

文章编号: 1000-4750(2016)10-0068-08

扣件式高大模板支架的概率极限状态设计法研究

谢楠¹, 付小辉², 王立峰¹, 胡杭³, 武桐¹

(1. 北京交通大学土建学院, 北京 100044; 2. 中国建筑西南设计研究院, 成都 610042; 3. 中建二局第四建筑工程有限公司, 天津 300457)

摘 要: 近年来高大模板支架坍塌事故频发, 尽管此类结构的验收标准低、荷载离散性大, 但有关概率极限状态设计法的研究还十分不足。以搭设高度在 7.6 m ~ 14.0 m 较为常见的扣件式高大模板支架为研究对象, 给出了极限承载力的非线性简化计算方法, 对比足尺整架试验数据, 研究计算模式不确定性的统计特性; 通过对现场采样数据、已有试验数据和容许误差等的分析, 得出了满足规范要求的随机参数的统计特性; 通过 1000 次 Monte Carlo 模拟得到了 10 种常用高大模板支架极限承载力的统计特性; 基于枚举优化法, 找出了与目标可靠指标一致性最佳的荷载效应分项系数和抗力分项系数, 并将采用该文所建议方法得到的设计结果与按英国规范、我国现行规范得到的设计结果进行了比较。研究成果可为制定新规范提供理论依据。

关键词: 高大模板支架; 概率极限状态设计方法; 极限承载力; 统计特性; 枚举优化法

中图分类号: TU755.2; TU312 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2015.12.0979

DESIGN METHOD OF LOAD AND RESISTANCE FACTOR FOR HIGH FALSEWORK WITH COUPLERS

XIE Nan¹, FU Xiao-hui², WANG Li-feng¹, HU Hang³, WU Tong¹

(1. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China;

2. China Southwest Architectural Design and Research Institute Corp., LTD, Chengdu 610042, China;

3. The Fourth Company of China Second Engineering Bureau, Tianjin 300457, China)

Abstract: Many collapses of high falseworks have occurred in recent years. The research on the design method of load and resistance factor for high falseworks is not efficient in spite of the lower standard of quality acceptance and the larger discreteness of load compared with those of permanent structures. Thusly, high falseworks with couplers (HFC) with height of 7.6m to 14.0m are taken into account. A simplified nonlinear calculating method of ultimate capacity is suggested and the statistic characteristics of model uncertainty are estimated by comparing the full-size test capacities to the predictions. In the range of tolerances given by the code, the statistics of uncertain parameters are obtained based on the samples collected in construction fields, test data and tolerances given in the code. The ultimate capacity statistics of 10 typical HFCs are estimated through 1000 Monte Carlo simulations. The optimal factors of load effect and resistance are found in terms of Enumeration Method. Design results given by the methods, and the British Code as well as the Chinese Code are compared. The results can provide a theoretical foundation for a new code.

Key words: high falsework; LRF; ultimate capacity; statistical characteristics; enumeration method

收稿日期: 2015-12-10; 修改日期: 2016-07-08

基金项目: 国家自然科学基金项目(51578050); 国家重点研发计划项目(2016YFC0802003)

通讯作者: 谢楠(1965—), 女, 湖南人, 教授, 博士, 博导, 从事结构设计和可靠度理论研究(E-mail: n_xie@sina.com).

作者简介: 付小辉(1988—), 男, 重庆人, 助理工程师, 硕士, 从事结构设计(E-mail: hsk_ym@163.com);

王立峰(1989—), 男, 河北人, 硕士生, 从事结构可靠性分析研究(E-mail: 14125818@bjtu.edu.cn);

胡杭(1983—), 男, 江西人, 工程师, 硕士, 从事施工技术研究(E-mail: 1983huhang@sina.com);

武桐(1992—), 男, 山西人, 硕士生, 从事结构可靠性分析研究(E-mail: 15125891@bjtu.edu.cn).

模板支架是土建施工中用以支撑作用在模板面上的混凝土、钢筋、施工人员和施工设备的重要临时结构。多年来模板支架坍塌事故频发,其中搭设高度在 7.6 m 以上的模板支架所占比例较大,其安全问题亟待解决。

合理、先进的设计方法是防止此类事故的有效手段。和永久结构相比,模板支架的验收标准偏低,导致极限承载力的离散性大幅度增加,而施工操作的不确定性,又导致作用在模板支架上的荷载的离散性大大高于使用阶段的荷载离散性,制定规范时需要考虑模板支架的上述特点。在美国和澳大利亚的企业标准中,简单地用除以 2.5 后的极限承载力试验值作为抗力设计值^[1];英国规范^[2]采用容许应力法,安全系数取为 2.0,极限承载力标准值采用 Perry-Robertson 公式计算;我国新修订规范^[3]中的设计公式虽然采用了带分项系数的表达式,但却没有对分项系数的取值进行过专门研究。总之,虽然概率极限状态设计法是当前最为先进的可以专门考虑设计参数较大离散性的设计方法,但还未在模板支架设计规范中得以应用。

在常用的模板支架中,扣件式模板支架的坍塌事故发生率最高,其概率极限状态设计法更值得优先研究。设计方法的研究涉及荷载和极限承载力的统计特性以及各类分项系数的取值。当前,对荷载的调查统计分析已较为充分,不但有作用在模板面上荷载的调研和统计分析^[4],还有对荷载效应的直接测量和统计^[5];在极限承载力方面,我国高校和研究机构以及国外学者均对扣件式模板支架的极限承载力和节点性能进行了较为充分的试验研究和理论分析^[6-15],掌握了破坏机理、影响因素和节点性能。其中西安建筑科技大学的胡长明等^[6]完成了 6 个足尺模型的破坏试验,天津大学和中国建筑科学研究院的刘红波和刘群等^[7-8]完成了 12 个无剪刀撑的足尺模型破坏试验和 2 个有剪刀撑的足尺模型破坏试验。上述研究成果为研究扣件式模板支架的新设计方法打下了基础,但还未发现有关扣件式高大模板支架的极限承载力统计特性和概率极限状态设计方法的研究。

基于上述研究现状,本文以搭设高度在 7.6 m ~ 14.0 m 的常用扣件式模板支架(本文简称“扣件式高大模板支架”)为研究对象,在掌握了计算模式不确定性的统计特性和主要参数的统计特性的基础上,研究极限承载力的统计特性,给出概

率极限状态设计法的表达式和最优分项系数的取值,为制定高大模板支架的新规范提供理论依据。

1 结构简介

1.1 结构组成

扣件式模板支架是通过扣件将钢管($\Phi 48.3\text{mm} \times 3.6\text{mm}$)连接而成的格构式空间钢结构,由立杆、水平杆、扫地杆和剪刀撑等部件构成,如图 1 所示,节点构造如图 2 所示。带 U 型托的螺杆插进立杆顶部,模板体系搁置在 U 型托上。

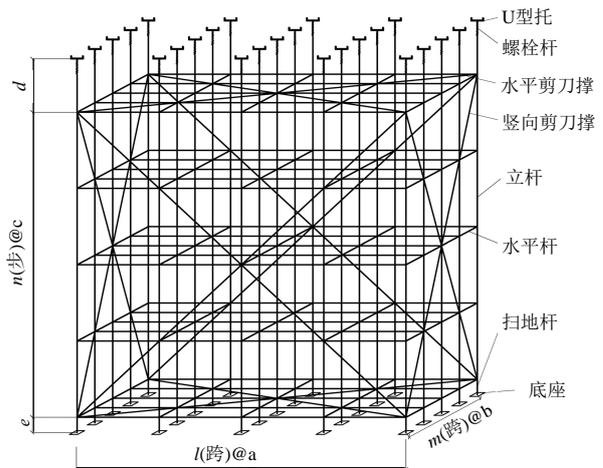


图 1 模板支架示意图

Fig.1 Configuration of falsework

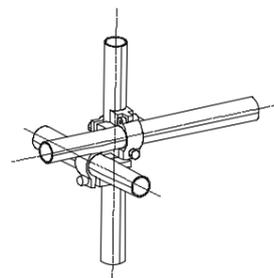


图 2 节点图

Fig.2 Schematic of joint

1.2 质量控制要求

在质量控制方面,我国规范^[3]对搭设参数、钢管截面参数和支模高度等规定了容许误差,见表 1。

表 1 规范给定的容许误差

Table 1 Allowable tolerances in the code

参数	误差
立杆间距	$\pm 30\text{ mm}$
立杆步距	$\pm 20\text{ mm}$
初始弯曲	$\leq 3/1000$
钢管外径	$\pm 0.50\text{ mm}$
钢管壁厚(t)	$\pm 10\%t$
支模高度	$\pm 5\text{ mm}$

从表 1 可以看出, 模板支架的误差限值远大于永久性钢结构的容许误差。

2 计算模式不确定性的统计

计算模式不确定性指由于计算方法的简化而引起极限承载力计算值的不确定性, 本文基于胡长明^[6]、Liu^[7]和刘红波^[8]等的 20 个足尺试验结果, 研究计算模式不确定性的统计特性。

2.1 足尺试验概况

20 个足尺试验模型的搭设参数见表 2, 共有 9 种构型, 其剪刀撑的搭设方式和承载力的试验值详见相应文献。

表 2 足尺试验模型的搭设参数
Table 2 Parameters of full-size test models

编号	搭设构型 ($l \times m \times n$)	横向 纵向		步距 c/m	立杆超出 顶层水平杆 长度 d/m	扫地杆 距地面 高度 e/m	剪刀撑	参考 文献
		间距 a/m	间距 b/m					
1		0.90	0.94	1.48	0.55	0.20	无	
2		0.90	0.94	1.23	0.55	0.20	无	
3		0.90	0.60	1.23	0.55	0.20	无	
4		0.90	0.60	0.92	0.55	0.20	无	
5		0.60	0.60	0.90	0.55	0.40	无	
6	10×6×5	0.40	0.40	0.60	0.50	0.20	无	Liu ^[7]
7		1.20	1.27	1.47	0.50	0.30	无	
8		1.20	1.27	1.47	0.00	0.30	无	
9		1.50	1.50	1.80	0.00	0.40	无	
10		1.20	1.27	1.50	0.80	0.20	无	
11		1.20	1.26	1.50	0.50	0.20	无	
12		0.90	0.94	1.50	0.50	0.20	无	
13	5×5×8	0.60	0.60	0.90	0.50	0.40	有	刘红波 ^[8]
14	10×6×5	0.90	0.94	1.50	0.50	0.20	有	
15	5×3×4	1.16	1.20	1.44	0.10	0.15	无	胡长明 ^[6]
16	5×3×4	1.16	1.20	1.44	0.10	0.15	有	
17	5×3×4	1.16	1.20	1.44	0.10	0.15	有	
18	5×3×4	1.16	1.20	1.44	0.10	0.15	有	
19	5×3×5	1.16	1.20	1.15	0.10	0.15	有	
20	5×3×5	0.90	1.20	1.15	0.10	0.15	有	

2.2 极限承载力的计算方法

模板支架有限元建模的关键在于如何简化复杂的杆系结构、如何模拟初始缺陷和如何模拟边界条件。Liu^[7]和胡长明^[6]采取相同的结构体系简化方法, 但在初始缺陷的模拟方面, 胡长明^[6]用等效假想水平力来代替初始缺陷对稳定性的影响, 而 Liu^[7]假定初始弯曲的形态和特征屈曲的一阶模态相同, 通过调节节点坐标的方式模拟初始弯曲。在模拟边界条件时, Liu^[7]和胡长明^[6]对立杆底部施加 3 个水平方向的固定约束, 没有考虑模板体系对立杆顶部位移的约束作用, Zhang^[1]和 Peng^[16]等在碗扣式模板支架和门式模板支架的计算模型中考虑了此类

约束作用, Zhang^[1]在每根立杆顶部施加弹簧约束, Peng^[16]在二维模型中对最外侧立杆顶部施加水平方向的固定约束。本文采取 Liu^[7]和胡长明^[6]的结构简化方法, 采用 Liu^[7]的初始缺陷模拟法以便量化初始缺陷的程度, 借鉴 Peng^[16]的模板支架顶部边界条件模拟法, 建立三维有限元计算模型, 具体建模方法为:

1) 忽略对接扣件处杆件刚度的变化, 忽略节点处水平杆轴线与立杆轴线不相交产生的误差; 保守地用立杆代替图 1 中 U 型托下部实心螺杆;

2) 用梁单元模拟立杆、水平杆和剪刀撑, 用半刚性节点模拟直角扣件;

3) 假设初始弯曲的形态和特征屈曲的一阶模态相同, 通过调节节点坐标的方式模拟初始弯曲;

4) 在模型顶部 4 个角节点施加 2 个水平方向的约束, 以模拟上部模板体系对支架位移的约束作用; 对模型立杆底部施加 3 个水平方向的约束, 以模拟基础对模板支架底部位移的约束作用;

5) 用理想弹塑性模型模拟钢管的力学性能, 计算时考虑几何非线性对极限承载力的影响。

采用 ANSYS 软件建立三维有限元模型, 用 BEAM188 单元模拟钢管, 用扭簧单元 COMBIN39 模拟半刚性扣件, 采用弧长法进行非线性计算。本文中的“极限承载力”指单根立杆可以承受的极限集中荷载, 不是结构可以承受的全部极限荷载的总和。

2.3 计算模式不确定性的统计特征

计算模式不确定性用下式表达:

$$\Omega_p = R / R_C \quad (1)$$

式中: Ω_p 为计算模式不确定性系数; R 为极限承载力, 即试验值; R_C 为极限承载力的计算值。

计算了表 1 所列的 20 个足尺试验模型的极限承载力, 计算模型的几何尺寸、材料力学性能、节点刚度等都与相关文献的取值相同, 其中转角-力矩关系为非线性关系。试验值与计算值的比值如图 3 所示。

从图 3 可以看出, 试验值与计算值的比值在 0.67 ~ 1.25, 一半以上计算值的相对误差在 $\pm 10\%$ 以内, 比值的分布比 Liu^[7]的更为均衡。本文计算值和刘红波^[8]的试验结果十分接近, 比胡长明^[6]的试验结果稍微偏小。

经统计分析得 Ω_p 的均值为 1.02, 标准差为 0.15。由于试验对比数据较少, 无法判定分布类型,

本文假定为对数正态分布。

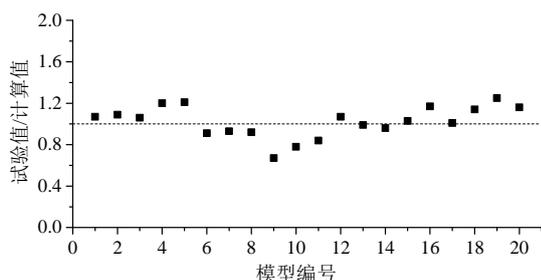


图3 模型试验值与计算值的比值

Fig.3 Ratios of ultimate capacities from test and FEA

3 参数不确定性的统计

《工程结构可靠度设计统一标准》(GB50513-2008)中的结构设计方法是指在正常施工和正常使用条件下的设计方法,对于不满足容许误差的过大偏差,设计方法将不予考虑。因此,本文只考虑满足规范要求的不确定参数的统计特性。

根据作者前期对物理参数和几何参数敏感性分析^[17]的研究成果,本文确定考虑“直角扣件扭转刚度”、“立杆步距”、“立杆间距”、“钢管壁厚”、“立杆初始弯曲率”和“U型托超出顶层水平杆长度(简称“U型托超出长度”)”等6种几何参数的不确定性。

直角扣件扭转刚度的统计特性通过参考其他学者的试验结果获得,立杆步距和立杆间距的统计特性通过作者的现场实测获得。由于几乎施工现场所有钢管的壁厚均不满足规范要求,无法获得合格样本,本文依据规范规定的容许误差,按照 Ellingwood^[18]提出的方法计算统计参数;立杆初始弯曲率也普遍存在不满足规范要求的现象,本文采用了相同方法计算统计参数。规范对U型托超出长度 d 的误差没有规定,无法判定样本是否合格,本文依据搭设高度和立杆步距的统计参数,推算 d 的统计参数。

3.1 直角扣件扭转刚度的统计特征

胡长明^[6]、Liu^[7]、鲁征^[9]、陈志华^[10]、曹琛^[11]和 Abdel-Jaber^[12]等均对直角扣件扭转刚度进行过试验研究,涵盖了拧紧力矩为 $20 \text{ N} \cdot \text{m} \sim 60 \text{ N} \cdot \text{m}$ 条件下的扭转刚度测试。我国规范^[3]规定拧紧力矩应在 $40 \text{ N} \cdot \text{m} \sim 65 \text{ N} \cdot \text{m}$,出于保守考虑,本文以上述文献中拧紧力矩为 $40 \text{ N} \cdot \text{m}$ 的试验数据为分析对象,研究发现扣件的“转角-力矩关系”呈非线性关系,提出用图4所示的带随机参数的双线性“转角-力矩关系”模拟节点的力学性能,图中4个主要

参数 k_1 、 k_2 、 θ_1 为随机变量,统计结果见表3。

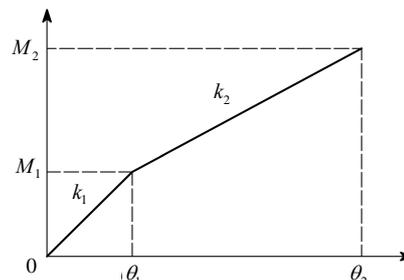


图4 双线性扣件转角-力矩曲线

Fig.4 Bi-linear curve of rotation-moment for coupler joints

表3 扣件刚度参数的统计特征

Table 3 Statistical characteristics for stiffness of coupler joint

参数	均值	标准差	分布类型
k_1	33.61 kN · m/rad	13.90 kN · m/rad	正态分布
k_2	15.37 kN · m/rad	6.59 kN · m/rad	正态分布
θ_1	0.00782 rad	0.00312 rad	正态分布

3.2 几何参数的统计特性

1) 立杆步距和立杆间距的统计特性

在19个工地对高大模板支架的立杆步距和立杆间距进行了实测,其中11个工地的搭设水平不佳,大部分立杆步距和立杆间距超出容许误差;在其他8个工地,对立杆步距和立杆间距进行了实测,得到84个合格的立杆步距样本和263个合格的立杆间距样本,统计特性见表4。

2) U型托超出长度的容许误差

模板支架由下至上搭设,最后通过调节U型托超出长度 d 来达到预定搭设高度, d 受立杆步距、支模高度和扫地杆距离地面高度的影响,由下式计算:

$$d = h - c_1 - \dots - c_n - e \quad (2)$$

式中: h 为支模高度; c_i 为立杆第 i 步的步距; n 为立杆步数; e 为扫地杆距离地面高度。

式(2)中 e 的误差较小,在误差传递分析时忽略其影响。考虑到每步立杆步距的容许误差相同,根据误差传递定理得 d 的容许误差为:

$$m_d = \pm \sqrt{n \times m_c^2 + m_h^2} \quad (3)$$

式中: m_d 为 d 的容许误差; m_c 为步距的容许误差; m_h 为支模高度 h 的容许误差。

3) 钢管壁厚、初始弯曲率和U型托超出长度的统计特性

Ellingwood^[18]给出由容许误差获得统计参数的估算公式如下:

$$\mu = (\max + \min) / 2 \quad (4)$$

$$\sigma = (\max - \min) / 4 \quad (5)$$

式中： μ 为参数均值； σ 为参数标准差； \max 为规范规定的参数上限值； \min 为规范规定的参数下限值。

由式(4)和式(5)得钢管壁厚、初始弯曲率和 U 型托超出长度的均值和标准差，见表 4。和 Ellingwood^[18]一样，假定这些参数服从正态分布。

表 4 几何参数的统计特征

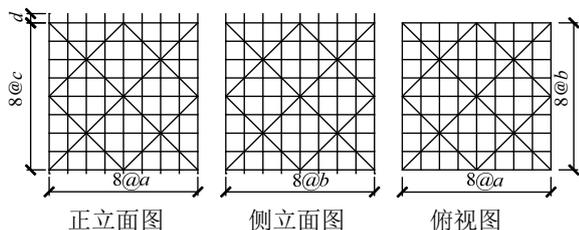
Table 4 Statistical characteristics for geometrical parameters

参数	设计值	均值	标准差	分布类型
立杆间距/m	$a(b)$	$0.99a(b)$	0.017	正态分布
立杆步距/m	c	$1.02c$	0.012	正态分布
钢管壁厚/mm	3.6	3.6	0.18	正态分布
初始弯曲	1.5/1000	1.5/1000	0.75/1000	正态分布
U 型托超出长度/m	d	d	$m_c/2$	正态分布

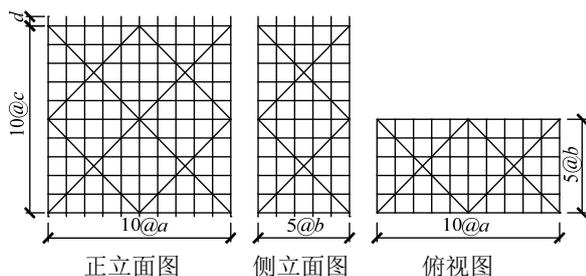
4 极限承载力的统计特征

4.1 分析模型

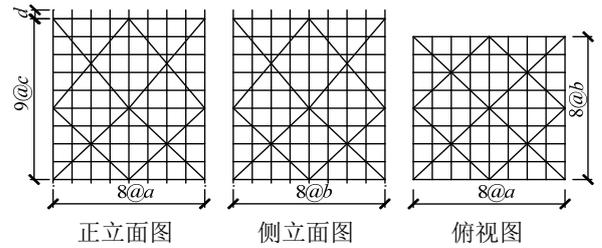
文献[19]的研究表明，可沿竖向剪刀撑所在平面，将扣件式高大模板支架分为若干个子结构，而子结构极限承载力计算值与全结构极限承载力计算值的相对误差不到 5%。据此，本文在选取代表性模板支架时，重点考虑搭设高度和支架构型，不再考虑搭设面积的影响。对众多高度在 7.6 m ~ 14.0 m 的模板支架进行调查后，找到最为常用的搭设参数设计值和如图 5 所示的 3 种基本构型；通过改变每种构型的横向间距 a 、纵向间距 b 、立杆步距 c 和 U 型托超出长度 d 等搭设参数，得到 10 个有代表性的模板支架，其搭设参数的设计值见表 5。扫地杆距离地面高度在 0.40 m ~ 0.15 m，经分析发现其量值变化对极限承载力的影响不大，为了方便，取常用值 0.20 m。



(a) 构型 1



(b) 构型 2



(c) 构型 3

图 5 3 种典型的构型

Fig.5 3 typical configurations

表 5 搭设参数设计值

/m

Table 5 Nominal values of erection parameters

支架编号	构型	U 型托超出长度 d	立杆间距 a	立杆间距 b	立杆步距 c
ZJ1-1	1	0.2	0.9	0.9	0.9
ZJ1-2		1.2	1.2	1.2	1.2
ZJ1-3		0.5	0.9	0.9	0.9
ZJ1-4		1.2	1.2	1.2	1.2
ZJ2-1	2	0.2	0.9	0.9	0.9
ZJ2-2		0.9	1.2	1.2	1.2
ZJ2-3		0.5	0.9	0.9	0.9
ZJ2-4		1.2	1.2	1.2	1.2
ZJ3-1	3	0.2	1.2	1.2	1.5
ZJ3-2		0.5	1.2	1.2	1.2

4.2 极限承载力统计特征

假设表 3 和表 4 中所有随机变量统计独立，采用悉尼大学^[1]的简化方法，即假设钢管和钢管的几何参数、节点和节点的转动刚度参数完全相关。采用 Monte Carlo 法获得极限承载力的统计特征，选取搭设高度最高的 ZJ3-1 支架，通过分析 500 次、800 次、1000 次、1200 次和 1500 次模拟计算的统计结果，发现当模拟次数超过 1000 次后统计参数趋于稳定，其中 1000 次模拟得到的均值和标准差与 1500 次的模拟结果相差不到 1.5%，基本满足工程应用对精度要求，为了节省机时，本文将模拟次数定为 1000 次。基于模拟结果，得 10 个模板支架的统计参数，见表 6；经假设检验，均服从对数正态分布，其中模板支架 ZJ1-1 的样本直方图如图 6 所示。

将根据表 3 中节点力学参数的均值和表 4~表 5 中参数的设计值计算得到的极限承载力视为标准值，10 个模板支架的标准值见表 6。考虑计算模式不确定性后，根据式(1)可得极限承载力的统计参数，见表 6；根据式(1)可以推断，10 个结构的极限承载力服从对数正态分布。

从表 6 可以看出，10 个模板支架的极限承载力均值与标准值之比在 1.01 ~ 1.08，变异系数在 0.21 ~ 0.27，大大高于永久性钢结构的变异系数。

表 6 极限承载力的统计参数

Table 6 Statistical data for ultimate capacities

支架 编号	极限承载力计算值/kN		标准值/kN	极限承载力	
	均值	标准差		均值/标准值	变异系数
ZJ1-1	80.77	13.35	80.30	1.03	0.22
ZJ1-2	70.85	10.84	69.70	1.04	0.21
ZJ1-3	52.83	11.33	52.00	1.04	0.26
ZJ1-4	44.44	10.14	42.42	1.07	0.27
ZJ2-1	74.62	12.69	73.33	1.04	0.22
ZJ2-2	59.39	9.11	60.11	1.01	0.21
ZJ2-3	46.94	10.60	44.98	1.06	0.27
ZJ2-4	37.88	8.5	36.27	1.07	0.26
ZJ3-1	57.34	8.88	55.70	1.05	0.22
ZJ3-2	43.28	10.73	41.02	1.08	0.27

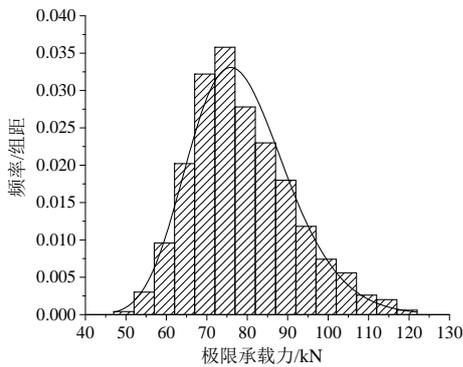


图 6 ZJ1-1 的极限承载力计算值直方图

Fig.6 Histogram for calculated ultimate capacity of ZJ1-1

5 设计方法

5.1 极限状态设计表达式

本文考虑一种主要活荷载的情况，功能函数为：

$$Z = R - S_G - S_Q \quad (6)$$

式中： R 为极限承载力； S_G 为恒载作用效应； S_Q 为活载作用效应。

为了和我国现行规范^[3]保持一致，本文采用国际上常用的概率极限状态设计表达式：

$$\frac{R_k}{\gamma_R} = \gamma_0(\gamma_G S_{Gk} + \gamma_Q S_{Qk}) \quad (7)$$

式中： R_k 为抗力标准值； S_{Gk} 为恒载效应标准值； S_{Qk} 为活载效应标准值； γ_R 为抗力分项系数； γ_G 为恒载效应分项系数； γ_Q 为活载效应分项系数； γ_0 为结构重要性系数，按《工程结构可靠度设计统一标准》(GB50513-2008)，取 0.9。

5.2 荷载效应的统计特性

混凝土浇筑期是模板支架最危险的时期，本文考虑这一时期的荷载统计特性。在差异性较大的众多统计结果中，只有 Reynolds^[5]的统计结果是根据

立杆轴力(荷载效应)的测量值得出的，而且样本数量最多，其他学者统计的是作用在模板面上荷载。因此，本文采用 Reynolds 的统计结果，其荷载的统计参数如下：恒载效应 S_G 的均值 μ_{S_G} 与标准值 S_{Gk} 之比为 1.05，变异系数 δ_{S_G} 为 0.30，服从正态分布；活载效应 S_Q 的均值 μ_{S_Q} 与标准值 S_{Qk} 之比为 0.85，变异系数 δ_{S_Q} 为 0.60，服从极值 I 型分布。

5.3 最优分项系数

寻找最优分项系数是优化问题，优化变量为 γ_R 、 γ_G 和 γ_Q ，优化目标为：在不同的荷载效应比(活载效应标准值与恒载效应标准值之比)下，与优化变量对应的可靠指标和目标可靠指标具有最佳一致性。

针对本文研究的问题，本文以 10 个模板支架为研究对象，提出优化函数的计算表达式为：

$$\Psi = \sum_{i=1}^{10} \sum_{j=1}^N (\beta_i - \beta_{ij})^2 \times w_j \rightarrow \min \quad (8)$$

式中： Ψ 为优化函数； β_i 为目标可靠指标； β_{ij} 为与第 j 个荷载效应比 ρ_j 对应的第 i 种模板支架的可靠指标； N 为 ρ_j 的个数； w_j 为第 j 个荷载效应比所占的权重。

本文收集到 86 个高大模板支架的搭设方案，计算了每个搭设方案中的荷载效应比，结果表明荷载效应比在 0.2 ~ 1.0，多集中在 0.4、0.6、0.8 附近，本文取 $N=5$ ， ρ_j 取 0.2、0.4、0.6、0.8 和 1.0 等 5 个数，统计与 ρ_j 值对应的高大模板支架个数，并将其视为 w_j ，见表 7。为了方便计算，本文没有对其进行归一化处理。

表 7 荷载效应比和权重

Table 7 Ratios and Weights of load effect

ρ_j	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
w_j	3	18	30	30	5

《工程结构可靠度设计统一标准》(GB50513-2008)给出安全等级为三级的脆性破坏构件的目标可靠指标为 3.2，但没有给脆性破坏结构的目标可靠指标。通过计算分析，发现主要失效模式为整体失稳，出现其它失稳模式的可能性极小，为了简化，本文只考虑整体失稳，取 $\beta_i=3.2$ 。

由于作用在模板支架上的活载和恒载的变异系数均远远大于作用在永久结构上的荷载变异系数，本文认为模板支架上的活载和恒载的分项系数应分别大于用永久结构上的荷载分项系数。考虑到

模板支架上恒载的变异系数和作用在永久结构上活载的变异系数较为接近, 本文先设定恒载分项系数的取值与永久结构的活载分项系数的取值相同, 为 1.4; 然后, 设定 γ_Q 取值范围为 1.4 ~ 2.0, γ_R 的取值范围为 1.5 ~ 3.0, 采取枚举法计算不同分项系数组合下的优化函数 Ψ 。经计算分析, 发现当 $\gamma_R = 2.1$ 、 $\gamma_G = 1.4$ 和 $\gamma_Q = 1.8$ 时, 对应的 Ψ 最小, 可靠指标与 ρ_j 的关系见图 7。从图 7 可以看出, 10 个常用模板支架的可靠度在 3.0 ~ 3.4, 达到了与 β_1 具有最佳一致性的优化目的, 概率极限状态设计表达式可写为:

$$0.9(1.4S_{Gk} + 1.8S_{Qk}) \leq \frac{R_k}{2.1} \quad (9)$$

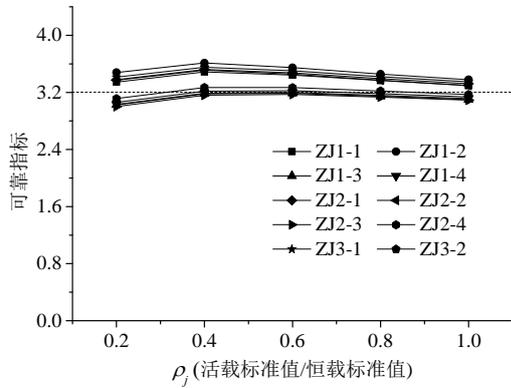


图 7 10 个模板支架的可靠指标

Fig.7 Reliability indexes of 10 falseworks

5.4 和现行规范的比较

我国现行规范^[3]所给的模板支架设计公式为:

$$0.9 \times (1.2S_{Gk} + 1.4S_{Qk}) \leq \varphi Af \quad (10)$$

式中: S_{Gk} 为恒载效应标准值; S_{Qk} 为活载效应标准值; φ 为轴心受压构件的稳定系数, 根据长细比 λ 确定, λ 的计算方法详见规范; A 为立杆截面面积; f 为钢材的抗压强度设计值。

英国规范所给的计算公式为:

$$\frac{S_{Gk} + S_{Qk}}{A} \leq \frac{Y_s + (\sigma + 1)C_0 / 2 - \sqrt{\{[Y_s + (\sigma + 1)C_0 / 2]^2 - Y_s C_0\}}}{K} \quad (11)$$

式中: K 为安全系数, 取 2.0; Y_s 为屈服强度; σ 为长细比系数, $\sigma = 0.3(\lambda/100)^2$, λ 为长细比, $\lambda = (c + 2d)/i$, i 为回转半径, c 为立杆步距, d 为 U 型托超出长度; C_0 为欧拉临界应力。

在混凝土浇筑期, 各国规范规定的活载标准值

变化不大, 但由于混凝土板厚不同, 导致恒载差异较大。为了比较按本文建议的方法和按我国现行规范、英国规范所设计的模板支架的安全性水准, 按我国规范取活载标准值为 2.5 kN/m^2 , 材料强度采用我国规范给定的值, 根据式(9) ~ 式(11), 分别计算了表 5 中 10 种模板支架立杆所能承受的恒载效应标准值, 见表 8。

表 8 3 种设计方法得到的恒载效应标准值 /kN

Table 8 Nominal values of dead load effects according to 3 methods

模板支架	我国现行规范	英国规范	本文建议方法
ZJ 1-1	13.81	39.62	27.74
ZJ 1-2	8.47	29.04	21.71
ZJ 1-3	12.69	23.15	17.05
ZJ 1-4	7.11	16.03	11.40
ZJ 2-1	13.10	39.62	25.11
ZJ 2-2	7.83	29.04	18.09
ZJ 2-3	11.31	23.15	14.40
ZJ 2-4	7.11	16.03	9.08
ZJ 3-1	6.78	21.57	16.42
ZJ 3-2	7.11	16.03	10.87

从表 8 可以看出, 按英国规范得到的恒载效应标准值最大, 按我国现行规范得到的恒载效应标准值最小, 按本文建议方法得到的恒载效应标准值介于两者之间, 其中按英国规范得到的恒载效应标准值比按本文建议方法得到的恒载效应标准值大 30% 以上; 在按我国现行规范得到的 10 个恒载效应标准值中, 有 40% 的值仅为英国规范的 1/3、本文建议方法的 1/2。

6 结论

本文对搭设高度在 7.6 m ~ 14.0 m 的扣件式模板支架的概率极限状态设计法进行研究, 得出以下结论:

(1) 基于本文采用的承载力非线性简化计算方法, 得到计算模式不确定因子 Ω_p 的均值为 1.02、标准差为 0.15;

(2) 常用扣件式高大模板支架极限承载力的均值与标准值的比值在 1.01 ~ 1.08, 变异系数在 0.21 ~ 0.27, 极限承载力的变异性远远大于永久性钢结构的变异性;

(3) 当 $\gamma_R = 2.1$ 、 $\gamma_G = 1.4$ 和 $\gamma_Q = 1.8$ 时, 计算可靠指标与目标可靠指标具有最佳一致性;

(4) 我国现行规范的安全水准高于目标可靠指标, 一些情况下高出幅度较大;

(5) 不建议采用英国设计规范进行我国高大模板支架的设计。

以上结论是在不考虑人为错误的理想状态下得出的。文献[20]的调研和分析结果表明,我国绝大部分模板支架坍塌事故由人为错误引起。我国在修订现行规范时,依靠专家经验大幅度降低了原规范的承载力设计值,从而大幅度提高了结构的安全水准,这种做法实际上是站在设计的角度包容了人为错误。作者通过对施工人员的访谈得知,大部分施工人员在意识到现行规范的安全水平已大幅度提高后,心存侥幸,偷工减料,在施工中故意犯错,致使施工质量很差,新规范实施后坍塌事故仍旧不断发生。Ellingwood^[21]认为通过提高安全度来包容人为错误的做法并不可取,这句话在我国模板支架的实践中得到验证。按英国规范设计的结构之所以可以承受更多的荷载,应该源于规范制定者对本国结构搭设质量的自信。如何更为有效的应对人为错误,将是我们今后的研究内容。

今后还应加强数据的采集工作,研究更精确的随机结构建模方法,使得统计和分析结果更为准确。

参考文献:

- [1] Zhang H, Chandransu T, Rasmussen K J R. Probabilistic study of the strength of steel scaffold systems [J]. *Structural Safety*, 2010, 32(6): 393—401.
- [2] BS5975-2008, Code of practice for access and working scaffold and special scaffold structures [S]. London: British Standards Institution, 2008.
- [3] JGJ130-2011, 建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
JGJ130-2011. Technical code for safety of steel tubular scaffold with couplers in construction [S]. Beijing: China Architecture Industry Press, 2011. (in Chinese)
- [4] 谢楠, 张坚, 张丽, 等. 基于影响面的混凝土浇筑期施工荷载调查和统计分析[J]. *工程力学*, 2015, 32(2): 90—96.
Xie Nan, Zhang Jian, Zhang Li, et al. Surveys on statistics analyses of construction loads during concrete placement based on influence surface [J]. *Engineering Mechanics*, 2015, 32(2): 90—96. (in Chinese)
- [5] James R. Advanced analysis and probabilistic-based design of support scaffold systems [D]. Australia: Sydney University, 2014.
- [6] 胡长明. 扣件联接钢结构的试验及理论研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2008.
Hu Changming. Studies on experiment and theory of steel construction connected with fasteners [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2008. (in Chinese)
- [7] Liu Hongbo, Zhao Qihong, Wang Xiaodun, et al. Experimental and analytical studies on the stability of structural steel tube and coupler scaffolds without X-bracing [J]. *Engineering Structures*, 2010, 32(4): 1003—1015.
- [8] 刘红波, 陈志华, 王小盾, 等. 有剪刀撑扣件式钢管模板支架简化计算方法[J]. *土木建筑与环境工程*, 2011, 33(4): 65—72.
Liu Hongbo, Chen Zhihua, Wang Xiaodun, et al. Simplified calculation method of steel tube and coupler scaffold with x-bracing [J]. *Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering*, 2011, 33(4): 65—72. (in Chinese)
- [9] 鲁征. 扣件式脚手架及模板支架施工期安全性分析[D]. 浙江: 浙江大学, 2005.
Lu Zheng. Safety analysis for fasten-style tubular steel scaffold and bearing framework in the building construction [D]. Zhejiang: Zhejiang University, 2005. (in Chinese)
- [10] 陈志华, 陆征然, 王小盾. 钢管脚手架直角扣件刚度的数值模拟分析及试验研究[J]. *土木工程学报*, 2010, 43(9): 100—108.
Chen Zhihua, Lu Zhengran, Wang Xiaodun. Numerical analysis and experimental study of the stiffness of right angle couplers in tubular steel scaffolds [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2010, 43(9): 100—108. (in Chinese)
- [11] 曹琛. 扣件式钢管模板支架节点半刚性受扭机制试验研究[D]. 西安: 长安大学, 2011.
Cao Chen. Experimental research on torsional mechanism about semi-rigid of coupler-style steel tubular formwork supports [D]. Xi'an: Chang'an University, 2011. (in Chinese)
- [12] Abdel-Jaber M S, Beale R G, Godley M H R. Rotational strength and stiffness of tubular scaffold connectors [J]. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 2009, 162(6): 391—403.
- [13] 袁雪霞, 金伟良, 鲁征, 刘鑫, 陈天民. 扣件式钢管支架稳定承载能力研究[J]. *土木工程学报*, 2006, 39(5): 43—50.
Yuan Xuexia, Jin Weiliang, Lu Zheng, Liu Xin, Chen Tianmin. A study on the stability bearing capacity of fastener-style tubular formwork-supports [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2006, 39(5): 43—50. (in Chinese)
- [14] 刘建民, 李慧民. 构造因素对扣件式钢管模板支架稳定承载力的影响[J]. *四川建筑科学研究*, 2007, 33(1): 16—18.
Liu Jianmin, Li Huimin. The influence of fastener-style steel pipe falsework's configurations on bearing capacity [J]. *Building Science Research of Sichuan*, 2007, 33(1): 16—18. (in Chinese)

(参考文献[15]—[21]转第 104 页)

- [11] 陈波, 王鑫, 刘浩, 等. 基于实测响应的斜拉人行桥人致振动舒适度研究[J]. 武汉理工大学学报, 2013, 35(7): 99—103.
Chen Bo, Wang Xin, Liu Hao, et al. Research on the vibration serviceability of a cable-stayed footbridge based on field measurement [J]. Journal of Wu Han university of technology, 2013, 35(7): 99—103. (in Chinese)
- [12] 傅学怡, 曲家新, 陈贤川, 等. 时程频谱结合分析方法对展望桥人行舒适度的分析与控制[J]. 土木工程学报, 2011, 44(10): 73—80.
Fu Xueyi, Qu Jiaxin, Chen Xianchuan, et al. Walking comfort analysis and control for the Expectation Bridge using combined time history and frequency spectra method [J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(10): 73—80. (in Chinese)
- [13] 聂建国, 陈宇, 樊健生. 步行荷载作用下单跨人行桥振动的均方根加速度反应谱法[J]. 土木工程学报, 2010, 43(9): 109—116.
Nie Jianguo, Chen Yu, Fan Jiansheng. RMS acceleration response spectrum method for single span footbridges under pedestrian load [J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(9): 109—116. (in Chinese)
- [14] 钱骥, 孙利民. 大跨径人行桥人致振动舒适性评估及减振措施[J]. 上海交通大学学报, 2011, 45(5): 677—681.
Qian Ji, Sun Limin. Comfort evaluation and vibration reduction design of long span footbridges [J]. Journal Of Shanghai Jiaotong University, 2011, 45(5): 677—681. (in Chinese)
- [15] Živanović S, Pavić A, Reynolds P. Probability-based prediction of multi-mode vibration response to walking excitation [J]. Engineering Structures, 2007, 29(6): 942—954.
- [16] 韩建平, 王洪涛, 刘云帅. 基于概率性人行荷载模型的楼板结构振动分析[J]. 工程力学, 2013, 31(2): 81—87.
Han Jianping, Wang Hongtao, Liu Yunshuai. Vibration analysis of a floor system based on probabilistic human-induced force model [J]. Engineering Mechanics, 2013, 31(2): 81—87. (in Chinese)
- [17] RFS2-CT-2007-00033, Design of footbridges guideline [S]. London: HIVOSS, 2008.
- [18] Code O H B D. Highway engineering division [S]. Toronto: Ministry of Transportation and Communication, 1983.
- [19] 刘晶波, 杜修力. 结构动力学[M]. 北京: 机械工业出版社, 2007: 51—59.
Liu Jingbo, Du Xiuli. Structural dynamics [M]. Beijing: Machinery Industry Press, 2007: 51—59. (in Chinese)
- [20] Bachmann H, Pretlove A J, Rainer H. Vibrations induced by people, in: vibration problems in structures: practical guidelines [M]. Basel: Birkhäuser Verlag, 1995: 81—86.
- [21] Brownjohn J M W, Pavić A, Omenzetter P. A spectral density approach for modelling continuous vertical forces on pedestrian structures due to walking [J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 2004, 31(1): 65—77.
- [22] Živanović S. Benchmark footbridge for vibration serviceability assessment under the vertical component of pedestrian load [J]. Journal of Structural Engineering, 2012, 138(10): 1193—1202.

(上接第 75 页)

- [15] 谢楠, 王勇, 李靖. 高大模板支架极限承载力的计算方法[J]. 工程力学, 2010, 27(增刊 1): 254—259.
Xie Nan, Wang Yong, Li Jing. A calculating method on ultimate capacity of high falsework [J]. Engineering Mechanics, 2010, 27(Suppl 1): 254—259. (in Chinese)
- [16] Peng J L, Pan A D, Chan S L. Simplified models for analysis and design of modular falsework [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1998, 48(3): 189—209.
- [17] 付小辉. 高大模板支架极限承载力的统计特性以及基于可靠性的设计研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2015.
Fu Xiaohui. Statistical characteristics of high formwork support's ultimate bearing capacity and a design method based on reliability [D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2015. (in Chinese)
- [18] Ellingwood B R. Toward load and resistance factor design for fiber-reinforced polymer composite structures [J]. Journal of Structural Engineering, 2003, 129(4): 449—458.
- [19] 赵凯. 考虑人为过失影响的高大模板支架优化研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2015.
Zhao Kai. Optimization of high falsework considering the effect of human error [D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2015. (in Chinese)
- [20] 谢楠. 高大模板支撑体系的安全控制[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012: 16—24.
Xie Nan. Safety control for high formwork support systems [M]. Beijing: China Architecture Industry Press, 2012: 16—24. (in Chinese)
- [21] Ellingwood B R. Design and construction error effects on structural reliability [J]. Structure Engineering, ASCE, 1987, 13(2): 409—422.