢管初应力影响系数对比

组数	λ	β	e/r	N_0/kN	\bar{K}_R	GB 50923		JTG/T D65-06		DBJ/T13-51		本标准采用方法		
						\bar{K}_{Rd1}	\bar{K}_{Rd1}/\bar{K}_R	\bar{K}_{Rd2}	\bar{K}_{Rd2}/\bar{K}_R	\bar{K}_{Rd3}	\bar{K}_{Rd3}/\bar{K}_R	\bar{K}_{Rd4}	\bar{K}_{Rd4}/\bar{K}_R	
1	16	0.00	0.38	1010	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	16	0.20	0.38	990	0.98	0.99	1.01	0.97	0.99	1.00	1.02	0.96	0.98	
	16	0.40	0.38	950	0.94	0.98	1.04	0.94	1.00	0.99	1.06	0.92	0.98	
	16	0.60	0.38	910	0.90	0.97	1.08	0.91	1.01	0.99	1.10	0.88	0.98	
	16	0.80	0.38	835	0.83	0.96	1.16	0.88	1.06	0.99	1.20	0.84	1.02	
2	64	0.00	0.38	750	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	64	0.20	0.38	665	0.89	0.96	1.08	0.97	1.09	0.97	1.10	0.96	1.08	
	64	0.40	0.38	600	0.80	0.92	1.15	0.94	1.18	0.95	1.19	0.92	1.15	
	64	0.60	0.38	620	0.83	0.88	1.06	0.91	1.10	0.92	1.12	0.88	1.06	
	64	0.80	0.38	608	0.81	0.84	1.03	0.88	1.09	0.90	1.11	0.84	1.04	
3	14	0.00	0.75	600	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	14	0.21	0.75	591	0.99	0.99	1.01	0.97	0.98	1.00	1.01	0.96	0.97	
	14	0.30	0.75	576	0.96	0.99	1.03	0.96	0.99	1.00	1.04	0.94	0.98	
	14	0.39	0.75	582	0.97	0.98	1.01	0.94	0.97	1.00	1.03	0.92	0.95	
	14	0.43	0.75	576	0.96	0.98	1.02	0.94	0.97	1.00	1.04	0.91	0.95	
4	14	0.48	0.75	568	0.95	0.98	1.03	0.93	0.98	1.00	1.05	0.90	0.95	
	14	0.60	0.75	559	0.93	0.97	1.04	0.91	0.98	0.99	1.07	0.88	0.94	
	50	0.00	0.75	438	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	50	0.22	0.75	430	0.98	0.96	0.98	0.97	0.98	0.98	1.00	0.96	0.97	
	50	0.42	0.75	416	0.95	0.93	0.98	0.94	0.99	0.96	1.01	0.92	0.96	
5	50	0.58	0.75	412	0.94	0.90	0.96	0.91	0.97	0.95	1.01	0.88	0.94	
	82	0.00	0.90	306	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	82	0.22	0.90	293	0.96	0.94	0.98	0.97	1.01	0.96	1.01	0.96	1.00	
	82	0.41	0.90	282	0.92	0.88	0.96	0.94	1.02	0.93	1.01	0.92	1.00	
	82	0.59	0.90	268	0.88	0.83	0.95	0.91	1.04	0.90	1.03	0.88	1.01	
6	12	0.00	0.00	932	1.000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	12	0.25	0.00	912	0.979	0.99	1.01	0.96	0.98	1.00	1.02	0.95	0.97	
	12	0.54	0.00	895	0.960	0.98	1.02	0.92	0.96	1.00	1.04	0.89	0.93	
	48	0.00	0.00	792	1.000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	48	0.25	0.00	804	1.015	0.96	0.95	0.96	0.95	0.98	0.97	0.95	0.94	
7	48	0.50	0.00	729	0.920	0.93	1.01	0.93	1.00	0.96	1.04	0.90	0.98	
	72	0.00	0.00	734	1.000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	72	0.24	0.00	731	0.996	0.95	0.95	0.96	0.97	0.97	0.97	0.95	0.96	
	72	0.48	0.00	702	0.956	0.90	0.94	0.93	0.97	0.93	0.98	0.90	0.95	
	16	0.00	0.00	1450	1.000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
9	16	0.20	0.00	1385	0.955	0.99	1.04	0.97	1.02	1.00	1.04	0.96	1.01	
	16	0.40	0.00	1340	0.924	0.98	1.06	0.94	1.02	0.99	1.08	0.92	1.00	
	16	0.60	0.00	1425	0.983	0.97	0.99	0.91	0.93	0.99	1.01	0.88	0.90	
	16	0.80	0.00	1331	0.918	0.96	1.05	0.88	0.96	0.99	1.08	0.84	0.92	
	40	0.00	0.00	1305	1.000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
10	40	0.20	0.00	1133	0.868	0.98	1.12	0.97	1.12	0.99	1.14	0.96	1.11	
	40	0.40	0.00	945	0.724	0.95	1.32	0.94	1.30	0.98	1.35	0.92	1.27	
	40	0.60	0.00	1254	0.961	0.93	0.97	0.91	0.95	0.96	1.00	0.88	0.92	
	40	0.80	0.00	971	0.744	0.91	1.22	0.88	1.18	0.95	1.28	0.84	1.13	
	64	0.00	0.00	1198	1.000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
11	64	0.20	0.00	1130	0.943	0.96	1.02	0.97	1.03	0.98	1.04	0.96	1.02	
	64	0.40	0.00	1140	0.952	0.92	0.97	0.94	0.99	0.95	1.00	0.92	0.97	
	64	0.60	0.00	1020	0.851	0.89	1.04	0.91	1.07	0.93	1.09	0.88	1.03	
	64	0.80	0.00	948	0.791	0.85	1.07	0.88	1.11	0.91	1.15	0.84	1.06	
	均值						1.027		1.018		1.050		0.999	
变异系数							0.067		0.066		0.072		0.064	

6.3.3 目前钢管混凝土构件管内混凝土脱空折减系数 K_d 计算方法主要有两种：（1） K_d 为常数的计算方法；（2） K_d 为约束效应系数和脱空率回归函数的计算方法。

现行国家标准《钢管混凝土拱桥技术规范》GB 50923 和现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06，均采用 K_d 为常数的计算方法。现行国家标准《钢管混凝土混合结构技术标准》GB/T 51446 采用了回归函数计算方法，该方法中 K_d 采用以下公式计算：

$$K_d = 1 - f(\xi_k) \chi_s$$

$$f(\xi_k) = \begin{cases} 1.42\xi_k + 0.44, & \xi_k \leq 1.24 \\ 4.66 - 1.97\xi_k, & \xi_k > 1.24 \end{cases}$$

式中： K_d ——球冠型脱空的脱空折减系数，当 K_d 计算时大于 1.0 时，取 $K_d = 1.0$ ；

ξ_k ——钢管混凝土约束效应系数标准值；

χ_s ——球冠型脱空的脱空率。

结合 79 个存在脱空的圆形钢管混凝土中、长柱偏压试验数据，对比分析了上述两种方法，对比结果如图 6 和图 7 所示：试验的偏压承载力为 N_t ；按现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 计算的构件承载力为 N_{c1} ， N_{c1}/N_t 的均值为 0.96，变异系数为 0.14；按现行国家标准《钢管混凝土混合结构技术标准》GB/T 51446 计算的构件承载力为 N_{c2} ， N_{c2}/N_t 的均值为 0.95，变异系数为 0.13。

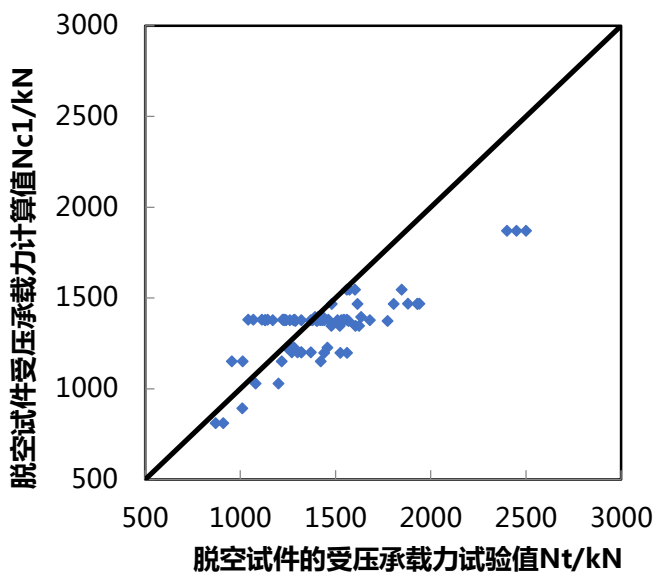


图 6 采用《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 的脱空构件承载力计算值与试验值对比

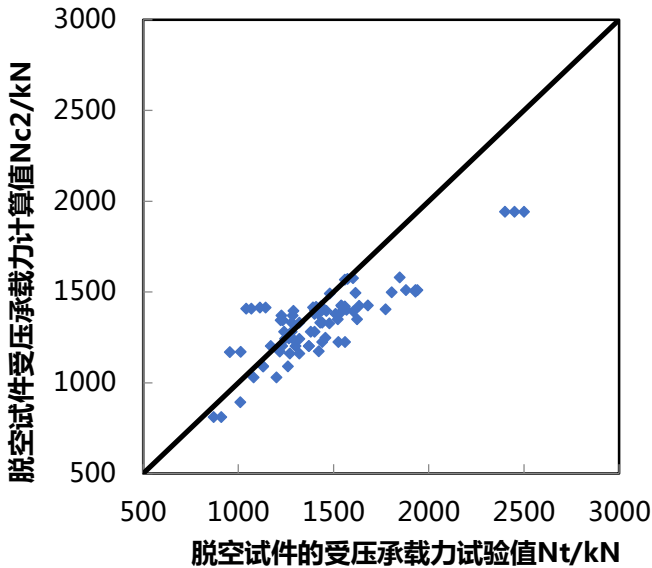


图 7 采用《钢管混凝土混合结构技术标准》GB/T 51446 的脱空构件承载力计算值与试验值对比

可见，两种方法与试验结果均能吻合较好。为便于设计应用，本规程沿用了《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 中 K_d 为常数的计算方法。当已知球冠型脱空率时，也可采用现行国家标准《钢管混凝土混合结构技术标准》GB/T 51446 的脱空折减系数 K_d 计算方法。

II 受拉钢管混凝土构件、III 受剪钢管混凝土构件

6.3.4、6.3.5 钢管混凝土轴心受拉构件承载力和受剪构件承载力验算采用了现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》

JTG/T D65-06 的计算方法，并提供了构件承载力不满足要求时的截面调整方法。

IV 圆钢管受压和受拉构件

6.3.6 根据现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 圆管压弯构件的 N-M 承载力相关方程：

$$\frac{N}{\varphi A f} + \frac{\beta_m M}{\gamma_m W (1 - 0.8N / N'_{cr}) f} \leq 1.0$$

$$M = \max \left(\sqrt{M_{xA}^2 + M_{yA}^2}, \sqrt{M_{xB}^2 + M_{yB}^2} \right) \quad \beta_m = \beta_x \beta_y$$

$$\beta_x = 1 - 0.35 \sqrt{N / N_{cr}} + 0.35 \sqrt{N / N_{cr}} (M_{2x} / M_{1x})$$

$$\beta_y = 1 - 0.35 \sqrt{N / N_{cr}} + 0.35 \sqrt{N / N_{cr}} (M_{2y} / M_{1y})$$

$$N'_{cr} = N_{cr} / 1.1 = \pi^2 EA / (1.1 \lambda^2)$$

采取 7776 组配点对上述承载力相关方程左侧的广义屈服函数进行了回归分析，计算确定了一阶齐次广义屈服函数。图 8 给出了该齐次广义屈服函数与广义屈服函数的对比情况， f' 表示广义屈服函数， \bar{f}'_1 表示本规程（6.3.6-1）式左侧所采用的一阶齐次广义屈服函数，拟合均方误差为 5.6%，两者合良好。

6.3.7 根据圆管拉弯构件的 N-M 承载力相关方程：

$$f = m - \cos(\pi n_x / 2) + 1$$

采取 1000 组配点对上式进行回归分析，计算确定了二至四阶齐次广义屈服函数。图 9 给出了二至四阶齐次广义屈服

函数与原广义屈服函数的对比情况， f' 表示上述原广义屈服函数， $\bar{f}'_2 \sim \bar{f}'_4$ 表示二至四阶齐次广义屈服函数。四阶齐次广义屈服函数拟合均方误差为 0.8%，与原广义屈服函数吻合良好，本规程（6.3.7-1）式左侧采用了用该四阶齐次广义屈服函数 \bar{f}'_4 。

6.3.8 钢结构构件截面塑性铰处截面板件宽厚比等级应为 S1 级、S2 级，使塑性铰出现的截面或区域应保证有足够的转动能力。

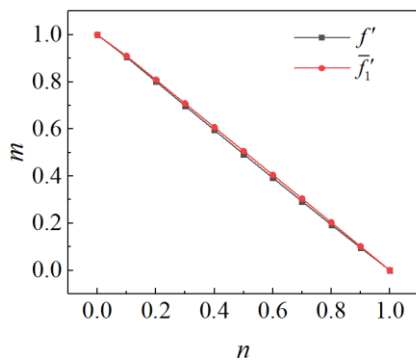


图 8 圆管压弯构件 \bar{f}'_1 与 f' 对比

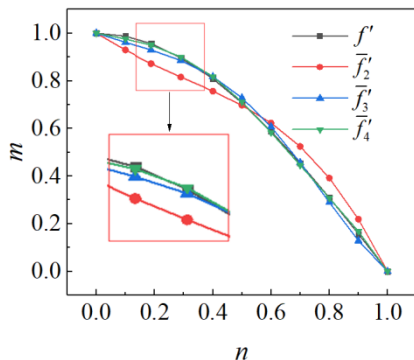


图 8 圆管拉弯构件 \bar{f}'_1 与 f' 对比

V 吊索和系杆索构件

6.3.9 吊索和系杆索承载力沿用了现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 的验算方法，并提供了构件承载力不满足要求时的截面调整方法。

6.4 主拱非线性稳定承载力设计

6.4.1 大跨度钢管混凝土拱桥主拱非线性稳定承载力计算中，材料参数采用标准值，荷载组合采用成桥后最不利荷载组合的标准值。主拱结构整体强度系数限值，可以根据工程需求确定，也可沿用现行行业标准《公路钢管混凝土拱桥设计规范》JTG/T D65-06 取 1.75。

总体设计中若已确定了构件规格，也可以在本规程 6.4.1 条第 2 款式(6.4.1-3)分析出需进行截面调整的构件后，不再采用式(6.3.1-13)至(6.3.1-16)调整构件截面，而直接选用承载力更高的构件规格按本规程 6.4.1 条第 1 款式(6.4.1-1)验算主拱

非线性稳定承载力。

6.5 主拱两层面承载力设计

6.5.1 主拱两层面承载力优化设计的约束条件主要有2项：（1）构件承载力要求；（2）主拱非线性稳定承载力要求。在上述2项约束条件下，两层面承载力设计方法通过均匀承载准则调整构件截面实现主拱的优化设计。

附录C工程结构两层面承载力设计与优化方法为构件与主拱非线性稳定两层面承载安全需求提供了设计方法，同时在保证结构两层面承载安全的前提下能够优化结构的强度分布和刚度分布，使结构中各构件的承载性能趋向最佳。

本规程6.5.1条也给出了简化的主拱两层面承载力优化设计方法。

7 结构验算

7.1 承载能力极限状态验算

7.1.1 本规程第 6 章对大跨钢管混凝土拱桥桁式主拱进行了单肢构件和整体承载力的设计与优化，本节补充要求对主拱进行组合受压构件承载力验算。

7.1.2 主拱钢管混凝土分期灌注过程中，节点破坏模式不相同，需要对支管内力和稳定承载力进行控制，保证节点的承载安全。

7.1.4 用空间线弹性有限单元法进行主拱弹性稳定性分析，可以反映主拱面外失稳模态。应保证主拱整体弹性失稳前不发生局部弹性失稳，即局部结构稳定系数应大于主拱整体稳定系数。

7.2 正常使用极限状态验算

7.2.1 大跨钢管混凝土拱桥正常使用极限状态验算所采用的作用组合，需符合现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60 的有关规定，采用频遇组合和准永久组合。

7.2.2 竖向挠度幅值 D_{Ad} 和桥面梁（板）竖向挠度 D_{Bd} 验算时，车道荷载不计冲击力的影响。

8 防腐构造与涂装

8.0.2 在确保防腐涂层外观尺寸、干膜厚度条件下，尽量减少漆雾数量，实现“少过喷”、“少污染”的目的。

8.0.3 涂料涂装环境温度、湿度及工艺要求主要包括：

1 涂装环境温度宜在 5~38℃之间，相对湿度宜不大于 80%。

2、相邻两道涂层的涂装间隔时间应符合产品的技术要求。底漆、中间漆涂层的最长暴露时间宜不超过 7d；底漆宜在 4h 内涂装。当环境相对湿度不大于 60%时，涂装的时间可适当延长，但最长应不超过 12h。

3、金属热喷涂宜采用无气喷涂工艺，应分层喷涂，两次喷涂最长间隔时间应不超过 2h；前后涂层宜采用 45°~90°交叉喷涂，相邻喷涂区域应搭接 30%；喷涂压力应不小于 0.4MPa，距离宜为 100mm~200mm。风力等级超过 5 级时，不宜进行喷涂。

9 施工控制和质量检验

9.1 施工控制

9.1.1 卧式耦合制造是指采用前两个满足拼装要求的拱肋节段为基础的拱肋节段卧式拼装方法。当钢管混凝土拱桥的跨径比较大时，钢管拱肋节段重量大，常规的立式拼装方法因经济和安全问题不再适用，采用卧式拼装方法能够降低安全风险，保证连接处的制造精度。

9.1.2 拱肋安装过程线形的较大变化会增加线形控制难度和施工风险。扣索一次张拉优化计算方法是以拱肋线形“过程最优”为控制原则的计算方法，该方法是以拱肋安装过程以扣索控制拱肋高程、以侧缆风索控制拱肋横向偏位（图 10），在利用影响矩阵原理建立索力与拱肋安装全过程的位移关系时，考虑侧缆风索力和扣索力对拱肋位移的耦合作用，计算拱圈自重、各节段扣索力和侧缆风索力单独作用下等位移影响矩阵，再结合最优化计算理论，优化出最优的扣索力和侧缆风索力值，确保拱肋拼装施工过程线形变化最小且拱圈合龙松索后的竖向线形偏差和横向偏位满足规范要求。

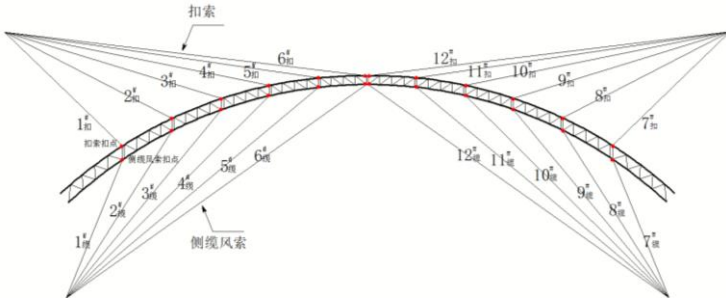


图 10 拱肋扣索和侧缆风索布置

各节段拱肋的扣索力、侧缆风索力以及竖向预抬高和横向预偏值可采用图 11 所示流程进行计算。

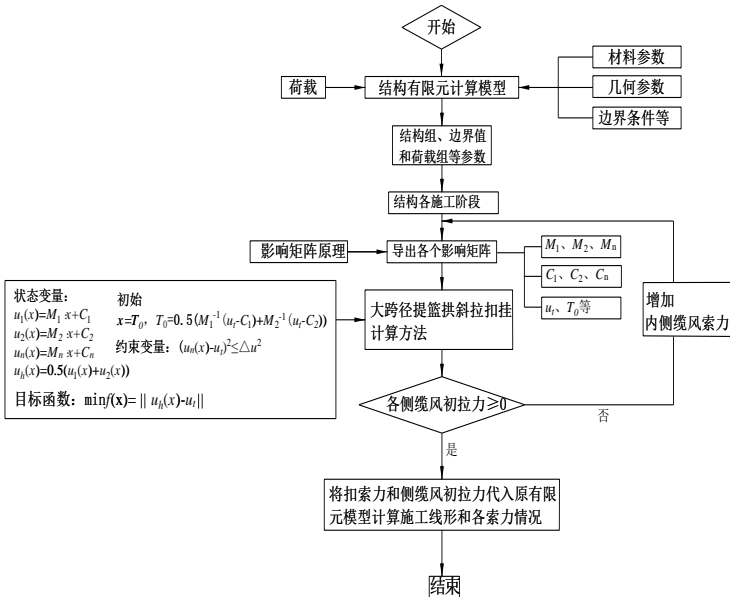


图 11 扣索和侧缆风索力、预抬高和横向预偏值计算流程

9.1.3 对于采用缆索吊装斜拉扣挂法施工的拱桥，塔架通常采用索塔与扣塔合一的结构形式，塔架的偏位容易对拱肋的线形产生联动影响，传统靠塔架的刚度和缆风索控制塔架偏位的方法要求塔架刚度大、风缆用量大，从而造成施工周期长、成本高等问题。塔顶偏位自动调控系统以力的主动控制为基本原理，由位移检测装置、控制器及张拉装置等几个部分组成，运用北斗卫星定位系统对塔顶偏位进行实时监测，经计算分析处理形成控制策略，进而控制智能千斤顶适时主动调力，从而实现将拱肋安装过程的塔顶偏位实时控制在容许位移范围内。

9.1.5 真空辅助灌注宜采用水环式真空泵，灌注过程中管内的真空压力宜不大于 -0.08MPa ，使钢管内处于近真空状态，并采用泵送顶升压注混凝土的方法。

9.1.6 吊、系杆及钢构件的无应力制造参数是钢管混凝土系杆拱桥监控计算的设计符合性要点之一。

9.2 质量检验

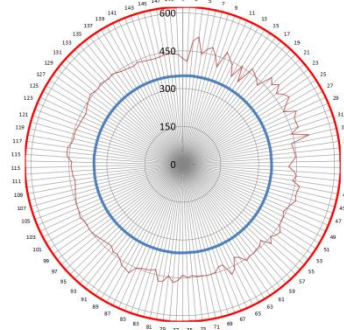
9.2.3 涂层检验需要注意事项包括：

1、涂层外观采用目测应平整均匀，颜色与色卡一致，漆膜不得有流挂、针孔、漏涂、气泡、裂纹、返锈等表面缺陷。

2、涂层厚度应每道检验。可采用磁性测厚仪检验涂层厚度（图 12），每 10m^2 可测 5 个基准面，每个基准面采用三点法测量，取三点平均值作为该基准面的厚度检测值。检测值与额定值比较，判断涂层厚度质量。

3、现场条件允许时宜采用拉开法检验涂层附着力的（图 13），检查区域面积在 1000m^2 以下测 3 个点，大于 1000m^2 测

12 个点，后续增加或不足 1000m² 各加测 1 个点。采用划格法或划叉法时应每个梁段均测量。



—主拱外表面面一厚度额定最小值 (μm)

—主拱外表面面一厚度实测值 (μm)

—主拱外表面面一厚度额定最大值 (μm)

图 12 磁性测厚仪检验涂层厚度



图 13 拉开法检验涂层附着力

9.2.6 超声波检测测区应均匀分布于全桥拱肋，数量应不少于 8 处，每个测区应不少于 3 个侧面，侧面间距宜为 150mm~300mm，每个侧面按“米字型”对称布置 4 个测点。

结合 132 组钢管混凝土结构 1 至~120 天的试验检测数据, 分析检测龄期对超声波速的影响规律, 如图 14 所示, 随着检测龄期增大, 超声波波速在短龄期内增加较快, 但随着检测龄期延长, 超声波波速增长速度逐渐放缓, 并趋于平稳。研究表明其原因为: 核心混凝土主要由水泥石、骨料、孔隙等介质构成, 由于各介质间的声阻抗差不同, 使得超声波在混凝土结构中传播路径复杂多变, 整体可分为反射、透射和绕射三种传播方式。当超声波在固体介质与空气介质之间传播时, 由于固体介质与空气介质的声阻抗差较大, 则超声波传输方式以绕射为最短传播路径, 从而增加了超声波传递的路线长度。另一方面, 随着水泥和矿物掺合料二次水化等过程不断发展, 混凝土孔隙不断被水化产物填充而趋于密实, 使得混凝土的密实性逐渐提高且呈现早期发展快后期发展慢的趋势, 则超声波传输路径从原先的绕射转变为透射, 从而提升了超声波的传输速度。

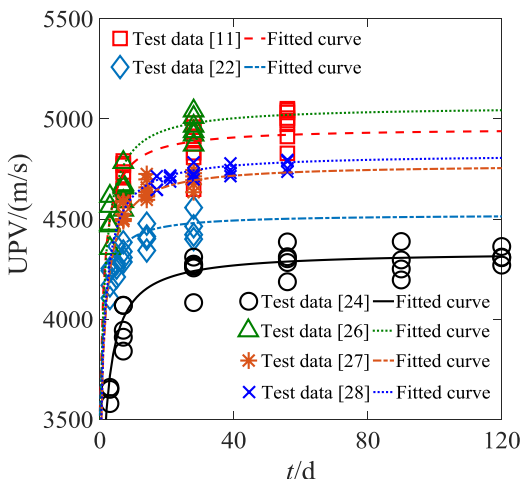


图 14 检测龄期对 UPV 时变规律的影响

脱空率的定义和计算见本规程 2.1.5 条和 6.3.3 条，研究表明钢管混凝土拱桥管内混凝土球冠脱空率大于 0.6%，或环状脱空率大于 20%，核心混凝土支撑钢管的作用减弱，对混凝土承载能力和变形不利影响显著，应补充灌注脱空缺陷。脱空高度大于 5mm 时，具备了补充灌浆脱空缺陷工艺条件，可以补充灌注脱空以减小脱空的不利影响。

附录 A 工程结构承载力分析的弹性模量缩减法

A.1.1 弹性模量缩减法（Elastic Modulus Reduction Method，简称为 EMRM）是一种结构整体承载力计算的塑性极限分析方法，该方法利用齐次广义屈服函数定义单元承载比，然后根据单元承载比的分布特征参数建立高、低承载单元的自适应识别准则，进而利用变形能守恒原理建立高承载单元的弹性模量缩减策略，据此模拟结构的刚度损伤，实现内力重分布，并结合弹性迭代分析搜索出结构失效模式，最终在结构失效模式上应用塑性极限分析下限定理求得结构整体承载力。

EMRM 已在钢管混凝土拱桥结构整体承载力分析和两层
面承载力设计中得到了良好的理论验证和工程应用。该方法主要有 3 个分析步骤：

- 1 建立结构有限元计算模型。
- 2 对结构进行线弹性迭代分析。
- 3 识别高、低承载单元并缩减高承载单元弹性模量，搜索出失效模式，求得结构整体承载力。

A.1.2 工程结构在外荷载作用下产生内力和变形。随着外荷载的增大，单元的截面内力逐渐增大，截面将由弹性状态逐步进入弹塑性状态，最终达到全截面塑性屈服。结构中的单元承载比用于表征构件单元控制截面上塑性区域的发展状态，衡量构件临近全截面塑性屈服的程度。单元承载比按下列方

法计算：

1 当构件截面承受单一作用的内力，定义结构中单元的承载比如下：

$$r_k^e = \frac{Q}{Q_p}$$

式中： Q ——单元 e 的截面内力，如轴力，弯矩及剪力等；
 Q_p ——对应 Q 的截面塑性屈服强度。

2 当单元截面受到多内力组合作用时，定义结构中单元的承载比如下：

$$r_k^e = \bar{f}$$

单元承载比 r_k^e 需满足 $0 \leq r_k^e \leq 1$ 。当 $r_k^e = 0$ 时，表示单元截面未受到任何荷载作用；而当 $r_k^e = 1$ 时，表示单元截面发生全截面塑性屈服，该单元已损伤失效。

A.1.4 结构整体承载力迭代分析中，需判断当前计算是否收敛。若收敛，即可得到结构整体承载力；反之，需根据结构中高低承载单元的自适应识别准则及弹性模量的自适应缩减策略对结构中单元的弹性模量进行调整，并更新结构计算模型后重复第 2 步过程直至计算收敛。计算收敛的判定应按下式确定：

$$\left| \frac{P_L^k - P_L^{k-1}}{P_L^{k-1}} \right| \leq \varepsilon$$

迭代分析收敛时，结构整体承载力应按下式计算：

$$P_L = P_{L,M}$$

A.1.5 弹性模量自适应缩减策略需要先识别高、低承载单元，再对高承载单元进行弹性模量缩减：

1 识别高、低承载单元

(1) 为识别结构中的高低承载单元以表征结构中构件截面的受力状态，按下式定义基准承载比 r_k^0 ：

$$r_k^0 = r_k^{\max} - d_k \times (r_k^{\max} - r_k^{\min})$$

$$d_k = \frac{\bar{r}_k + r_k^{\min}}{\bar{r}_k + r_k^{\max}}, \quad \bar{r}_k = \frac{1}{N_e} \sum_{e=1}^{N_e} r_k^e$$

根据基准承载比 r_k^0 可以建立高承载单元的识别准则：当 $r_k^e > r_k^0$ 时，表明单元 e 是高承载单元，反之，当 $r_k^e \leq r_k^0$ 时，单元 e 是低承载单元；

(2) 当 $r_k^e > r_k^0$ 时，单元截面上开始出现塑性区，而且塑性区随着 r_k^e 的增大而增大，当 $r_k^e = 1$ 时，单元进入全截面塑性屈服状态。因而当 $r_k^0 < r_k^e < 1$ 时需要通过降低单元 e 的弹性模量来模拟其刚度损伤。反之，当 $r_k^e \leq r_k^0$ 时，单元处于弹性状态，不会发生塑性损伤，所以其弹性模量不需要缩减。

(3) 当加载到一定程度，高承载区域的单元首先发生塑性损伤，结构随之发生内力重分布，导致部分高承载单元的单元承载比降低，另有一部分低承载单元的单元承载比提高，因而结构中单元承载比的分布状态随着加载过程而逐渐趋于均匀。

(4) 结构中单元承载比的最大值、最小值和平均值直观

反映了结构内部的承载状态，称之为结构的承载状态特征参数。

(5) 结构承载状态特征参数反映了结构加载过程中内力和单元承载比持续发生重分布的现象。结构加载引起的塑性损伤导致部分高承载区域的内力转移到低承载区域，引起部分低承载区域的单元承载比升高，因此结构中单元承载比的分布将逐渐均匀，表现为承载比均匀度 d_k 在迭代过程中逐渐增大。

(6) 随着结构中单元承载比分布状况的改变，基准承载比 r_k^0 也将随之发生变化，是一个动态阈值参数，较为全面地考虑了结构中单元承载比的分布情况，能够自适应反映结构承载状态在迭代分析（对应于结构加载过程）中的演化，由此形成高低承载单元的自适应识别准则。

2 弹性模量自适应缩减策略

为合理缩减高承载单元的弹性模量，根据变形能守恒原理建立自适应的弹性模量缩减策略，其基本过程如下：

在迭代计算的第 k 步，单元控制截面若不发生塑性变形，则弹性应变能等于截面内力在变形上做的功，其值以三角形 OAI 的面积表示（图 15），且无因塑性变形而产生的塑性耗散能；当单元承载比 r_k^e 超过基准承载比 r_k^0 时，单元控制截面上不仅会产生弹性变形，并存储一部分弹性应变能，其值等于图示三角形 OHJ 的面积；同时还将产生不可恢复的塑性变形，而因塑性变形所产生的塑性耗散能其值等于图示矩形 BCHJ 的面积。因此，根据变形能守恒原理有：

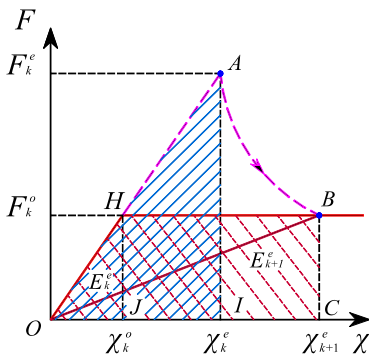


图 15 变形能守恒原理示意图

$$S_{VOAI} = S_{VOHI} + S_{XBCH}$$

即：

$$\frac{1}{2} F_k^e \chi_k^e = \frac{1}{2} F_k^0 \chi_k^0 + F_k^0 (\chi_{k+1}^e - \chi_k^0)$$

式中： F_k^e —— 第 k 迭代步下点 A 对应的广义内力；

χ_k^e —— 第 k 迭代步下点 A 对应的广义变形；

F_k^0 —— 第 k 迭代步下点 B 及 H 对应的广义内力；

χ_k^0 —— 第 k 迭代步下点 H 对应的广义变形；

χ_{k+1}^e —— 第 $k+1$ 迭代步下点 B 对应的广义变形。

从而，可确定塑性变形后 B 点对应的广义变形 χ_{k+1}^e 为：

$$\chi_{k+1}^e = \frac{F_k^e \chi_k^e + F_k^0 \chi_k^0}{2F_k^0}$$

根据胡克定律及单元承载比相关定义：

$$F_k^0 = E_k^e \chi_k^0 = r_k^0 C_s, \quad F_k^e = E_k^e \chi_k^e = r_k^e C_s$$

式中： C_s ——构件的广义截面强度。

结合上两式，可确定高承载单元调整前后的弹性模量 E_k^e 和 E_{k+1}^e 为：

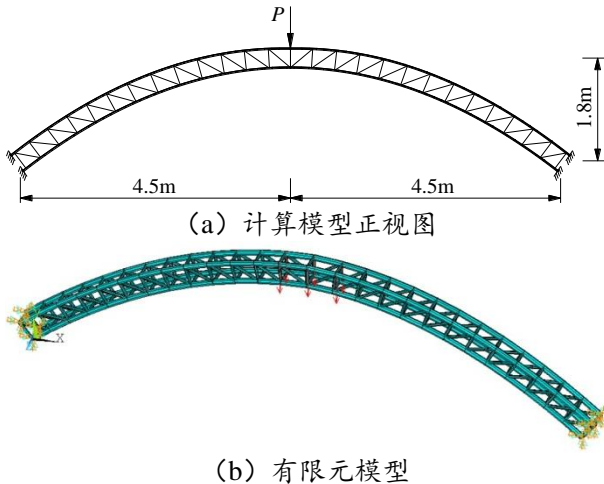
$$E_{k+1}^e = \frac{F_k^0}{\chi_{k+1}^e} = \frac{2(r_k^0)^2}{(r_k^e)^2 + (r_k^0)^2} E_k^e$$

当单元承载比小于基准承载比时，单元属于低承载单元，仍保持弹性状态，所以不需要降低其弹性模量。由此可以建立单元 e 的弹性模量自适应缩减策略：

$$E_{k+1}^e = \begin{cases} E_k^e \frac{2(r_k^0)^2}{(r_k^e)^2 + (r_k^0)^2}, & r_k^e > r_k^0 \\ E_k^e, & r_k^e \leq r_k^0 \end{cases}$$

3 计算实例

模型拱实例 1：四肢 CFST 桁式拱计算模型如图所示，拱轴线为二次抛物线，在拱顶作用一对集中荷载，计算跨径 $L=9.0\text{m}$ ，矢高 $f=1.8\text{m}$ ，矢跨比为 0.2，桁式拱断面宽度 $B=0.4\text{m}$ ，高度 $H=0.4\text{m}$ ，上下弦杆尺寸为 $\phi 89 \times 4.0\text{mm}$ ，腹杆和缀管尺寸为 $\phi 48 \times 2.0\text{mm}$ ，钢材屈服强度 $f_y=260\text{MPa}$ ，弹性模量 $E_s=2.1 \times 10^5\text{MPa}$ ，混凝土立方体抗压强度 $f_{cu,k}=31.6\text{MPa}$ 。



(a) 计算模型正视图
(b) 有限元模型
图 16 CFST 桁式拱计算模型

采用本规程计算参数和 EMRM 法求解桁拱整体极限承载力，与试验值间误差为 2.7%，对比情况如表 3 所示。

表 3 计算结果对比

试验值/kN	本文方法			
	计算值/kN	计算误差%	迭代步数	计算时间/s
510	496.1	2.7	14	58.9

大跨度拱桥实例 2：主拱拱肋计算跨径 $L=430\text{m}$ ，矢高 $f=112\text{m}$ ，矢跨比 $f/L=1:3.84$ ，拱轴线为倒悬链线，拱轴系数 $m=2.1$ ，提篮拱内倾角 $\alpha=4.59^\circ$ ；采用变桁高四肢桁式截面；腹杆为箱形和工字型截面，杆件连接采用共节点方式。横撑分为“一”、“N”、“K”及“米”字形。吊杆采用单吊杆结构形式，吊杆顺桥向间距均为 8m。主梁采用 5 跨预应力混凝土

连续箱梁。材料属性及截面尺寸如表所示。

表 4 材料属性与截面尺寸

组成		截面几何尺寸	材料属性
上弦杆	第 1 段	$\varnothing 1.8 \times 0.032\text{m}$	CFST, 钢管 Q420, 混凝土 C60 $E_s=206\text{GPa}$, $E_c=21.9\text{GPa}$
	第 2 段	$\varnothing 1.6 \times 0.028\text{m}$	
	第 3 段	$\varnothing 1.6 \times 0.032\text{m}$	
	第 4 段	$\varnothing 1.6 \times 0.036\text{m}$	
下弦杆	第 1 段	$\varnothing 1.8 \times 0.052\text{m}$	CFST, 钢管 Q420, 混凝土 C60 $E_s=206\text{GPa}$, $E_c=21.9\text{GPa}$
	第 2 段	$\varnothing 1.8 \times 0.046\text{m}$	
	第 3 段	$\varnothing 1.6 \times 0.040\text{m}$	
	第 4 段	$\varnothing 1.6 \times 0.032\text{m}$	
	第 5 段	$\varnothing 1.6 \times 0.028\text{m}$	
平联		$\varnothing 1.1 \times 0.032\text{m}$	钢材 Q345, $E_s=206\text{GPa}$
横撑	横撑直杆	$\varnothing 1.1 \times 0.028\text{m}$	钢材 Q345, $E_s=206\text{GPa}$
	横撑斜杆	$\varnothing 0.7 \times 0.020\text{m}$	
腹杆		工字型和箱型截面	钢材 Q345, $E_s=206\text{GPa}$
吊杆	第 1 段	0.00854 m^2	钢丝 1670MPa, $E_s=195\text{GPa}$
	第 2 段	0.00686 m^2	
	第 3 段	0.00602 m^2	
主梁		箱形截面	混凝土 C55, $E_c=36\text{GPa}$
吊杆处横梁		实心矩形截面	混凝土 C55, $E_c=36\text{GPa}$

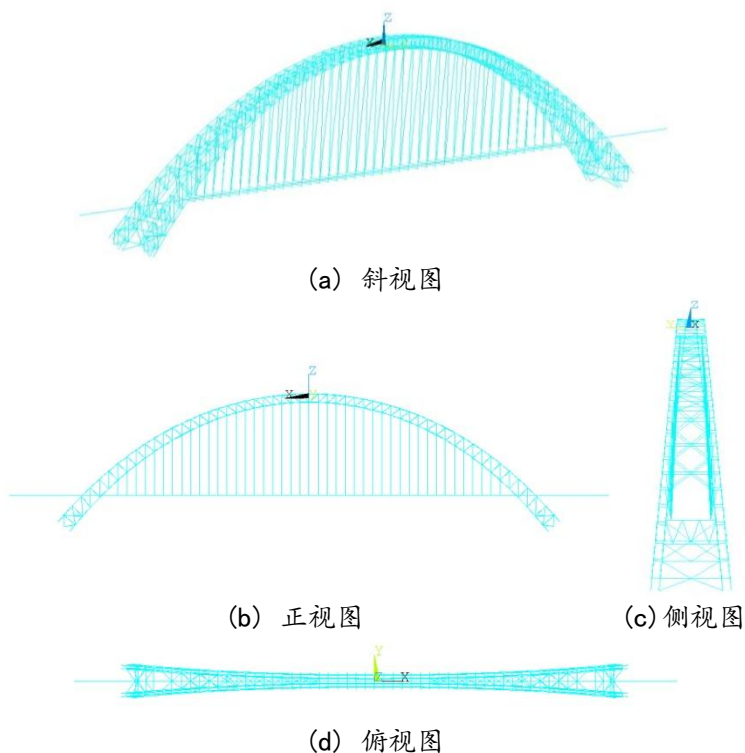


图 17 拱桥空间有限元模型

拱桥计算模型如图 17 所示，采用本规程计算参数和 EMRM 求得该拱桥整体极限承载力 2.18，采用增量非线性有限元法求得整体极限承载力 1.93，两者相对差为 13%，相互符合较好。EMRM 能通过线弹性迭代分析和单元承载比沟通 CFST 构件承载力与拱桥整体承载力之间的联系，进行满足两层承载力结构优化的结构优化，在求解过程中不再涉及材料层面的非线性分析，具有良好的计算稳定性和计算效率。

附录 B 圆形截面钢管混凝土材料本构模型

B.1.1 CFST 构件实际受力过程中，钢管在受拉区与受压区的受力状态不相同。一方面在受压区中，钢管处于轴向受压、环向受拉的双轴反向不利应力状态，降低了钢管在纵向承载能力，无法进入钢材强化阶段；另一方面在受拉区中，钢管处于轴向受拉、环向受拉的双轴有利状态，在受拉区的钢管应考虑应变强化性能，因此本规程考虑了钢管实际受力情况，受压区采用理想弹塑性模型，受拉区采用应变强化模型。

B.2.1 考虑到钢管内受拉区混凝土开裂后退出承载，本规程不考虑受拉区混凝土的贡献，不再给出受拉区混凝土的应力应变关系。

钢管内混凝土处在复杂受力中，不同截面形式钢管对混凝土约束效应显著不同，本规程给出了受压区圆形截面 CFST 构件钢管内混凝土的应力应变关系：上升段采用抛物线形式，下降段采用两折线，该应力应变关系可由核心混凝土的峰值应力 σ_0 、峰值应变 ε_0 及残余应力系数 β 唯一确定。

结合纤维模型法采用本规程 CFST 材料本构模型计算了 516 组轴压构件和 365 组偏压构件的承载力，并与试验承载力进行了对比分析，对比结果如图 18 和图 19 所示。计算受压承载力为 N_{ct} ，试验受压承载为 N_{ut} ，轴压 N_{ct}/N_{cu} 的均值为 0.98，变异系数为 0.15；偏压 N_{ct}/N_{cu} 的均值为 0.98，变异系数为 0.14，本规程方法与 516 组试验结果符合良好。

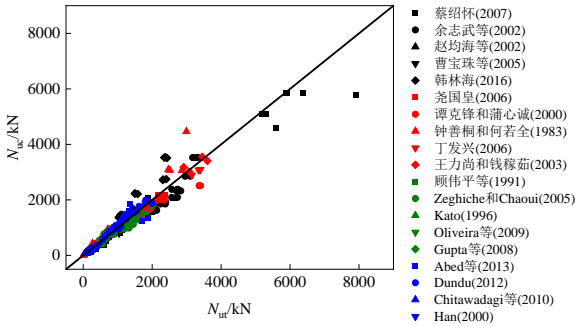


图 18 轴压承载力计算值与试验值对比

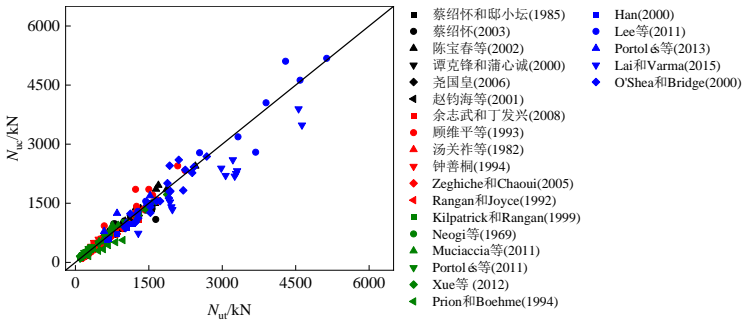


图 19 偏压承载力计算值与试验值对比

附录 C 工程结构两层面承载力设计与优化方法

参考附录 A 的条文说明，这里还需要解释与举例（轴力桁架，压弯构件）， x^c 、 x_1^c 、 γ_1^c 、 α_M^c 、 γ_M^c 具体参数表达式，并给出 2 个算例（1 个桁架拱，1 个拱桥的），完整说明应用过程。

C.0.1 工程结构两层面承载力设计与优化方法是一种基于两层面承载安全性的工程结构设计与优化方法，不仅能够保证工程结构构件和整体两个层面的承载安全性，而且可以在此基础上通过识别目标构件并合理调整其截面强度，优化结构的强度分布和承载状态，降低工程造价，获得承载性能和材料消耗均较优的结构设计方案。

该方法通过 EMRM 中的单元承载比定义构件承载比，然后根据 EMRM 迭代首步与末步的构件承载比确定结构构件和整体两层面的承载需求及两层面安全系数之间的显式关系式，并进一步建立了考虑结构构件与整体两层面承载安全的构件截面自适应调整策略，且提出了基于两层面承载安全的均匀承载准则优化法，最终可通过该方法得到既保证结构两层面承载安全又优化承载性能和耗材的设计方案。工程结构两层面承载力设计与优化方法主要有三个步骤。

1 基于结构初始设计方案对结构进行线弹性分析，并根据构件安全系数目标值调整构件截面，直至得到满足构件承载安全的设计方案。

2 基于满足构件承载力要求的结构设计方案，对结构进行整体极限承载分析，并根据结构整体安全系数目标限值调整构件截面，当调整后结构构件承载力不满足安全要求时，循环进行第 1 步及当前步，迭代至得到能够同时满足构件与整体两层面承载安全要求的设计方案为止。

3 基于满足结构两层面承载安全的设计方案，根据均匀承载准则判定并调整构件截面以优化结构的强度分布和承载状态，循环迭代进行前 2 步及当前步直至均匀承载准则判定收敛，即得到既保证结构两层面承载安全又优化承载性能和耗材均优的设计方案。

C.0.2、C.0.3 基于结构初始设计方案，通过 EMRM 缩减法对结构进行分析，根据 EMRM 缩减法中的单元承载比定义构件承载比，进一步分析计算结构构件和整体两层面的安全系数，并结合复杂结构满应力设计的浮动应力指数法建立结构两层面设计的构件截面调整策略，从而根据结构两层面承载需求对结构两层面进行正向设计。

1 构件承载比反映了荷载作用下结构中各构件的真实承载状态，可用于分析结构处于不同受力状态时的承载安全：

(1) 当结构处于弹性状态时，构件承载比可用于分析结构中构件层面的承载状态；

(2) 当结构整体处于极限承载状态时，构件承载比可用于分析结构中整体层面的承载状态；

(3) 根据结构处于不同受力状态下的构件承载比，可定义结构在构件及整体两层面的安全系数；

(4) 当设计荷载考虑了荷载分项系数, 且对应的材料考虑了材料分项系数时, 此时结构中构件进入全截面塑性屈服或极限承载状态时所对应的构件承载比为 $b_1^c = 1.00$, 即表示该构件的承载性能得到了完全的发挥。

2 安全系数是结构两层面承载力设计与优化中的重要参数, 用于判别结构设计时构件与整体两层面是否安全, 同时用于进行构件与整体两层面承载力的正向设计与优化。

(1) 结构开展 EMRM 迭代分析之初, 各构件的弹性模量均为初始材料设计值, 且弹性模量并未开始缩减, 结构处于弹性极限状态, 此时可根据结构在该状态下的分析结果对结构构件层面承载力进行设计, 并确定结构构件层面的承载需求。首先确定结构在弹性极限状态下各构件的线弹性内力, 从而利用式(C.0.2-1)确定此时各构件的构件承载比 b_1^c , 进一步可根据式(C.0.2-2)及式(C.0.2-3)计算构件层面各构件的安全系数 K_1^c 以及构件安全系数 K_0 ;

(2) 当构件承载性能得到充分发挥时, 此时构件安全系数根据式(C.0.2-2)应为 1。因此, 在结构两层面承载力设计与优化中, 对构件层面进行承载力设计时, 构件安全系数目标值通常可取 $[K_0] = 1.00$ 。

(3) 构件安全系数 K_0 与目标值 $[K_0]$ 间的关系阐明了结构在弹性极限状态下各构件的安全需求是否得到满足, 也即表征了结构构件层面的承载安全性: 当构件安全系数满足 $K_0 \geq [K_0]$ 时, 表明当前设计方案能够保证设计荷载作用下结构构件层面处于承载安全状态。反之, 当构件安全系数 $K_0 < [K_0]$ 时, 表明当前设计方案下结构中的构件存在失效风险, 此时结构在设计荷载作用下构件层面的承载安全未能

得到保证，需对当前设计方案进行重新设计；

(4) 对结构进行 EMRM 分析迭代末步时，结构中各构件的弹性模量都根据相应的准则进行了缩减，结构整体处于极限承载状态，此时可根据结构在该状态下的分析结果对结构整体层面承载力进行设计，并确定结构整体层面的安全需求。首先确定结构在整体极限状态下的极限内力，从而利用式(C.0.2-1)确定此时各构件的构件承载比 b_M^c ，进一步可根据式(C.0.3-1)及式(C.0.3-2)计算结构整体层面下各构件的安全系数 K_M^c 以及整体安全系数 K^s ；

(5) 对于不同结构而言，其在不同条件下的整体安全系数目标值 $[K^s]$ 往往不同。因此，在进行结构两层面承载力设计前，需确定结构整体安全系数目标值，根据结构整体安全系数的定义，可对结构整体安全系数目标值 $[K^s]$ 进行以下定义：

$$[K^s] = P_L / (\gamma_0 P_0)$$

式中： P_L ——结构的极限承载力，可根据相应规范进行计算；

P_0 ——对应于结构极限承载力 P_L 的设计荷载。

(6) 对大跨 CFST 拱桥进行设计，尤其是对跨径大于 300m 的 CFST 拱桥，在使用阶段应计入几何、材料非线性影响。此时进行主拱两层面承载力设计与优化的结构整体安全系数 $[K^s]$ 应为计入材料、几何非线性影响的主拱非线性稳定安全系数，即稳定极限承载力与设计荷载效应的比值，且 $[K^s]$ 不应小于 1.75。

(7) 整体安全系数 K^s 与其目标值 $[K^s]$ 的关系反映了结构在极限状态下的整体强度富余量以及结构整体层面的承载

安全。当结构的整体安全系数 K^s 满足 $K^s \geq [K^s]$ 时，表明结构此时的设计方案能够满足结构整体层面的承载力需求，且具有足够的抗力，避免发生整体坍塌破坏。反之，当结构的整体安全系数 $K^s < [K^s]$ 时，表明当前设计方案下无法避免结构发生破坏，需对当前设计方案进行调整。

3 结构构件层面通常根据结构的线弹性分析结果，按照最不利内力组合对构件控制截面进行设计，以保证结构各个构件都具有足够的强度，进行安全承载。

4 结构整体层面需按照结构整体进入极限承载状态时的内力分布确定结构整体承载需求，所建立的方案应能保证结构不发生体系失效，从而保证结构在整体层面的承载安全。

5 在对结构构件和整体两个层面进行设计时，若无法满足对应安全需求，确保承载安全，需对结构设计方案进行调整，此时通过安全系数目标限值与承载需求对构件截面进行调整，构件截面强度调整参数 α 应按下式计算：

$$\alpha = [K] / K$$

式中： K ——构件基于不同受力状态下的安全系数，构件层面设计时 $K = K_1^c$ ，整体层面设计时 $K = K_M^c$ ；

P_0 ——对应于结构极限承载力 P_L 的设计荷载；

$[K]$ ——对应于 K 设计时的安全系数目标限值，构件层面设计时 $[K] = [K_0]$ ，整体层面设计时 $[K] = [K^s]$ 。

进一步地，构件截面的几何参数调整需在强度调整参数的基础上考虑多内力组合作用对截面参数调整的影响，因此，结合复杂结构满应力设计的浮动应力指数法，并基于结构两层面对承载安全及对应承载需求，定义截面参数调整系数 α_i^c 如

下:

$$\alpha_i^c = ([K] / K_i^c)^{S\gamma_i^c}$$

式中: K_i^c ——结构在构件或整体层面承载力设计中构件的安全系数;

γ_i^c ——对应于 K_i^c 的强度比指数。

此时可根据构件截面调整参数对截面几何参数进行调整:

$$x_1^c = \alpha_1^c x^c$$

(1) 构件承载力设计下, 当 $K_0 < [K_0]$, 即构件层面不满足承载安全要求时, 按以下公式对构件截面进行调整:

$$x_1^c = \alpha_1^c x^c$$

$$\alpha_1^c = \begin{cases} 1, & K_1^c \geq [K_0] \\ ([K_0] / K_1^c)^{S\gamma_1^c} & K_1^c < [K_0] \end{cases}$$

(2) 整体承载力设计下, 当 $K^s < [K^s]$, 即整体层面不满足承载安全要求时, 按以下公式对构件截面进行调整:

$$x_1^c = \alpha_M^c x^c$$

$$\alpha_M^c = \begin{cases} 1, & K_M^c \geq [K^s] \\ ([K^s] / K_M^c)^{S\gamma_M^c} & K_M^c < [K^s] \end{cases}$$

(3) 通过循环 (1) (2) 对结构两层面承载力进行设计, 即可得到满足结构两层面承载安全的设计方案。

6 强度比指数综合考虑了多内力组合作用对截面参数调整的影响, 将构件的截面强度变化与截面参数调整联系起

来, 通过强度比指数, 可根据结构两层面承载力需求直接调整构件截面几何参数, 从而更新构件截面尺寸。

在结构两层面承载力设计中, 当构件或整体安全系数不满足承载安全要求时, 需要对构件的截面几何参数进行设计调整。此时需确定构件承载比与构件截面几何参数之间的关系, 进而构造构件截面几何参数调整的计算公式。

当结构受荷载作用时, 其构件齐次广义屈服函数可统一表示为:

$$\bar{f}_S(n_x, m_y, m_z) = \sum_{q=1}^N a_q n_x^g m_y^l m_z^{S-g-l}$$

式中, N ——齐次广义屈服函数的项数;

a_q ——齐次广义屈服函数各项的待定系数, 对于特定的构件截面, 齐次广义屈服函数中的待定系数 a_q 均为已知。

此时可定义结构在构件或整体层面承载力设计中构件的安全系数 K_i^c 为:

$$K_i^c = 1/b_i^c = 1/\sqrt[S]{\bar{f}_S^c}$$

进一步将 HGYF 中标准化内力改写为内力与构件截面强度的比值:

$$\bar{f}_S = \sum_{q=1}^N a_q \left(\frac{N_x}{N_{px}} \right)^g \left(\frac{M_y}{M_{py}} \right)^l \left(\frac{M_z}{M_{pz}} \right)^{S-g-l}$$

将构件的轴力和面内外弯矩所对应的全截面塑性强度与截面设计参数 x_i^c 之间的关系构造成多项式的形式, 即为:

$$N_{px} = m_1 (x_i^c)^{n_1} \sigma, M_{py} = m_2 (x_i^c)^{n_2} \sigma, M_{pz} = m_3 (x_i^c)^{n_3} \sigma$$

式中， σ ——材料许用强度，对于不同结构而言可根据实际情况确定。

$m_1 \sim m_3$ 、 $n_1 \sim n_3$ ——构件截面特征参数，对于特定截面， $m_1 \sim m_3$ 及 $n_1 \sim n_3$ 在设计之初均选定截面时即可确定，此时 N_{px} 、 M_{py} 和 M_{pz} 仅与截面设计参数 x_i^c 有关。

根据浮动应力指数法相关内容，结合两层面承载力设计与优化方法中的调整策略，可定义强度比指数 γ_i^c ：

$$\gamma_i^c = \frac{\log(x_i^c / x_{i-1}^c)}{S \log(K_{(i-1)a}^c / K_{(i-1)}^c)}$$

式中： x_{i-1}^c 、 x_i^c ——相近两个迭代步中的设计变量；

$K_{(i-1)}^c$ 、 $K_{(i-1)a}^c$ ——迭代中构件的安全系数及其构件或整体安全系数修正值，且 $K_{(i-1)a}^c$ 应按以下公式计算：

$$K_{(i-1)a}^c = 1 / \sqrt[3]{\bar{f}'_s(x_i^c)}$$

式中： $\bar{f}'_s(x_i^c)$ ——构件的 HGYF 修正值，通过上一迭代步的构件内力与当前迭代步的设计变量计算所得。

(1) 在结构进行两层面承载力设计之初，第一次迭代中需给出 γ_i^c 的初始值，对比两层面承载力设计与优化方法中的调整策略，第一次迭代应出现在构件层面承载力设计中，此时尚未进行整体承载力设计，因此可定义：

$$\gamma_1^c = 1/S$$

(2) 构件承载力设计后，若构件承载安全仍无法得到保

证，需进一步重复迭代调整设计，此时构件承载力设计下的强度比指数 γ_1^c 根据(C.0.4-2)计算，

(3) 整体承载力设计后，若结构构件承载安全无法满足要求，则需重新进行构件承载力设计，此时构件承载力设计下的强度比指数 γ_1^c 根据(C.0.4-1)计算。

(4) 构件承载力设计后，若结构的构件承载安全能够得到保证，则需进一步考虑结构整体的承载安全，此时整体承载力设计时的强度比指数 γ_M^c 根据(C.0.5-1)计算。

(5) 对于不同结构的不同截面仅需确定其截面的某一设计参数，即可基于强度比指数对复杂结构进行两层面承载力设计与优化，无需确定结构中构件所受的主要内力。此外，对于受单一内力作用的结构而言，可在现有公式的基础上进行退化，能够很好的适用于不同结构。

(6) 对于不同结构，仅需确定其荷载作用下的内力组合，建立对应的构件齐次广义屈服函数，以确定待定系数 a_q ，进一步结合不同截面的截面强度与截面设计参数的关系，即可建立不同结构基于强度比指数的考虑多内力组合的两层面承载力设计与优化方法。

7 浮动应力指数法是用于进行复杂结构满应力设计的一种简便而有效的计算方法。

对于受多内力组合作用的结构而言，设结构中第 i 点内力为 F_i ，包括轴力、弯矩等，同时定义截面参数为 x_i ，此时可定义该点应力为：

$$\sigma_i = f(F_i, x_i)$$

式中， f 为与结构形式及应力分析基本假定相关的函数。以杆系结构为例，此时 i 点应力为：

$$\sigma_i = \frac{N_{xi}}{A_i} + \frac{M_{yi}}{Z_{yi}} + \frac{M_{zi}}{Z_{zi}}$$

式中， A_i 为构件截面积； Z_{yi} 和 Z_{zi} 分别为截面沿 y 轴和 z 轴的截面抗弯模量； N_{xi} 、 M_{yi} 及 M_{zi} 分别为 i 点轴力及沿 y 轴和 z 轴的弯矩。

根据截面几何参数相关关系，可将式错误！未找到引用源。表示为：

$$\sigma_i = \frac{N_{xi}}{a_1(x_i)^{b_1}} + \frac{M_{yi}}{a_2(x_i)^{b_2}} + \frac{M_{zi}}{a_3(x_i)^{b_3}}$$

式中， $a_1 \sim a_3$ 、 $b_1 \sim b_3$ 为截面特征系数，且对于特定截面其取值在初始时固定。在每次设计中，假设设计变量与应力间存在以下关系：

$$x_i^{k+1} = x_i^k \left(\frac{\sigma_i^k}{[\sigma]} \right)^{\gamma_i^k}$$

式中， $[\sigma]$ 为材料容许应力； γ 为浮动应力指数，在优化迭代首步时取 $\gamma_i = 1/b_2$ ； k 为迭代次数。且有：

$$\gamma_i^k = \frac{\log(x_i^k / x_i^{k-1})}{\log(\sigma_i^{k-1} / \sigma_i^k)}$$

式中， σ_i^k 通过上一迭代步的构件内力与当前迭代步的设计变量计算得到：

$$\sigma_i^k = \frac{N_{xi}^{k-1}}{a_1(x_i^k)^{b_1}} + \frac{M_{yi}^{k-1}}{a_2(x_i^k)^{b_2}} + \frac{M_{zi}^{k-1}}{a_3(x_i^k)^{b_3}}$$

在上述满应力设计迭代过程中，内力及设计变量不断随迭代的进行而改变，浮动应力指数也随之变化，因此称为浮动应力指数法。

8 为充分发挥各构件的承载能力，减少不必要的耗材，可使结构各构件的安全系数在满足承载安全的基础上尽量接近其目标值，使得结构的构件承载比均匀度达到最大值，此时结构在保证两层面承载安全的前提下有更好的强度分布及承载性能。