

T 型抗震柱的悬挑方案设计与安全验算

梅德磊

[上海奉贤建设发展(集团)有限公司, 上海市 201499]

摘 要: 依据案例的现场情况, 设计并验算了不完全规范搭设的悬挑脚手架安全性能。采用数值分析的方法建立结构简化和细化两种模型, 用 Midas Civil 先计算出悬挑结构简化模型连接点的受力情况; 再使用平面单元建立的焊缝、螺栓等细化模型, 验算悬挑细部结构的承载安全能力; 最后用 XTRACT 分析结构梁柱截面, 验算已建成结构承载能力。考虑风荷载作用下, 拟定方案符合力学承载要求, 各杆系与型钢承载能力仅发挥约 30%, 除螺栓、耳板和焊缝达到 70% 左右利用率, 其他局部材料特性未能充分利用; 悬挑架体对结构整体承载能力影响较小, 建议施工时着重考虑压环和螺栓接口的局部破坏, 适当增加锚固材料强度和锚固深度; 悬挑架体设计时, 若增大架体杆件连接材料强度, 可适当增大钢管布置间距, 提高钢管周转率, 降低施工成本。

关键词: 悬挑脚手架; 数值分析; 平面单元; 截面分析

中图分类号: TU7

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2021)06-0330-07

0 引言

悬挑施工技术现在已十分成熟, 建筑结构与桥梁结构施工中应用广泛。但概览已公开文章内的悬挑架体验算, 多数验算过程过于简化, 读者复算校核较难。且现有工程中的现场布置状况大多与规范要求不符, 缺乏相应理论计算支撑。少数工程师和学者对此做出相应理论补充, 张伟等^[1]在中山大学附属第一医院的悬挑脚手架采用有限元计算, 但荷载布置方式不明确, 仅对悬挑主梁验算忽略了细部和结构承载能力。方光秀等^[2]通过 ANSYS 分析, 得出组合悬挑钢丝绳的变形特征, 但整个计算过程未考虑风荷载效应, 验算过程有所欠缺。傅宇等^[3]通过应力实测与有限元分析对比, 提出型钢变形导致结构重心前移增加变形, 建议数值模型考虑相应折减。

1 工程概况

以上海奉贤区再生能源综合利用中心为例, 详细介绍主厂房烟气净化间内 T 型抗震柱的悬挑方案和安全验算过程。如图 1 所示, 烟气净化间内 +0.00 m~+50.00 m 标高的主墙框架已完成, T 型抗震柱 +0.00 m~+30.00 m 标高段完成。下阶段工作预采用悬挑方案建设 +30.00 m~+50.00 m 标高段。

施工计划从 +30.00 m 按结构层, 逐层的梁柱共

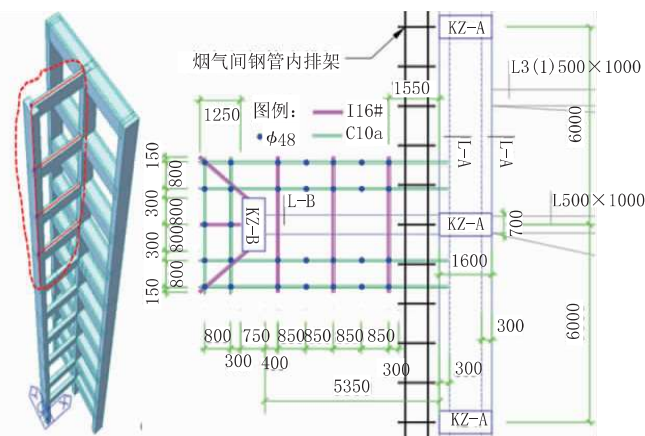


图 1 结构和悬挑布置(单位:mm)

同浇筑至 +50.00 m。其中, 简化图的内墙结构有 3 根 KZ-A 钢筋混凝土柱, 柱心间距 6 000 mm, 总高度均为 50 m。沿高度方向每隔 4~4.5 m 为一层, 每层柱间有 2 道 L-A 钢筋混凝土连接梁, 由 150 mm 厚钢筋混凝土板连成小平台。T 型抗震柱则是由顶部 1 根 KZ-B 钢筋混凝土柱和 1 道 L-B 钢筋混凝土联梁。混凝土 C35 保护层厚度 30 mm, 受力筋三级钢, 箍筋一级钢, 配筋参数见表 1。

2 型钢悬挑脚手架布设

2.1 悬挑型钢布置

烟气间内结构虽已完成, 但内侧钢管脚手架和排架未拆除, 悬挑次梁需穿过内排架搭设。如图 2 所示, 拟定方案悬挑高度为 20 m, T 型抗震柱的内侧边 0.4 m 起, 每间隔 1.7 m 搁置 1 根 I16 承力梁, 共计 3 根, 由两道压环钢筋固定在结构梁板上。阳角区域由预埋普

收稿日期: 2021-03-22

作者简介: 梅德磊(1992—), 男, 硕士, 助理工程师, 主要从事结构工程、桥梁工程和地震工程相关工作。

表 1 混凝土结构主要配筋参数

结构名称	截面尺寸 / (mm × mm)	箍筋布置	受力筋布置	构造筋
KZ-A	1 600 × 700	φ12@100	3φ28;7φ32	4φ28
KZ-B	700 × 1600	φ10@100	7φ32;16φ28	4φ28
L-A	1 100 × 300	φ8@100/200(4)	6φ25(4/2)	G10φ14
L-B	1 000 × 600	φ8@100/200(4)	8φ25;11φ25	G10φ14

通螺栓固定 3 根 I16 承力梁。

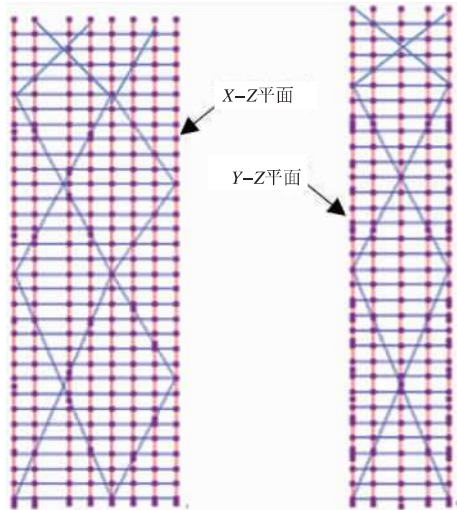


图 2 脚手架斜撑布置

拉杆(φ25)由吊耳板和普通螺栓固定在柱内。型钢联梁均为 C10a, 型钢各项参数详见表 2。I16 与 C10a 交接处均采用焊接方式连接,C10a 与 L-A 采用钢压环固定,如图 3 所示。

表 2 型钢各项参数

项目	数值	项目	数值
压环钢筋直径 d/mm	16	型钢允许挠度 $[v]/mm$	$l_a/250$
最大悬挑长度 l_a/mm	1750	钢材弹性模量 $E/(N \cdot mm^{-2})$	$2.06e5$
型钢抗弯强度设计值 $[f]/(N \cdot mm^{-2})$	215	I16 外锚固点到建筑物边缘的距离 a/mm	100
钢材剪强度设计值 $[\tau]/(N \cdot mm^{-2})$	125	支撑件上下固定点的垂直距离 L_1/mm	3000
脚手架杆系允许挠度 $[v_1]/mm$	$l/150$	钢管抗拉强度设计值 $f_t/(N \cdot mm^{-2})$	205
花篮螺栓抗拉强度设计值 $[f_t]/(N \cdot mm^{-2})$	170	花篮螺栓在螺纹处的有效直径 d_e/mm	22
螺栓的性能等级	C 级	螺栓的强度等级	4.6 级
螺栓有效直径 d_e/mm	17.65	吊耳板连接螺栓个数 n_2	1
螺栓抗拉强度设计值 $f_t^b/(N \cdot mm^{-2})$	170	螺栓抗剪强度设计值 $f_v^b/(N \cdot mm^{-2})$	140

2.2 钢管脚手架参数

图 1 脚手架纵距分别有 800 mm、850 mm、1 450 mm 三种形式。沿步距方向每隔 600 mm 加密一道内、外横杆,外排立杆距离工字钢最外悬挑端为 150 mm,

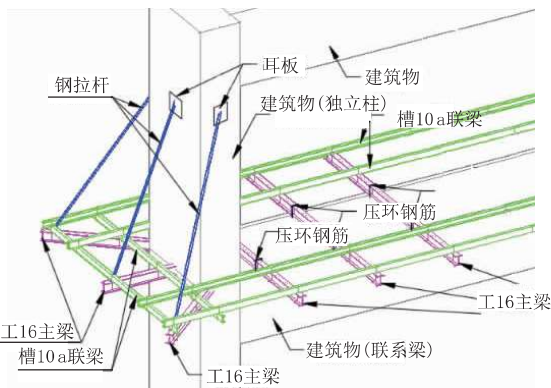


图 3 悬挑型钢立面布置

内排立杆距离结构边为 300~800 mm,斜撑布置如图 2 所示。每步通道板为钢笆片 900 mm × 800 mm,具体布置见表 3。

表 3 脚手架布置参数

项目	数值	项目	数值
脚手架安全等级	II 级	脚手架搭设排数	2
脚手架钢管类型	φ48 × 3	钢管面积 A_s/m^2	212
脚手架架体高度 H/m	20	立杆步距 h/m	1.8
立杆纵距或跨距 l/m	0.8/0.85/1.45	立杆横距 l/m	0.8
纵、横向水平杆布置方式	纵向水平杆在上	横向水平杆上纵向水平杆根数 n	2
内立杆距建筑 a/m	0.3/0.4/0.8	脚手板类型	钢笆
双立杆计算高度 $/m$	8	脚手板铺设方式	1 步 1 设
挡脚板类型	木挡脚板	挡脚板铺设方式	1 步 1 设
脚手架作业层数 n_{jj}	1	安全网设置	全封闭
横、立杆连接方式	单扣件	连墙件布置方式	两步一跨

3 数值模型与荷载组合

参考陈顺霖^[4]和梅德磊等^[5-6]对结构边界条件的研究成果,本文将数值模型分为结构简化模型和细化模型两类。拟用结构简化模型先计算出连接点的受力情况,再使用以平面单元建立的焊缝、耳板、螺栓等细化模型验算细部结构的承载安全能力。

3.1 简化模型与边界条件

以 Midas Civil 为基础,对已建成的结构梁、柱采用梁单元模拟,已建成结构板采用带厚度板单元模拟。考虑混凝土养护与施工进度时间差,对悬挑位置的结构梁端部释放平面弯矩约束,以增大结构变形系数,其他梁柱节点均为刚接。

悬挑结构中,搁置主梁 I16 采用梁单元,与已建成混凝土结构梁采用刚性连接简化压环钢筋构造,刚节点交叉分割结构梁单元,从而适应性拟合变形

特征;阳角区悬挑主梁 I16 在结构端部节点与结构柱节点采用刚性连接简化螺栓构造。拉杆暂时忽略花纹螺杆特征,其与型钢在端部连接为环式,杆件内部扭转应力较小,可采用桁架单元简化模型。C10a 型钢联梁与 I16 采用相同单元,连接处为焊接简化为刚性连接,不同点在于脚手架底部与槽钢的交叉节点需释放平面弯矩约束,模型如图 4 所示。

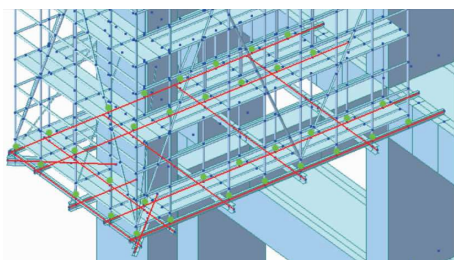


图4 脚手架底部弯矩约束释放

钢管脚手架中,杆件均采用一般梁单元,钢篱笆采用无厚度板单元。横杆与纵杆实际是普通扣件连接,整个架体搭设完成后为超静定结构,纵、横杆件的交错节点可等效为刚性连接。预新建的四层结构中,T型结构梁的两个角点分别增设两根 $\phi 42 \times 2.5$ 的杆件与脚手架体相连,并释放竖向约束,用于获取风荷载下连墙件水平面内受力参数,不参与架体竖向受力计算。

3.2 荷载组合

根据材料供应厂家出具产品相关文件,钢篱笆自重为 0.1 kN/m^2 。由于钢篱笆采用无厚度板单元,需附加板单元压力。如图 5 所示,挡板自重 0.17 kN/m^2 按每步综合折算至脚手架内圈的梁单元上,搭设结构为 T 型的挡板宽度分为 300 mm 和 800 mm 两种,对应等效梁均布荷载为 51 N/m 和 136 N/m 。密目网自重 0.01 kN/m^2 按每横杆综合折算至脚手架外圈的梁单元上为 6 N/m 。施工作业限定仅一层,在最顶层脚手板上施加 0.3 kN/m^2 的板单元压力。考虑杆件连接扣件自重和架体搭设存在缺陷,所有钢材自重取 1.3 倍放大系数作为变形补偿。

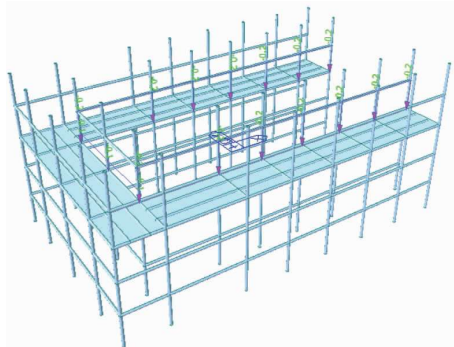


图5 挡板等效梁单元荷载布置

如图 6 所示,风荷载以脚手架 X 轴方向,折算至最外侧立杆上。据规范^[7]给定公式,按围护结构计算风荷载 $\omega_k = \beta_{gz} \times \mu_{sl} \times \mu_{z1} \times \omega_0$ 。本工程为上海地区,取基本风压 $\omega_0 = 0.4 \text{ kN/m}^2$ 。地面粗糙程度为 B 类,结构最低点、最高点为离地面 30 m 、 50 m ,风压高度变化系数分别取 $\mu_{z1} = 1.39$ 、 1.62 。风荷载局部体形系数查表得 $\mu_{sl} = 1$,两处阵风系数均取 $\beta_{gz} = 1$ 。经计算,沿 X 轴向立杆底部(和顶部)风荷载等效梁单元梯形荷载端点值分别为 $222.4(259.2) \text{ N/m}$ 、 $511.6(712.8) \text{ N/m}$ 、 $525.5(729.0) \text{ N/m}$ 、 $472.6(550.8) \text{ N/m}$ 、 $472.6(550.8) \text{ N/m}$ 、 $472.6(550.8) \text{ N/m}$ 、 $472.6(550.8) \text{ N/m}$ 、 $236.3(275.4) \text{ N/m}$ 。

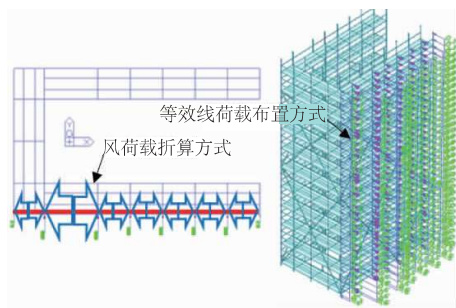


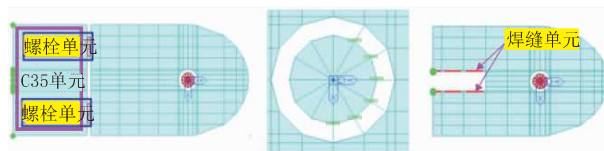
图6 风荷载计算及布置

荷载施加时已对自重选取 1.3 倍放大系数,文献^[7]中荷载组合作用规定,对钢制结构自重、脚手板等效自重、挡板等效自重、密目网等效自重、施工荷载、风荷载,可重新分别设定组合系数为:1.0、1.0、1.0、1.0、1.0、0.84。

3.3 细化模型与边界条件

吊耳板细化模型分连墙端和拉杆端两类。两类均采用平板单元作细化计算,校验钢板、焊缝、螺栓和墙体局部破坏是否符合安全要求,依据简化模型计算结果给定螺栓的受力。

连墙端最左端由 100 mm 宽 C35 混凝土板单元内插四根 $\phi 17.65$ 的 Q235 普通螺栓,如图 7(a)所示,混凝土板单元左侧节点采用刚接边界,用于拟合整体结构。螺栓右侧固结中心带空洞的 12 mm 厚 Q235 钢板,空洞中心为一根 $\phi 17.65$ 的 Q235 普通螺栓。由于螺栓与钢板实际以挤压受力为主,在空洞中心的螺栓与钢板节点采用刚性平面连接,如图 7(b)所示。材料参数见表 2、表 4。



(a)连墙端板平面模型 (b)螺栓与钢板刚接边界 (c)型钢端平面模型

图7 吊耳板细化模型

表 4 吊耳板参数

项目	数值	项目	数值
吊耳板厚 t /mm	12	吊孔直径 d_0 /mm	25
顺受力方向,吊孔边距板边缘最小距离 a /mm	65	吊耳两侧边缘与吊孔边缘净距 b /mm)	50
吊耳板抗拉强度设计值 f_d /(N·mm ⁻²)	205	吊耳连接螺栓个数 n_2	1
拉杆与吊耳焊缝焊脚尺寸 h_f /mm	8	吊耳抗剪强度设计值 f_v /(N·mm ⁻²)	125
角焊缝强度设计值 f_f^w (N·mm ⁻²)	160	拉杆与吊耳焊缝总长度 l_w /mm	120

型钢端模型与连墙端类似,不同点在于,钢板左部中心部分需内切宽度 25 mm、深度 60 mm 单元,用于模拟拉杆,且在切除单元边部建立焊缝单元,如图 7(c)所示。仅对螺栓端部施加刚节点边界条件,由于拉杆端无弯矩约束,螺栓总是与钢板在 +Y 轴向挤压,因此螺栓+Y 轴向的节点与钢板对应节点刚接。

已建成结构承载架体能力计算中,使用 XTRACT 建立梁柱平面模型,材料等级见表 1。计算分析设计图纸中的结构梁柱能力极限,结合 Midas Civil 计算结果,判定结构是否安全。保护层混凝土采用非约束本构模型,参数如图 8 所示。如图 9 所示,核心混凝土本构强度依据截面及箍筋参数软件计算,混凝土均不考虑抗拉能力,建成后梁柱模型如图 10 所示。

28 - Day Compressive Strength:	23.4	MPa
Tension Strength:	0	MPa
Yield Strain:	1.400E-3	
Crushing Strain:	4.000E-3	
Spalling Strain:	6.000E-3	
Post Crushing Strength:	0	MPa
Failure Strain:	1.0000	
Concrete Elastic Modulus:	31.5E+3	MPa

图 8 非约束混凝土本构参数

☒ Rectangular Hoop ☐ Circular Hoop ☐ Spirals	
Transverse reinforcing bar yield stress:	275.8 MPa
X transverse reinforcing steel ratio:	20.00E-3
Y transverse reinforcing steel ratio:	5.600E-3
Average distance between tied longitudinal bars:	200.0 mm
Number of longitudinal bars around core:	6
Confined core area:	290.0E+3 mm ²
Tie spacing along member:	200.0 mm
28 - Day compressive concrete strength:	36.54 MPa

图 9 核心混凝土强度计算参数

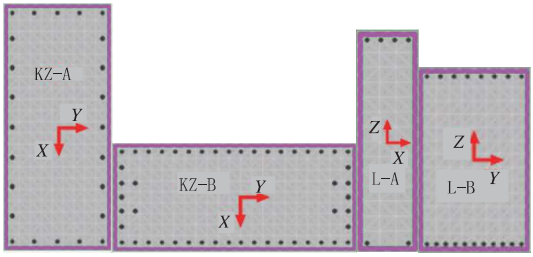


图 10 梁柱结构平面细化模型

4 有限元安全验算

4.1 悬挑型钢架体验算

(1)I16 型钢安全验算

如图 11、图 12 所示计算分析结果得,I16 型钢应力集中点均处在锚固点部位。型钢内部最大应力 $\sigma_{\max}=65.5 \text{ N/mm}^2 \leq [f]=215 \text{ N/mm}^2$,符合要求;最大剪应力 $\tau_{\max}=12.5 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau]=125 \text{ N/mm}^2$,符合要求;外伸端出现最大位移,最大位移 $\nu_{\max}=6.9 \text{ mm} \leq [\nu]=l_a/250=1750/250=7 \text{ mm}$,符合要求。

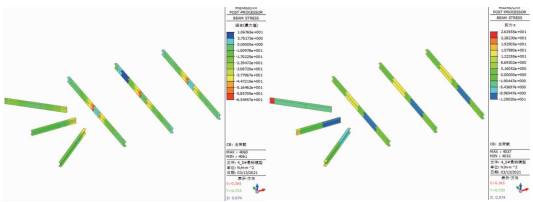


图 11 I16 型钢有限元分析应力结果

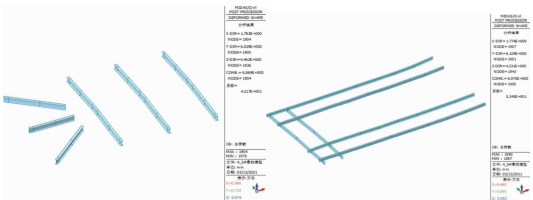


图 12 型钢有限元分析位移结果

(2)C10a 联梁安全验算

如图 12、图 13 所示,C10a 联梁应力集中在与已建成结构的钢压环部位。联梁最大应力 $\sigma_{\max}=65.97 \text{ N/mm}^2 \leq [f]=215 \text{ N/mm}^2$,符合要求;最大剪应力 $\tau_{\max}=15.0 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau]=125 \text{ N/mm}^2$,符合要求;最大位移 $\nu_{\max}=6.97 \text{ mm} \leq [\nu]=l_a/250=1750/250=7 \text{ mm}$,符合要求。

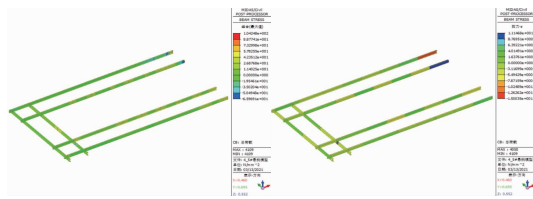


图 13 C10a 联梁有限元分析应力结果

4.2 脚手架杆系验算

(1) 横杆安全验算

如图 14 所示计算结果得, 横杆最大应力 $\sigma_{\max}=117.0 \text{ N/mm}^2 \leq [f_t]=205 \text{ N/mm}^2$, 符合要求; 最大剪应力 $\tau_{\max}=12.1 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau]=125 \text{ N/mm}^2$, 符合要求; 最大位移 $\nu_{\max}=4.3 \text{ mm} \leq [\nu]=\min [l/150, 10]=\min [1450/150, 10]=9.7 \text{ mm}$, 符合要求。

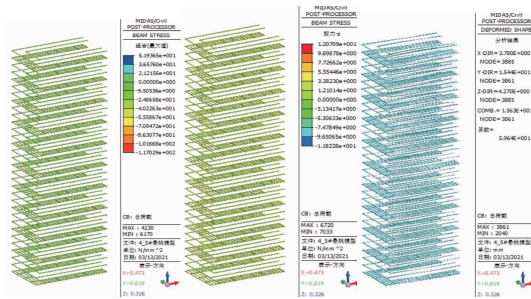


图 14 横杆有限元分析结果

(2) 立杆安全验算

如图 15 所示分析结果得, 立杆最大应力 $\sigma_{\max}=154.7 \text{ N/mm}^2 \leq [f_t]=205 \text{ N/mm}^2$, 符合要求; 最大剪应力 $\tau_{\max}=9.8 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau]=125 \text{ N/mm}^2$, 符合要求; 最大位移 $\nu_{\max}=4 \text{ mm} \leq [\nu]=\min [l/150, 10]=\min [600/150, 10]=4 \text{ mm}$, 符合要求。

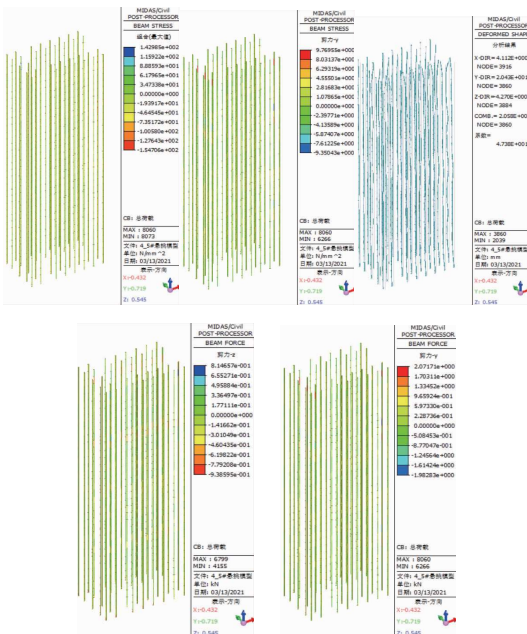


图 15 立杆有限元分析结果

最大轴向压力 $P_{\max}=\sigma_{\max} \times A_s=32.8 \text{ kN}$, 立杆临界压力为 $F_{cr}=(\pi^2 EI_z)/(\mu l)^2$ 。简化模型中立杆两端固结应取压杆长度系数 $\mu=0.5$, 但为提高压杆稳定验算标准, 柔化脚手架杆系, 立杆两端按铰接方式计算取

$\mu=1$ 。临界压力 $F_{cr}=(3.14^2 \times 2.06 \times 10^5 \times 1.08 \times 10^5)/(1000 \times (0.5 \times 600)^2)=61 \text{ kN} > P_{\max}=32.8 \text{ kN}$, 最大轴力小于临界压力, 满足压杆稳定性要求。

(3) 扣件抗滑验算

由图 15 可知, 杆系水平向最大剪力分别为 $F_x=0.94 \text{ kN}$ 、 $F_y=2.07 \text{ kN}$, 扣件抗滑承载力 $R_{\max}=1.1[F_x, F_y]_{\max}=2.28 \text{ kN} \leq [R]=0.9 \times 8=7.2 \text{ kN}$, 符合要求。

(4) 拉杆及花篮螺栓验算

图 16 中拉杆最大轴向拉力 $N_s=26.3 \text{ kN}$, 最大应力 $\sigma_{\max}=53.6 \text{ N/mm}^2 \leq [f_t]=205 \text{ N/mm}^2$, 满足要求。花篮螺栓内应力 $\sigma=N_s/(\pi \times d_c^2/4)=26.3 \times 10^3/(\pi \times 22^2/4)=24.2 \text{ N/mm}^2 \leq [f_t]=170 \text{ N/mm}^2$, 满足要求。

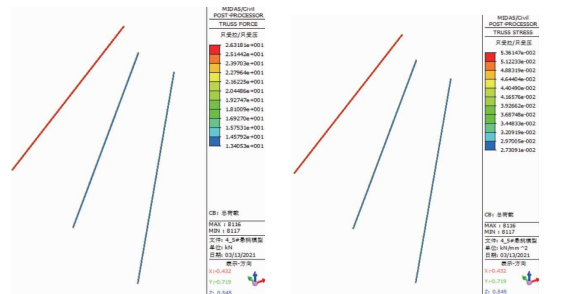


图 16 拉杆有限元分析结果

(5) 斜杆验算

斜杆 $\sigma_{\max}=44.3 \text{ N/mm}^2 \leq [f_t]=215 \text{ N/mm}^2$, 符合要求。 $\tau_{\max}=3.4 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau]=125 \text{ N/mm}^2$, 符合要求。 $\nu_{\max}=4 \text{ mm} \leq [\nu]=\min [l/150, 10]=\min [(600 \times 2^{0.5})/150, 10]=5.7 \text{ mm}$, 符合要求。

4.3 细部验算

(1) 吊耳验算

在连墙端耳板模型中, 将 N_s 沿 X 和 Y 轴分解, 空洞螺杆中心施加荷载 $F_x=21.28 \text{ kN}$ 、 $F_y=10.12 \text{ kN}$ 。在型钢端耳板模型中, 空洞螺杆中心施加荷载 $F_x=26.3 \text{ kN}$ 。计算结果如图 17 所示。

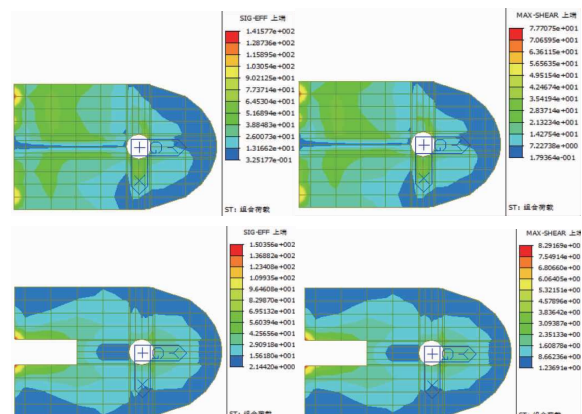


图 17 两类耳板有限元分析结果

$B_e=2t+16=40\text{ mm}\leq b=50\text{ mm}$, $4B_e/3=53\text{ mm}\leq a=65\text{ mm}$, 满足耳板构造要求。

连墙端耳板,孔净截面处最大应力 $\sigma=90.2\text{ N/mm}^2\leq f_d=205\text{ N/mm}^2$, 满足要求。端部劈开强度 $\sigma=141.6\text{ N/mm}^2\leq f_d=205\text{ N/mm}^2$, 满足要求。剪应力 $\tau=77.7\text{ N/mm}^2\leq f_v=125\text{ N/mm}^2$, 满足要求。

型钢端耳板,孔净截面处最大应力 $\sigma=150.4\text{ N/mm}^2\leq f_d=205\text{ N/mm}^2$, 满足要求。端部劈开强度 $\sigma=96.5\text{ N/mm}^2\leq f_d=205\text{ N/mm}^2$, 满足要求。剪应力 $\tau=82.9\text{ N/mm}^2\leq f_v=125\text{ N/mm}^2$, 满足要求。

(2)焊缝验算

细化模型计算结果如图 18 所示, 型钢端的拉杆与耳板的焊缝最大剪应力 $\tau_f=82.9\text{ N/mm}^2\leq f_f^w=160\text{ N/mm}^2$, 符合要求。由于连墙端耳板垂直布置, 钢板端部劈开强度即为 T 型钢板焊接缝剪应力, 连墙端的拉杆与耳板的焊缝最大剪应力 $\tau_f=141.6\text{ N/mm}^2\leq f_f^w=160\text{ N/mm}^2$, 符合要求。

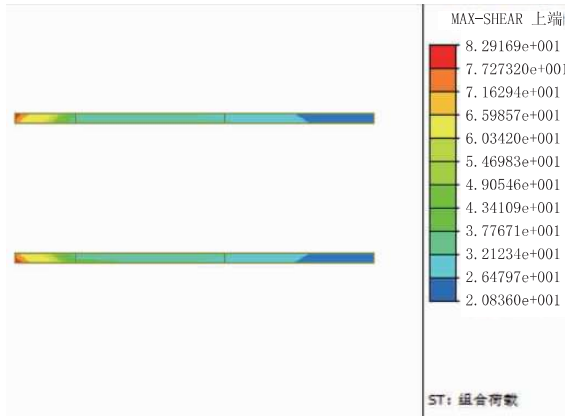


图 18 焊缝剪应力云图

(3)螺栓验算

如图 19 所示, 型钢端的普通螺栓最大剪应力 $\tau=82.9\text{ N/mm}^2\leq f_v^b=140\text{ N/mm}^2$, 满足要求。连墙端最大剪应力 $\tau=77.7\text{ N/mm}^2\leq f_v^b=140\text{ N/mm}^2$, 满足要求。

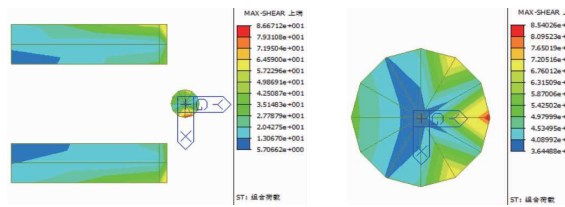


图 19 连墙端、型钢端螺栓细化元分析结果

(4)钢压环验算

依据规范^[8], 拉环压入楼板下层钢筋, 两侧搭接长度 30 cm, 吊环允许拉应力 $[f_k]=0.85\times 65=55.25\text{ N/mm}^2$, 压环拉力 N 由简化模型得。C10a 锚固点压环钢筋受

力 $\sigma_1=\gamma_0 N/[4\pi(d/2)^2]=1\times 4\ 309/(4\times 3.14\times 8^2)=5.3\text{ N/mm}^2\leq [f_k]$, 符合要求。I16 锚固点压环钢筋 $\sigma_2=1\times 52.3/(4\times 3.14\times 8^2)=0.07\text{ N/mm}^2\leq [f_k]$, 符合要求。

4.4 结构承载力验算

(1)结构柱承载力验算

经 XTRACT 分析得出 KZ-A 与 KZ-B 轴力 - 弯矩曲线。Midas 中 KZ-A 最大轴力 $P_{\max}=1.7\text{e}7\text{ N}$; $M_{x\max}=8.6\text{e}4\text{ N}\cdot\text{m}$; $M_{y\max}=4.7\text{e}4\text{ N}\cdot\text{m}$; KZ-B 的 $P_{\max}=1.3\text{e}6\text{ N}$; $M_{x\max}=4.7\text{e}4\text{ N}\cdot\text{m}$; $M_{y\max}=3.1\text{e}4\text{ N}\cdot\text{m}$ 。在轴力 - 弯矩曲线中以轴力值为界限, 截取 M_x-M_y 平面, 得到结构柱抗弯能力曲线, 如图 20 所示。KZ-A 与 KZ-B 结构柱在悬挑架体总荷载作用下, 两方向弯矩需求值被能力曲线包络, 满足要求。

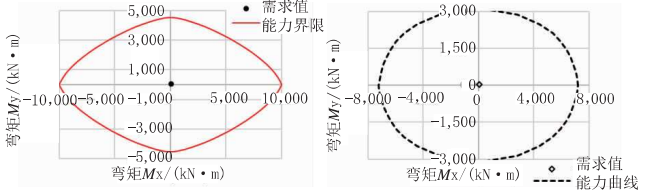


图 20 KZ-A 与 KZ-B 柱的抗弯能力 - 需求曲线

(2)结构梁抗弯能力验算

梁受弯状态考虑最不利加载方式, 即沿矩形截面对角线方向, 由外向内逐步增压, XTRACT 分析得梁弯矩 - 曲率曲线。L-A 跨中最大弯矩为 $M_{xz\max}=(M_x^2+M_z^2)^{0.5}=(105^2+2.69^2)^{0.5}=105\text{ kN}\cdot\text{m}$ 。同理, L-B 跨中 $M_{yz\max}=111.6\text{ kN}\cdot\text{m}$ 。分别对 L-A 和 L-B 弯矩 - 曲率能力曲线作双折线拟合, 以梁跨中最大叠合弯矩为结构承载需求, 将曲线绘制在同一坐标系内, 如图 21 所示。L-A 与 L-B 结构梁在悬挑架体总荷载作用下, 变形曲率均未达到结构屈服曲率, 即结构处于未开裂弹性状态, 满足要求。

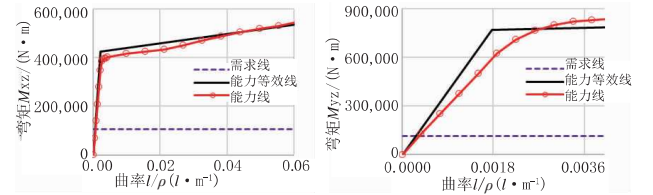


图 21 L-A 与 L-B 梁的弯矩 - 曲率对比曲线

(3)结构局部破坏验算

简化模型计算中, 混凝土最大剪应力为 $\tau_{j\max}=0.26\text{ N/mm}^2\leq [\tau]=3.2\text{ N/mm}^2$, 满足要求。细化模型中螺栓端部对混凝土最大挤压应力为 $\tau_{x\max}=(5.7/17.6)=0.32\text{ N/mm}^2\leq [\tau]=3.2\text{ N/mm}^2$, 满足要求。

5 结 语

(1)全面考虑各类荷载作用下,通过简化和细化模型的有限元计算,充分证明拟定悬挑方案符合力学承载要求。

(2)分析数值计算结果,架体局部最大悬挑跨度达到 1.75 m,超过规范要求。但各杆系与型钢承载力仅发挥约 30%。除螺栓、耳板和焊缝达到 70%左右利用率,其他局部材料特性未能充分利用。

(3)已建成结构的截面分析中,悬挑架体对结构影响较小,结构总体处于弹性阶段,无裂缝发展迹象。在施工中,建议着重考虑压环和螺栓接口的局部破坏,适当增加锚固材料强度和锚固深度。

(4)悬挑架体设计时,若增大架体杆件连接材料强度,可适当增大钢管布置间距,减少材料使用,提

高钢管和扣件周转率,降低施工成本。

参考文献:

- [1] 张伟,李超,常晨曦,等.高层建筑梁侧悬挑脚手架施工技术[J].施工技术,2020,49(6):61-63,108.
- [2] 方光秀,吴海花,金龙植,等.悬挑型脚手架钢梁和斜拉钢丝绳组合作用分析与应用[J].施工技术,2012,41(378):83-86,85-86,113.
- [3] 傅宇,宇宏.悬挑脚手架型钢挑梁极限应力测试及 ANSYS 分析比较研究[J].施工技术,2016,45:732-735.
- [4] 陈顺霖,陈信堂,陈东.大跨度悬挑梁脚手架支撑体系有限元分析[J].峰学院学报(自然科学版),2019,35(5):96-98.
- [5] 梅德磊.双轴受力状态下的桥墩抗震安全性能研究[D].上海:上海应用技术大学,2019.
- [6] 梅德磊,杜浩然,张铁志,等.桥面板防倾覆模拟分析及预警系统设计[J].北方交通,2014(8):22-25,28.
- [7] GB 50009—2012,建筑结构荷载规范[S].
- [8] GB 50010—2010,混凝土结构设计规范[S].

~~~~~  
(上接第 329 页)

## 4 结 语

为了实现对地下空间的有序开发和持续利用,必须注重地下空间的开发和运营管理环节。通过借鉴国内外先进的城市地下空间开发建设模式,根据大城北示范区地下空间项目的实际特点,建议在政府调控下遵循“分合有度、标准统一、责权对等、高效有序”的原则,根据实际开发情况灵活运用市场化运营模式、委托运营模式、自持运营模式。大城北示范区地下空间由运河集团进行统筹规划管理,结合项目自身特点和规划方案,分区域、分功能、分模式进行管理,在不同的功能区域内引进适宜的行业、经营者和主力租户,并由运河集团统一负责制定和执行各建筑物的使用规范和标准,统一负责建筑物使用

标准的执行监管工作,负责地下空间项目的整体日常经营、管理和维护工作。但管理需求个性化的区域和内容分别由各业主自行委托运营管理,从而最大限度地实现区域整体管理运营的高效和高品质诉求。

### 参考文献:

- [1] 张季超,庞永师.城市地下空间开发建设的管理机制及运营保障制度研究[M].北京:科学出版社,2012.
- [2] 彭芳乐,乔永康,李佳川.上海虹桥商务区地下空间规划与建筑设计思考[J].时代建筑,2019(5):34-37.
- [3] 王冬,吴斌杰,徐峥,等.地下空间规划在上海徐汇滨江重点地区的实践研究[J].城市勘测,2018(S1):136-140.
- [4] 郭翔,余廉,张艾荣.我国城市地下空间运营管理问题的分析与探讨[J].城市轨道交通研究,2009(5):6-9.
- [5] 杭州市人民政府.杭州市地下空间开发利用管理办法 [Z].杭州:杭州市人民政府,2017