

住宅小区二期项目

高大模板专项施工方案

编制人：_____

建筑一生有限公司

202X年11月11日

目 录

第一节 编制依据.....	2
第二节 工程概况.....	2
一、工程简介.....	3
二、高支模工程概况.....	3
第三节 高支模需专家评审部分.....	4
第四节 方案选择.....	5
第五节 高支模结构与构造要求.....	5
第六节 材料质量控制.....	7
第七节 高支模板体系的施工搭设（安装）.....	8
一、高支模构件技术参数.....	8
二、模板安装要求.....	9
三、模板安装工艺流程.....	10
四、模板安装施工方法.....	11
第八节 砼浇筑注意事项.....	18
第九节 高大模板及支架体系的拆除.....	18
第十节 安全施工技术措施.....	20
第十一节 预防坍塌事故的安全技术措施.....	22
第十二节 预防高空坠落事故安全技术措施.....	23
第十三节 监测措施.....	24
第十四节 应急预案.....	25
一、应急目标.....	25
二、应急准备.....	25
三、应急响应.....	27
第十五节、劳动力计划.....	31
一、专职安全生产管理人员.....	31

二、特种作业人员.....	31
第十六节、雨季施工措施.....	31
第十七节、计算书及相关图纸.....	32

高大模板专项施工方案

第一节 编制依据

- 《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016
- 《建筑施工模板安全技术规范》JGJ 162-2008
- 《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ130-2011
- 《建筑施工扣件式钢管模板支架技术规程》(DB33/1035-2006)
- 《木结构设计规范》GB 50005-2003
- 《建筑结构荷载规范》GB50009-2012
- 《混凝土结构设计规范》GB50010-2010
- 《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204-2015
- 《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205-2001
- 《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300-2013
- 《施工现场临时用电安全技术规范》JGJ 46-2005
- 《建筑施工安全检查标准》JGJ59-2011
- 《建筑施工高处作业安全技术规范》JGJ80-2016
- 《直缝电焊钢管》GB/T13793
- 《低压流体输送甲焊接钢管》GB/T3092
- 《碳素结构钢》GB/T700
- 《钢管脚手架扣件》GB/5831-2006
- 《钢结构设计规范》GB 50017-2003
- 危险性较大的分部分项工程安全管理办法[建质[2009]87号文]
- 建设工程高大模板支撑系统施工安全监督管理导则（建质[2009]254号文）
- 建设工程高大模板支撑系统施工安全监督管理导则(建质[2009]254号文)
- 本工程施工图纸和施工组织设计
- 本工程施工图纸和施工组织设计

第二节 工程概况

一、工程简介

本工程为XX，建筑面积XXX,XX层，XX结构，工程地点为XXX。

建设单位：

施工单位：

设计单位：

监理单位：

勘察单位：

二、高支模工程概况

本工程中:2#商务办公楼，地基承载力180KPa，垫层混凝土C15，负一层层高3.2米，一层层高3.7米，无负一层楼板，模板搭设高度6.9米；板厚100mm，一层顶板梁截面尺寸：250x400、250x550、300x550、300x600、300x650，最大轴间距离9000mm

34#楼：四层1-A轴~1-C轴/1-1轴~34-40轴顶板梁截面尺寸500x1000、500x1200、500x1300、600x1300、600x1350、700x1350、700x1400、800x1400、800x1450，板厚120mm、180mm，层高4.31米。

办公楼：A-B轴/1-7轴负一层顶无板，负一层层高5.5米，一层层高5.15米，模板搭设高度10.65米，一层顶板厚度120mm，梁截面尺寸：主要有：300x400、350x400、350x700、地基承载力360KPa。

地下车库：34#楼：车库层顶板梁截面尺寸：500x1000，层高：4.2米。

2#商业楼：车库顶板梁截面尺寸：400x1400、450x1050、450x1650、500x1050、500x1650，层高3.55米。

地下车库层高3.6~5.05米,车库顶板板厚250mm、200mm、180mm；柱帽尺寸：2400x2400x950mm，混凝土强度为：C35

按照某某市房屋建筑工地安全生产精细化管理标准规定，层高超过 6.5m，跨度超过 15m，施工总荷载大于 12kN/m²，施工集中线荷载大于 15kN/m，该部位模板支撑属于危险性较大的分部分项工程，施工时应编制安全专项施工方案并经专家论证，合格后方可组织施工。

第三节 高支模需专家评审部分

序号	单位工程名称	断面尺寸 (mm)	部位	跨度 (m)	计算内容	
1	2#商务办公	250x400	B-C 轴/2 轴西	4.6	立杆间距 850*800 支撑高度 6.5 米	不计算
2		250x550	1-11 轴/B 轴南	8.4	立杆间距 850*800 支撑高度 6.35 米	不计算
3		300x550	2 轴/A-B 轴	4.9	立杆间距 900*800 支撑高度 6.35 米	不计算
4		300x600	B 轴/3-4 轴	8.4	立杆间距 900*800 支撑高度 6.3 米	不计算
5		300x650	A 轴/1-2 轴	9.0	立杆间距 900*800 支撑高度 6.25 米	计算
6		100mm 板	全部		立杆间距 800*800 支撑高度 6.8 米	计算
7	34#楼 四层 1-A 轴~ 1-C 轴 /1-1 轴~34- 40 轴	500x1000	1-B 轴/34-6 轴西	2.7	立杆间距 1100*400 支撑高度 3.31 米	计算
8		500x1200	1-9 轴/1-C 轴-34-H 轴	4.8	立杆间距 1100*400 支撑高度 3.21 米	不计算
9		500x1300	1-4 轴-1-5 轴/1-C 轴南	7.2	立杆间距 1100*400 支撑高度 3.11 米	不计算
10		600x1300	1-4 轴-1-5 轴/1-A 轴	7.2	立杆间距 1200*400 支撑高度 3.11 米	不计算
12		600x1350	1-B 轴-1-C 轴/1-2 轴东	7.3	立杆间距 1200*400 支撑高度 2.96 米	不计算
13		700x1350	1-7 轴东//1-A 轴-1-B 轴	5.9	立杆间距 1300*400 支撑高度 2.96 米	不计算
14		700x1400	1-Z 轴/1-2 轴-1-3 轴	8.0	立杆间距 1300*400 支撑高度 2.91 米	计算
15		800x1400	1-4 轴/1-B 轴-1-C 轴	7.3	立杆间距 1400*400 支撑高度 2.91 米	不计算
16		800x1450	1-2 轴/1-A 轴-1-B 轴	5.9	立杆间距 1400*400 支撑高度 2.86 米	计算
17		180mm 板	全部		立杆间距 800*800 支撑高度 4.13 米	计算
18	办公楼 A-B 轴 /1-7 轴	300x400	A-B 轴/1-2 轴中间	4.85	立杆间距 900*400 支撑高度 10.25 米	不计算
19		350x400	A-B 轴/2 轴	4.85	立杆间距 950*400 支撑高度 10.25 米	不计算
20		350x700	A 轴/1-2 轴	8.6	立杆间距 950*400 支撑高度 9.95 米	计算
21		120mm 板	全部		立杆间距 800*800 支撑高度 10.53 米	计算
22	地下 车库	500x1000	34#楼 1-3 轴/1-D 轴-1-E 轴	9.1	立杆间距 1100*400 支撑高度 3.2 米	不计算
23		500x1050	2#商业 4 轴/F-G 轴	7.0	立杆间距 1100*400 支撑高度 3.15 米	计算
24		400x1400	2#商业 B/1-3 轴	8.0	立杆间距 1000*400 支撑高度 2.8 米	计算
25		450x1050	2#商业 4 轴/C-D 轴	4.8	立杆间距 1050*400 支撑高度 3.15 米	不计算
26		450x1650	2#商业 4 轴/L-M 轴	5.05	立杆间距 1050*400 支撑高度 2.55 米	不计算
27		500x1650	2#商业 4 轴/H-J 轴	7.0	立杆间距 1100*400 支撑高度 2.55 米	计算
28		250mm 板	全部		立杆间距 800*800 支撑高度 4.8 米	计算
29		2400x2400 x950 柱帽	全部		立杆间距 400*400 支撑高度 4.1 米	计算

第四节 方案选择

为确保质量和安全，并满足工期要求，在选择方案时，应充分考虑以下几点：

- 1、模板及其支架的结构设计，必须做到结构安全可靠，并且经济合理。
- 2、选用材料时，力求做到常见通用、可周转利用，便于保养维修。
- 3、结构选型时，力求做到受力明确，构造措施到位，搭拆方便，便于检查验收。

4、同时，模板及模板支架的搭设，还必须符合 JGJ59-2011 检查标准要求，符合文明标化工地的有关标准。

综合以上模板及模板支架设计原则，同时结合本工程的实际情况，考虑以往的施工经验，决定采用胶合板模板及扣件式钢管支架方案。

第五节 高支模结构与构造要求

1、结构设计

1) 主要材料采用 $\Phi 48.3 \times 3.6$ 钢管、12mm 胶合面板、50×80mm 木楞、M14 对拉螺栓、可锻铸造扣件等。

2) 选取**高大模板区域**2#商务办公楼，模板搭设高度6.9米；板厚100mm，300x650梁，高度6.9米作为理论计算依据；34#楼：四层1-A轴~1-C轴/1-1轴~34-40轴500x1000、700x1400、800x1450梁，板厚180mm，高度4.31米作为理论计算依据；办公楼：A-B轴/1-7轴，模板搭设高度10.65米，板厚120mm，350x700梁，高度1065米作为理论计算依据；；地下车库：梁取400x1400、500x1050、500x1650，层高选择最不利情况，高度4.2米作为理论计算依据；车库板取250mm，柱帽尺寸：2400x2400x950mm，层高选择最不利情况，高度5.05米作为理论计算依据；其余梁板按各区域“就近取大”的原则搭设。

3) 梁、板模板与支架结构的详细参数见计算书和本高大模板施工图。

4) 立柱下垫板采用 **50mm×250mm×4000mm** 木垫板。

5) **竖向剪刀撑**和**水平剪刀撑**的构造设置:

①**竖向剪刀撑**: 在高支模区域**外侧四周**的支架立面沿整个长度和高度内, 由下至上满设竖向连续式剪刀撑, 高支模区域**内部沿横向**由下至上的竖向连续式剪刀撑。

②**水平剪刀撑**: 除在高支模支架顶部大梁下及扫地杆部位各设置一道水平剪刀撑, 还在二道水平剪刀撑中间增加一道水平剪刀撑。

③**顶部水平加强层的设置**: 在**最顶步距**两水平拉杆中间增加一道水平拉杆; 该区域梁、板下立杆应**与周边楼层梁、板下立杆同步搭设**, 支架的**纵横向水平拉杆与周边支架的纵横向水平拉杆尽量拉通** (无法拉通的至少应伸进支架的3个纵、横距进行搭接); 模板支架与周边柱的固结**按每2步距**用短钢管及扣件连接抱牢。

7) 模板支架在搭设及拆除过程中要符合工程施工进度要求。操作人员需取得**特殊作业人员资格上岗证**。

8) 技术要求: 水扫地杆距地面不大于 **20 厘米**。扫天杆距立杆顶部不大于 **30 厘米**。中间杆: 最底一步步距不得大于 **1.5 米**, 中间步距根据层高均分, 但不得大于 **1.2 米**, 按方案设计要求设计。

注意: 水平杆纵横向必须满设, 一个节点三根杆。

9) 板下立杆的间距不得大于计算间距, 高支模处所有梁梁底下必须设立杆, 设计有的按设计搭设立杆, 设计无要求的必须搭设一根立杆。

10) 垂直剪刀撑设置: 架体四周必须连续设置, 架体中间沿纵横向间距 **5-7 米**连续设置。水平剪刀撑设置: 在扫天杆和扫地杆及中间部位连续设置, 且上下间距不大于 **4 米**。

11) 拉结点: 水平方向要根据柱墙就近拉结, 间距不宜大于 **6 米**。垂直方向间距不大于 **3 米**。

12) 必须先浇筑柱墙,待砼具备足够强度后再浇筑梁板。严禁从一个方向

向另一个方向柱、梁、板同时浇筑。

13) 当立杆间距需均分时, 间距不能大于方案搭设要求。

14) 本工程模板支架必须在混凝土浇筑达到**100%**强度后方可拆除。

2、模板及支架搭设的构造要求:

1) 立柱和水平杆接长必须采用对接扣件连接, 严禁搭接。相邻两立柱接头不得在同步内, 且对接接头沿竖向错开的距离不宜小于 500mm, 各接头中心距主节点不宜大于步距的 1/3; 剪刀撑杆件的接长应采用搭接, 搭接长度不得小于 500mm, 并应采用 2 个旋转扣件分别在离杆端不小于 100mm 处进行固定。

2) 在立柱底距地面 200mm 高处, 沿纵横水平方向应按纵下横上的程序设扫地杆。高支架立柱之间必须在每一步距处纵、横两个方向各设一道水平拉杆 (不得有单方向不按步距设置水平杆的现象), 有条件时, 所有水平拉杆的端部均应与四周建筑物顶紧顶牢。无处可顶时, 应于水平拉杆端部和中部沿竖向设置连续式剪刀撑。遇钢筋砼柱处, **纵、横向水平杆处应用短钢管与四周及内部钢筋混凝土柱抱牢 (每 2 步距抱一道)。**

3) 高支模支架水平杆应与四周普通支架水平杆连接, 增强其稳定性。

4) 竖向剪刀撑杆件的底端应与地面顶紧, 与地面夹角宜为 $45^{\circ} \sim 60^{\circ}$; 所有剪刀撑杆件均应在主节点处与立柱或水平拉杆扣牢。

5)、严禁将上段的钢管立杆与下段钢管立杆错开固定于水平杆上。

第六节 材料质量控制

梁板模板面板采用 12mm/15mm 厚胶合板; 采用 50mm×80mm 方木(无曲双面刨光顺直的硬质木方), 长(2m~4m); 支撑体系中的立杆、水平纵横拉杆、扫地杆、剪刀撑均选用 $\Phi 48.3 \times 3.6$ mm 钢管; 对拉螺栓: 采用 $\Phi 14$ 高强螺杆。

钢管和扣件应有质量合格证、质量检查报告。

木材, 不得有腐朽、霉变、虫蛀、折裂、枯节等质量缺陷; 主要承重构件

应使用针叶材，含水率不大于 20%。

机具准备：

主要机具设备：塔吊、斧子、成套木工机械、圆盘锯、手提锯、刨子、扳手、

打眼电钻、线坠、靠尺板、方尺、铁水平、撬棍、锤子、圆盘锯、手

第七节 高支模板体系的施工搭设（安装）

一、高支模构件技术参数

序号	单位工程名称	断面尺寸 (mm)	跨度 (m)	支架搭设 高度 (m)	梁底立 杆根数 (根)	立杆的纵距 (跨度方向 (m)	梁两侧立杆 间距 (m)	立杆步距 (m)	
								第一步	中间
1	2#商务 办公	250x400	4.6	6.5	1	800	850	≤1.5	≤1.2
2		250x550	8.4	6.35	1	800	850	≤1.5	≤1.2
3		300x550	4.9	6.35	1	800	900	≤1.5	≤1.2
4		300x600	8.4	6.3	1	800	900	≤1.5	≤1.2
5		300x650	9.0	6.25	1	800	900	≤1.5	≤1.2
6		100mm 板		6.8		800		≤1.5	≤1.2
7	34#楼 四层 1- A 轴~ 1-C 轴 /1-1 轴~34- 40 轴	500x1000	2.7	3.31	1	400	1100	≤1.5	≤1.2
8		500x1200	4.8	3.21	2	400	1100	≤1.5	≤1.2
9		500x1300	7.2	3.11	2	400	1100	≤1.5	≤1.2
10		600x1300	7.2	3.11	2	400	1200	≤1.5	≤1.2
12		600x1350	7.3	2.96	2	400	1200	≤1.5	≤1.2
13		700x1350	5.9	2.96	2	400	1300	≤1.5	≤1.2
14		700x1400	8.0	2.91	2	400	1300	≤1.5	≤1.2
15		800x1400	7.3	2.91	3	400	1400	≤1.5	≤1.2
16		800x1450	5.9	2.86	3	400	1400	≤1.5	≤1.2
17		180mm 板		4.13		800		≤1.5	≤1.2
18	办公楼 A-B 轴 /1-7 轴	300x400	4.85	10.25	1	400	900	≤1.5	≤1.2
19		350x400	4.85	10.25	1	400	950	≤1.5	≤1.2
20		350x700	8.6	9.95	1	400	950	≤1.5	≤1.2
21		120mm 板		10.53		800		≤1.5	≤1.2
22	地下 车库	500x1000	9.1	3.2	1	400	1100	≤1.5	≤1.2
23		500x1050	7.0	3.15	1	400	1100	≤1.5	≤1.2
24		400x1400	8.0	2.8	2	400	1000	≤1.5	≤1.2
25		450x1050	4.8	3.15	2	400	1050	≤1.5	≤1.2
26		450x1650	5.05	2.55	2	400	1050	≤1.5	≤1.2
27		500x1650	7.0	2.55	2	400	1100	≤1.5	≤1.2
28		250mm 板		4.8		800		≤1.5	≤1.2
29		2400x2400		4.1		400		≤1.5	≤1.2

		x950 柱帽							
--	--	---------	--	--	--	--	--	--	--

面板厚度 12mm， 内龙骨及梁顶托采用双钢管 $\phi 48 \times 3.5\text{mm}$ 。

注意：

1. 为了保证模板支撑的安全，板下立杆间距不得大于设计要求，梁底下必须设立杆：设计有立杆的必须按设计根数架设，设计无要求的必须架设一根立杆。高大模板支撑区域当立杆间距需均分时，间距不能大于方案搭设要求。

二、模板安装要求

1、模板安装一般要求：

(1) 模板支撑严格按照方案中的立杆间距施工，施工中应根据最左边和上边的轴线作为控制线，分别自左向右、自上向下量取搭设尺寸。

(2) 模板安装后应具有足够的强度、刚度和稳定性，能可靠地承受浇捣的砼重量、侧压力及施工过程中所产生的荷载。

(3) 模板表面清理干净，涂水性脱模剂，不得有流坠。质量不合格模板或模板变形未修复的，严禁使用。模板接缝应严密，以防漏浆。在模板吊帮上不得蹬踩，应保护模板的牢固和严密。

(4) 模板构造应简单、装拆方便，并满足钢筋的绑扎、安装及砼的浇筑、养护等工艺要求。

2、模板安装质量控制措施：

(1) 及时组织模板安装安全技术交底。

(2) 在模板支设标高处通拉小白线，控制模板的支设标高。

(3) 模板的立杆横纵向间距应按模板支撑设计计算进行布置，严禁随意

增大立杆间距。

(4) 扣件式钢管支架的扣件应拧紧，并用扭力扳手抽查扣件螺栓的扭力矩。

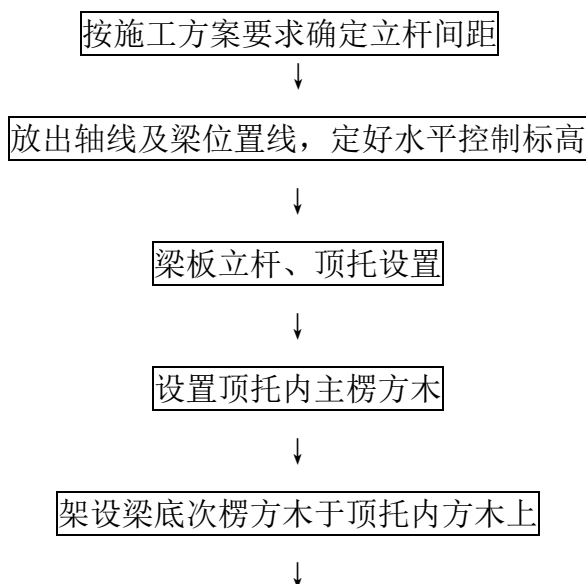
(5) 浇筑砼前必须检查支撑是否可靠，扣件是否松动。浇筑砼时必须由模板支撑搭设班组专人看模，每工作班护模木工不得少于 2 人，随时检查支撑是否变形、松动、并组织及时修复。

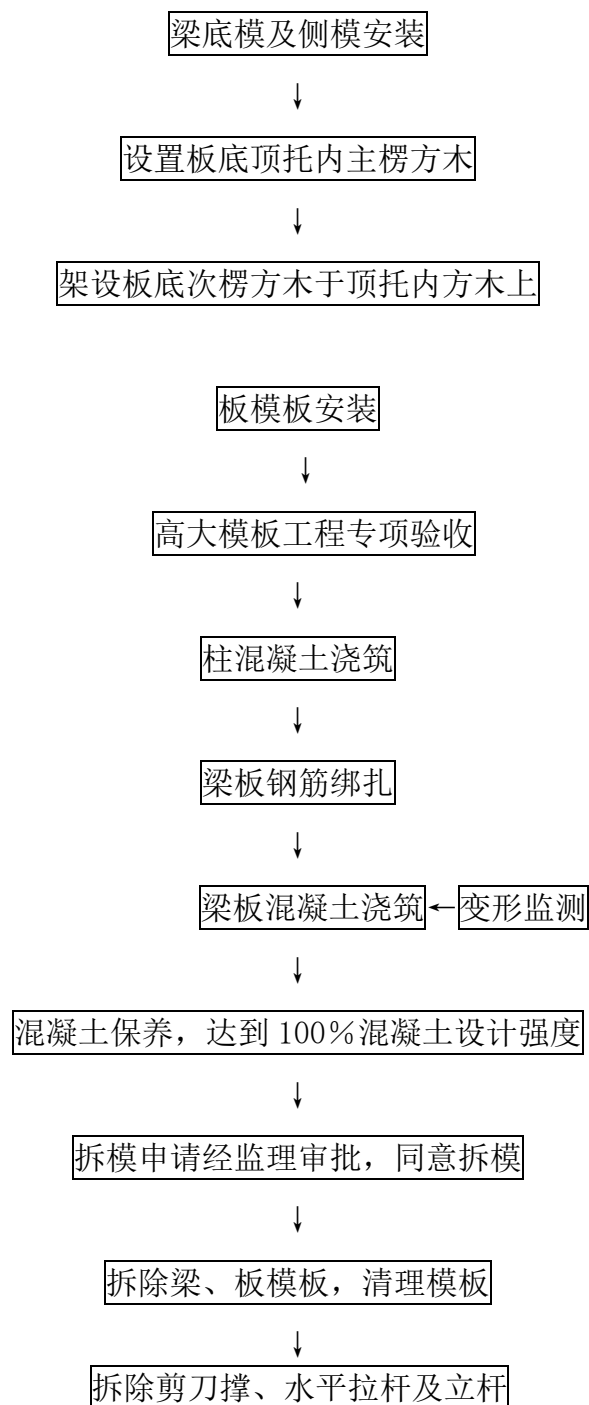
(6) 对跨度大于 4m 的现浇钢筋混凝土梁、板，其模板应按设计要求起拱；当设计无具体要求时，起拱高度按全跨长度的 1/1000—3/1000 控制。

三、模板安装工艺流程

1、支撑系统安装顺序：垫板、底座布置→放纵横水平扫地杆→自角部起依次向两边竖立杆，底端与水平扫地杆扣接固定，固定底层杆前应校核立杆的垂直度，每个方向装设立杆后，随即装设第一步水平拉杆与立杆扣接固定，校核立杆和水平拉杆符合要求后，拧紧扣件螺栓→按上述要求依次延伸搭设直至第一步架完成，再全面检查一遍支架质量，确保支架质量要求后再进行第二步水平拉杆安装…随后按搭设进程及时装设剪刀撑。

2、模板安装工艺流程：





四、模板安装施工方法

1、模板支撑系统的选型：

模板支撑系统采用扣件式钢管支撑架，板、梁模板支撑体系采用 48.3×

3.6 钢管传递竖向施工荷载支撑方式。

2、立杆基础：

立杆基础筏板和防水底板顶部，下部垫板采用 $50\text{mm} \times 250\text{mm} \times 4000\text{mm}$ 木垫板。

3、梁模板安装：

a) 梁模板安装前要在两端柱上弹出标高线，按设计标高高度标好支架顶标高线，调整好支架标高，要通线检查，在安装梁底模板时，要按设计要求起拱，设计如没有具体明确，应按规范规定起拱。

b) 本高大模板区域的梁高度小于 700mm ，可先安装梁侧模板再安装钢筋，梁高度大于 700mm ，可先安装钢筋再安装梁侧模板。

c) 梁侧模板安装要通线找直，按设计要求加穿对拉螺栓，以保证梁截面尺寸的正确，梁上口模板要设支撑卡，安装完毕后要校正梁中线、标高、截面尺寸、清除模板内杂物，检查合格后办理预检。

4、板模板安装：

a) 一般从跨一侧开始安装，先安装支架和木楞，要按照标高通线找平，并固定支架，然后依次安装模板。

b) 支架顶木楞通线调平后，再铺放板模板，板模板拼缝要严密，接缝处要平整。

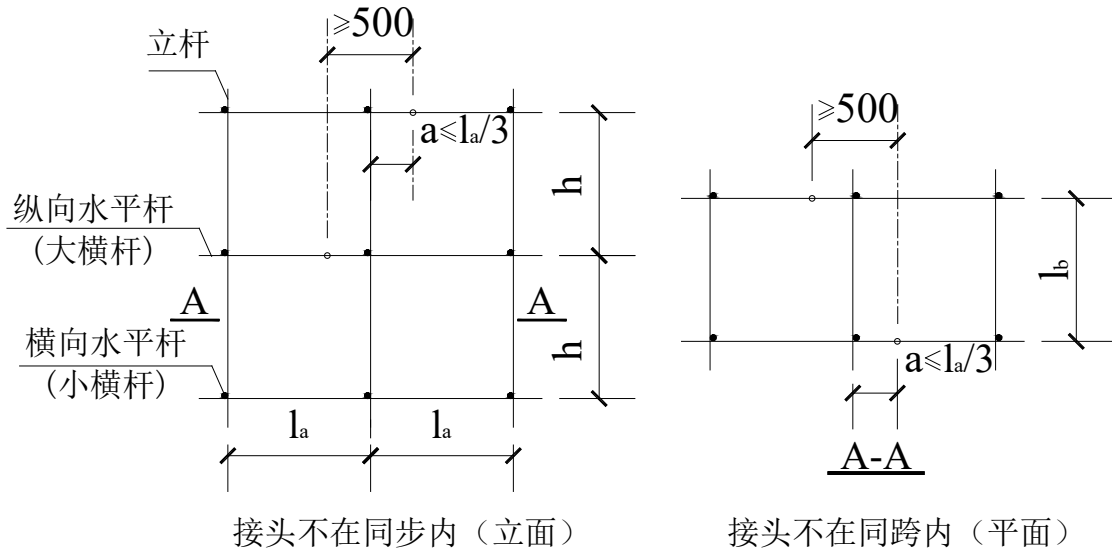
c) 安装完毕后，将板面清扫干净。

d) 所有木楞的布置间距须按设计的要求（详见计算书），施工操作中不得随意更改。

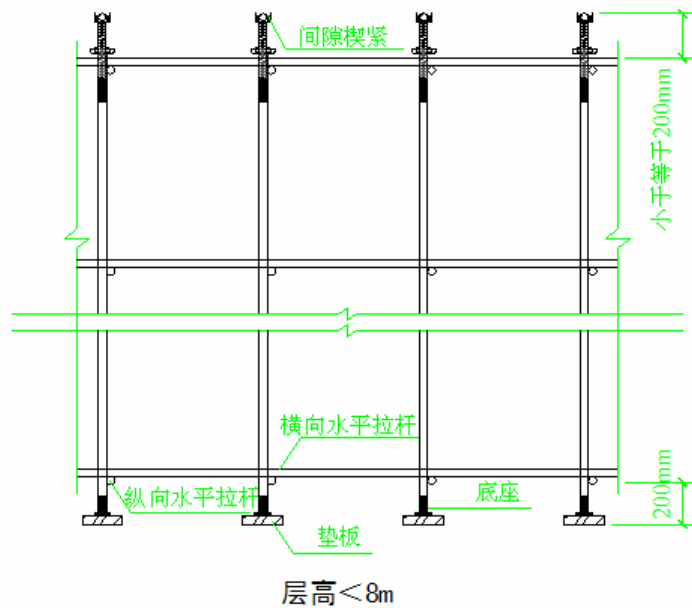
5、水平拉杆设置：

板、梁模板支撑架纵横向水平拉杆从下至上按 1.2m 平均分配步距，梁底部的立杆顶端应沿纵横向设置一道水平拉杆。层高大于 6.5m 部分，即在最顶步距两水平拉杆中间应加设一道纵横向水平拉杆。

水平杆件接长应采用对接扣件连接。水平对接接头位置要求如下图：



当层高小于8m时，水平拉杆如下图所示示意：



6、剪刀撑等杆件设置要求：

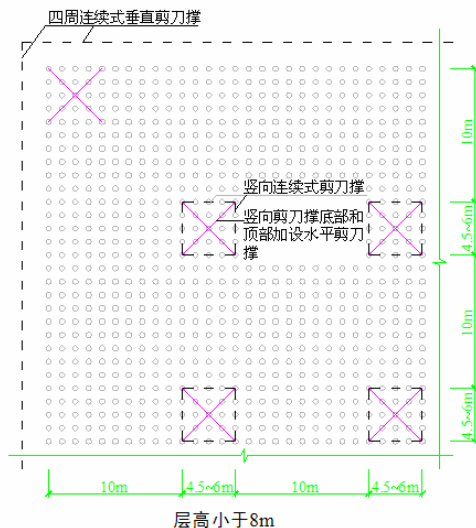
(1) 满堂模板支架立杆，在外侧周圈应设由下至上的竖向连续式剪刀撑；中间在纵横向应每隔 10m 左右设由下至上的“格构柱式”竖向连续剪刀撑，其宽度设置为 4~6m，现场每道剪刀撑按 4 跨立杆间距设置。

(2) 水平剪刀撑及之字斜撑：

板、梁模板支撑架在剪刀撑部位的顶部、中间、扫地杆处各设置 1 道水平剪刀撑（共 3 道水平剪刀撑）；并在纵横向相邻的两竖向连续式剪刀撑之间增加 2 组之字斜撑。

(4) 剪刀撑杆件的底端应与地面顶紧，剪刀撑与水平方向的夹角宜在 45° - 60° ，现场控制在 50° 。

(5) 剪刀撑应采用搭接的，搭接长度不得小于 1000mm，用 3 个旋转扣件分别在离杆端不小于 100mm 处进行固定，主要固定在与之相交的水平拉杆或立杆上。剪刀撑斜杆与立杆或水平杆的每个相交处应采用旋转扣件固定。

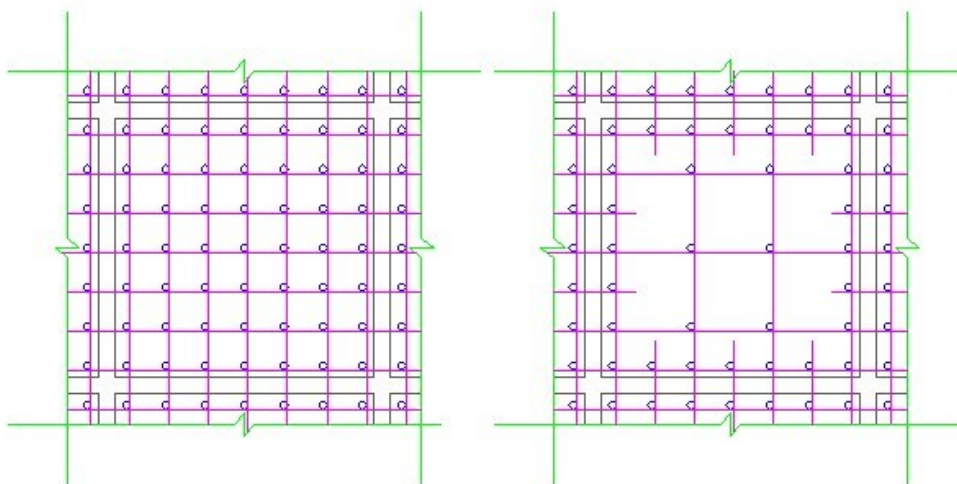


7、其它杆件设置要求:

(1) 立杆接长严禁搭接，且严禁将上段的钢管立柱与下段钢管立柱错开固定在水平拉杆上。必须采用对接扣件连接，相邻两立杆的对接接头不得在同步内，且对接接头沿竖向错开的距离不宜小于 500mm，各接头中心距最近主节点不宜大于步距的 1/3。

(2) 立杆垂直度偏差应不大于 $1/500H$ (H 为架体总高度)，且最大偏差应不大于 $\pm 50\text{mm}$ 。

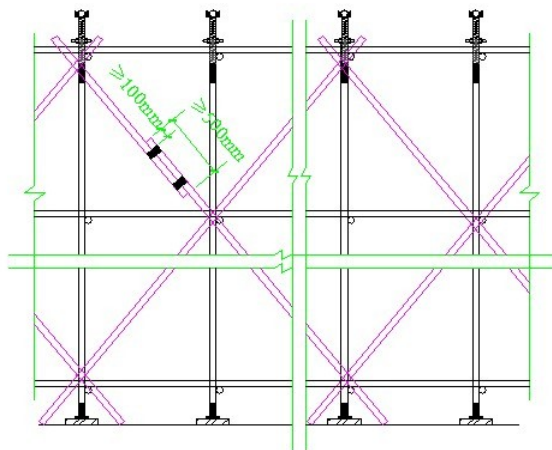
梁和板的立柱，其纵横向间距应相等或成倍数。示意图如下



(3) 在立柱底距地面 200mm 高处，沿纵横向水平方向应按纵下横上的程序设扫地杆。可调支托底部的立柱顶端应沿纵横向设置一道水平拉杆。扫地杆与顶部水平拉杆之间的距离，在满足模板设计所确定的水平拉杆步距要求条件下，进行平均分配确定步距后，在每一步距处纵横向各设一道水平拉杆。

(4) 所有水平拉杆的端部均应与四周建筑物顶紧顶牢。无处可顶时，应在水平拉杆端部和中部沿竖向设置连续式剪刀撑。

(5) 钢管立柱的扫地杆、水平拉杆、剪刀撑应采用 $\text{Ø}48 \times 3.5\text{mm}$ 钢管，用扣件与钢管立柱扣牢。钢管扫地杆、水平拉杆应采用对接，剪刀撑应采用搭接，搭接长度不得小于 500mm，并应采用 2 个旋转扣件分别在离杆端不小于 100mm 处进行固定。



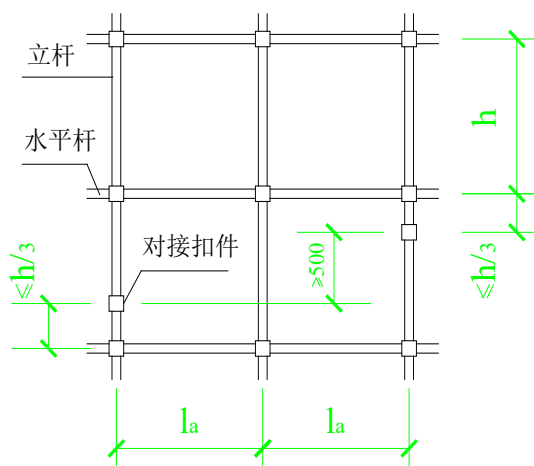
(6) 支架搭设按本模板设计，不得随意更改；要更改必须得到相关负责人的认可。

(7) 立柱及其他杆件

(1) 扣件式

1) 立柱平面布置图（详见附图）；

2) 搭接要求：本工程所有部位立柱接长全部采用对接扣件连接，严禁搭接，接头位置要求如下：



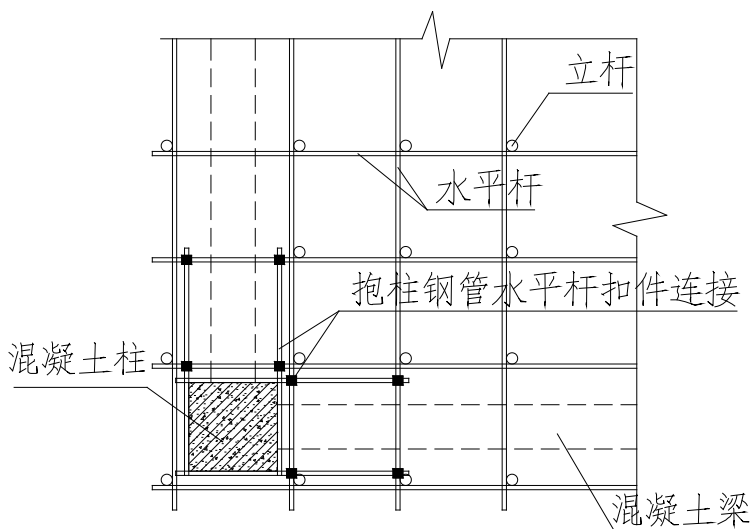
3) 严禁将上段的钢管立柱与下端钢管立柱错开固定在水平拉杆上。

(8) 扫地杆、水平拉杆应采用对接，对接扣件应交错布置，两根相邻杆件的接头不应设置在同跨内，不同跨的两个相邻接头在水平方向错开的距离不

宜小于 500mm，各接头中心距最近主节点不宜大于跨距的 1/3。

(9) 立杆与水平拉杆要用直角扣件扣紧，不能隔步设置或遗漏。扣件的拧紧扭力矩应控制在 45~60N·m 之间。

(10) 为保证整个模板支撑系统的稳定性，模板支架中间有结构柱的部位，按竖向间距 3m（不能于 3m）与建筑结构柱设置一个钢管抱柱固结点。



模板支撑体系与柱固结点示意图

8、强调超高模板支撑架搭设注意事项：

(1) 模板支撑架的水平拉杆步距应严格控制在不大于 1.2m，且每一步距处及梁底部的钢管顶端应纵横向各设一道水平拉杆（即在每步、每跨均应双向设置水平拉杆）。

(2) 模板支撑架必须严格按照规范要求设置固结点，应在有结构柱的部位，按竖向间距 2 步架高与建筑结构柱设置一个钢管抱柱的固结点。

(3) 模板支撑架搭设前应按规定由施工员做好对作业班组的安全技术交底。

整个模板体系安装完成后，应按照《混凝土结构工程施工质量验收规范》

GB 50204-2015、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008 和《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ130-2011 进行全面细致检查，符合要求并办理验收手续后，方可进入下道工序。

第八节 砼浇筑注意事项

1、砼振捣除楼板采用平板式振动器外，其余结构均采用插入式振动器，每一振点的振捣延续时间，应使表面呈现浮浆为止。

2、梁板砼浇筑平板应从跨中开始向两端对称分层浇筑。

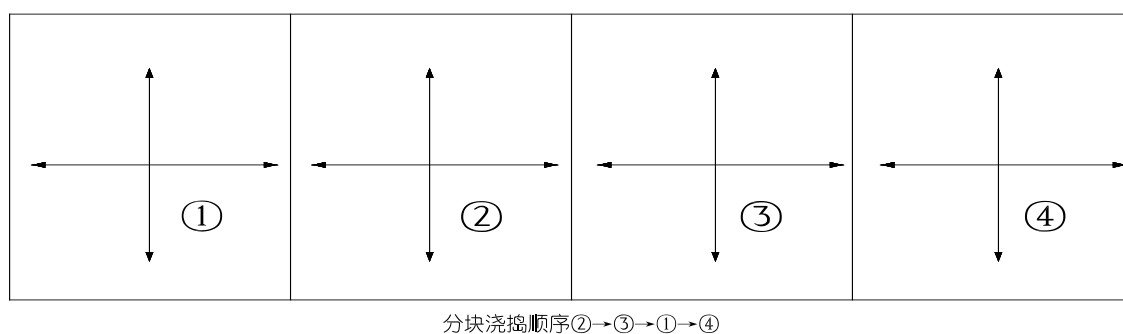
3、本工程应先浇筑柱，待达到一定强度后，再浇筑梁、板。

4、砼浇注过程中，严禁集中超负荷堆放机械设备及其他材料，防止物体坠落及支撑体系局部坍塌。

5、倾倒砼时，应尽量控制对楼板所造成的冲击，应避免砼在出料口堆积过高（<100mm），并且安排人员用工具将堆积的砼迅速向四周摊开。

6、浇筑过程中，派人观察支架和支承情况，发现下沉、松动和变形等情况要暂停施工，人员及时撤离，视情况处理后恢复施工。

混凝土浇筑采用从中间向两侧对称扩展浇筑，其浇筑路线图如图所示。



混凝土浇捣路线图

第九节 高大模板及支架体系的拆除

1、拆除的批准程序：

高支模拆除前，必须向监理单位提交申请拆模报告，监理单位签字同意后，方可拆模。

2、钢管架高支模拆除：

- 1) 支撑系统的水平纵横杆、剪力撑等不得随意拆除。
- 2) 拆除支撑及模板前，应将该层砼试件送试验检测，当试块达到规定的强度符合下表要求后，并呈报监理公司，经监理工程师同意办理书面手续并确认不再需要时，方可拆除。

砼拆模强度要求一览表

结构类型	结构跨度	设计强度标准值百分率(%)
梁、拱、壳	≤8m	≥75
	>8m	100
板	≤2m	≥50
	>2m、≤8m	≥75
	>8m	100
悬臂结构	—	100

注：“设计砼强度标准值”是指与设计强度等级相应的砼立方体抗压强度标准值。

- 3) 高支模拆除前，外脚手架与建筑物边设安全平网，预防物体高处坠落事故发生。
- 4) 侧模拆除时的砼应能保证其表面及棱角不受损伤。
- 5) 拆除时逐块拆卸，不得成片松动、撬落或拉倒。
- 6) 严禁站在悬臂结构上面敲拆底模，严禁在同一垂直平面上操作。
- 7) 模板拆除时，不应对楼层形成冲击荷载，拆除的模板和支架宜分散堆放并及时清运。
- 8) 严格控制模板及其支架拆除的顺序。
- 9) 拆除脚手架支撑前，应清除高支模支撑上存留的零星物件等杂物。
- 10) 拆除脚手架支撑时，应设置警戒标志，并由专职人员负责警戒。
- 11) 拆除时，先将支架顶部松下，用钢钎撬动模板，使模板卸下，取下模

板和木方，然后拆除剪刀撑及支架，模板拆除后，要清理模板面，涂刷脱模剂。

12) 支架的拆除应在统一指挥下，按后装先拆、先装后拆的顺序及下列安全作业的要求运行。

13) 支架的拆除应从一端走向另一端，自上而下逐层地进行。

14) 同一层的构配件和加固件应按先上后下、先外后里的顺序进行。

15) 工人必须站在临时设置的脚手板上进行拆卸作业，并按规定使用安全防护用品。

16) 拆除工作中，严禁使用榔头等硬物击打、撬挖，拆下的连接件应放入袋内。

17) 拆下的钢管与扣件，应成捆用塔吊吊运至地面，防止碰撞，严禁抛掷。

第十节 安全施工技术措施

(1) 钢管脚手架搭设前，应按《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008和《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ130-2001和施工方案的要求向搭设和使用人员做技术和安全作业交底。

(2) 对钢管支架、配件等应进行检查验收，严禁使用不合格的材料。

(3) 搭拆脚手架支撑必须由专业架子工担任，持证上岗。

(4) 搭拆脚手架支撑时工人必须正确佩戴安全帽，穿防滑鞋。

(5) 高支模拆除前，外脚手架与建筑物边设安全平网，预防物体高处坠落事故发生。

(6) 操作层（楼层）上施工荷载应符合设计要求，不得超载，不得在支架上集中堆放模板、楞木、钢筋等物体，严禁在支架上接缆风绳或固定、架设砼泵、泵管及起重设备等。

(7) 模板支架搭设完毕后应进行检查验收，合格后方准使用。

(8) 在支架搭设过程中要实行严格的监控，由专职施工员进行现场指挥监督，随时纠正可能出现的质量安全隐患，搭设前要进行班前安全技术交底，搭设完毕后要进行自检，若发现有松动、倾斜、弯曲、不牢固等现象，必须及时

进行整改，整改有困难的，要有可行的加固方案方可施工。

(9) 支模完毕，经班组、项目部自检合格，报监理验收合格后，方能绑扎钢管、浇筑砼。

(10) 在浇筑砼前重点检查、巡查的部位：

1) 杆件的设置和连接：包括立杆、扫地杆、水平拉杆、剪力撑、边墙件等构件是否符合要求。

2) 立杆上部是否顶紧，底座是否松动。

3) 安全防护措施是否符合规范要求。

(11) 在浇筑砼过程中，支架下面要安装照明灯，在安全员的监督下，派木工进行巡查，负责检查模板、支架，若发现异常，立即停止浇筑砼，并及时组织人员进行加固处理，保证浇筑工作正常进行。

(12) 钢管支架在使用过程中，严禁拆除任何杆件或零配件，如妨碍作业需拆除个别杆件时，需经技术负责人同意并采取可靠措施后方可拆除，作业完成后，马上复原。

(13) 施工现场带电线路，如无可靠绝缘措施，一律不准与钢管架接触。

(14) 安装好后，应进行验收，合格后方可进行梁、板模板的安装。浇筑砼前再次对钢管支架进行检查，确定无问题后方可浇筑砼。

(15) 设立钢管架维护小组，对拆下来的钢管架及配件应及时清除杆件及螺纹的沾污物，并加油保养，对受损伤、变形的构件应及时修理，按品种、规格分类整理存放，妥善保管。

(16) 支撑系统安装应自一端向另一端延伸，自下而上按步架设，不得相对进行，以免结合处错位，难于连接。

(17) 水平加固杆、纵横剪刀撑安装应符合构造要求，并与支撑系统的搭设同步进行。

(18) 泵送混凝土时，应随浇、随捣、随平整，混凝土不得堆积在泵送管路出口处。

- (19) 应避免装卸物料对模板支架产生偏心、振动和冲击。
- (20) 拆除时应采用先搭后拆、后搭先拆的施工顺序。
- (21) 拆除模板支撑时应采用可靠安全措施，严禁高空抛掷。

第十一节 预防坍塌事故的安全技术措施

- (1) 模板支撑必须严格按照高支模施工方案施工。
- (2) 本高支支模采用钢管扣件式架作支撑立杆，不得使用严重锈蚀、变形、断裂的支撑材料作立杆。斜支撑和钢管架应牢固拉接，形成整体。
- (3) 模板作业时，指定专人指挥、监护，出现位移时，必须立即停止施工，将作业人员撤离作业现场，待险情排除后，方可作业。
- (4) 楼面堆放模板及钢管架时，严格控制数量、质量，防止超载。堆放数量较多时，应进行荷载计算，并对楼面进行加固。
- (5) 在下班时对已铺好而来不及钉牢的散板等要收起稳妥堆放，防止坍塌事故发生。
- (6) 安装外围柱、梁、板模板，应先搭设脚手架，并挂好安全网，脚手架搭设高度要高出施工作业面至少 1.2 米。
- (7) 拆模间歇时，应将已活动的模板、扣件、支撑等固定牢固，严防突然掉落、倒塌伤人。
- (8) 泵送混凝土时，应随浇、随捣、随平整，混凝土不得堆积在泵送管路出口处。
- (9) 应避免装卸物料对模板支架产生偏心、振动和冲击。
- (10) 水平加固杆、剪刀撑不得随意拆卸，因施工需要临时局部拆卸时，施工完毕后应立即恢复。
- (11) 模板支撑拆除前必须向监理单位报送拆除申请书，经监理同意签字后方可拆除。
- (12) 拆除时应采用先搭后拆，后搭先拆的施工顺序。
- (13) 纵横向水平杆靠柱边部分应该用扣件抱牢柱，提高支架的整体性。

第十二节 预防高空坠落事故安全技术措施

(1) 项目经理对本项目的安全生产全面负责，指导做好高处作业人员的安全教育及相关的安全预防工作。

(2) 模板脚手架搭设完成后，须由项目负责人会同监理人员签字验收合格后，方可投入使用。

(3) 支、拆模板时应保证作业人员有可靠立足点，作业面应按规定设置安全防护设施。模板及其支撑体系的施工荷载应均匀堆置，并不得超过设计计算要求。

(4) 所有高处作业人员应接受高处作业安全知识的教育，特种高处作业人员应持证上岗，上岗前应依据有关规定进行专门的安全技术签字交底。采用新工艺、新技术、新材料和新设备的，应按规定对作业人员进行相关安全技术签字交底。

(5) 高处作业人员应经过体检，合格后方可上岗。施工单位应为作业人员提供合格的安全帽、安全带等必备的安全防护用具，作业人员应按规定正确佩戴和使用。

(6) 安全带使用前必须经过检查合格，安全带的系扣点应就高不就低，扣环应悬挂在腰部的上方，并要注意带子不能与锋利或毛刺的地方接触，以防磨擦割断。

(7) 项目部应按类别，有针对性地将各类安全警示标志悬挂于施工现场各相应部位，夜间应设红灯示警。

(8) 已支好模板的楼层四周必须用临时护栏围好，护栏要牢固可靠，护栏高度不低于 1.2 米，然后在护栏上再铺设一层密目式安全网。

(9) 高处作业前，应由项目负责人组织有关部门对安全防护设施进行验收，经验收合格签字后，方可作业。安全防护设施应做到定型化、工具化，防护栏杆以黄黑(或红白)相间的条纹标示，盖件等以黄(或红)色标示。需要临时拆除或变动安全设施的，应经项目分管负责人审批签字，并组织有关部门验收，经

验收合格签字后，方可实施。

(10) 各类作业平台、卸料平台应按相关规定编制施工方案，项目负责人审批签字并组织有关部门验收，经验收合格签字后，方可作业。架体应保持稳固，不得与施工脚手架连接，作业平台上严禁超载。

(11) 拆除模板支撑时应采用可靠安全措施，严禁高空抛掷。

(12) 安装梁及楼面模板时，在工作面下 1 米处满挂兜网作为水平防护措施，并满铺脚手板，以确保安全。

第十三节 监测措施

本项目采用钢管扣件式支架体系，在搭设和钢筋安装，砼浇筑前、施工过程中及砼终凝前后，必须随时监测。

本方案采取如下监测措施：

1、班组日常进行安全检查，项目部每周进行安全检查，分公司每月进行安全检查。所有安全检查记录必须形成书面材料。

2、日常检查、巡查的重点部位：

(1) 杆件的设置和连接、连墙件、扫地杆、水平拉杆、剪刀撑等构件是否符合要求。

(2) 立杆是否悬空，连接扣件是否松动。

(3) 支架体系是否有松动、垂直度是否有偏差。

(4) 施工过程中是否有超载的现象。

(5) 安全防护措施是否符合规范要求。

(6) 支架体系和各杆件是否有变形的现象。

3、在承受六级大风或大暴雨后必须进行全面检查。

4、在浇筑梁砼前，由项目部对脚手架全面系统检查，合格后才开始浇筑。在浇筑过程中由专职安全员、施工员对高支模体系检查，随时观测支架体系的变形情况，发现隐患，及时停止施工，采取措施。

第十四节 应急预案

一、应急目标

发生事故时，能及时开展抢救，明确是否有人受伤，以最快的速度将受伤者在第一时间内抢救出来，并实施初步治疗。杜绝救护方法不当造成的人员伤亡事故，杜绝二次事故发生。

二、应急准备

① 应急组织机构

1、应急领导小组：项目经理为该小组组长，项目副经理、项目技术负责人为副组长，现场全体管理人员为组员。

2、现场抢救组：项目安全部负责人为组长，安全部全体人员为现场抢救组成员，现场全体管理人员为组员。

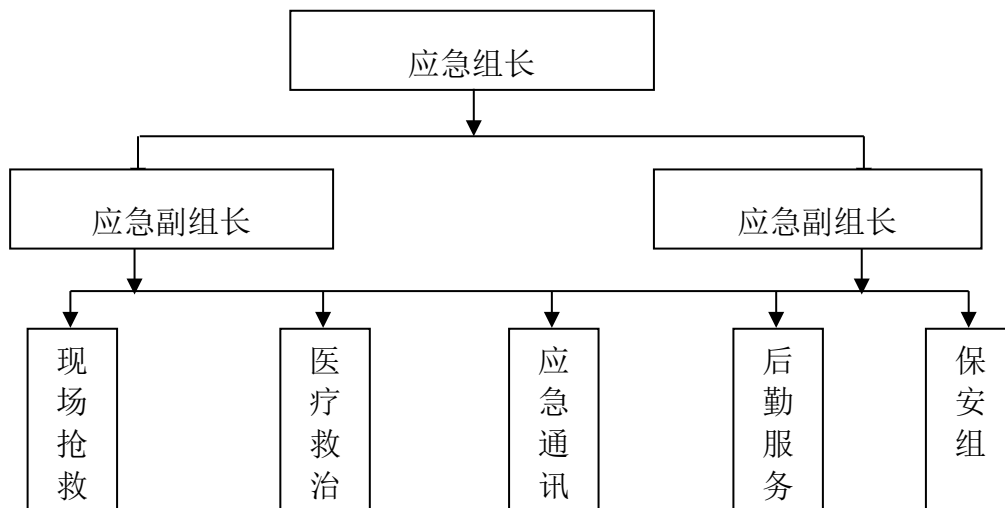
3、医疗救治组：项目安全部负责人为组长，项目全体人员为医疗救治组成员，现场全体管理人员为组员。

4、后勤服务组：项目部后勤部负责人为组长，后勤部全体人员为后勤服务组成员，现场全体管理人员为组员。

5、保安组：项目部保安队长为组长，全体保安员为组员。

6、应急组织的工种及人数应根据事故现场需要灵活调配。

② 应急组织机构图



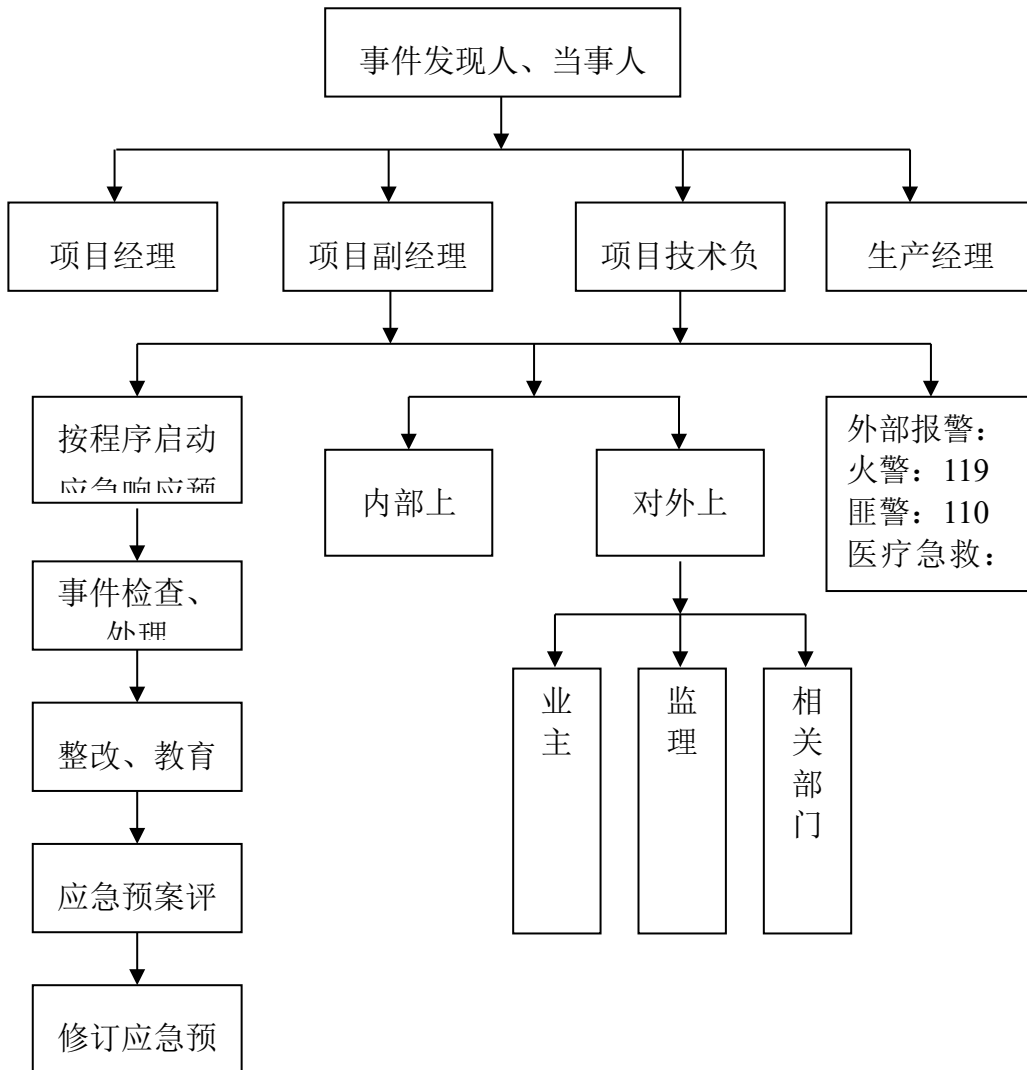
③ 应急物资和设施准备

- (1) 医疗器材：担架、氧气袋、塑料袋、小药箱；
- (2) 抢救工具：一般工地常备工具即基本满足使用；
- (3) 照明器材：手电筒、应急灯 36V 以下安全线路、具灯；
- (4) 通讯器材：电话、手机、对讲机；
- (5) 交通工具：工地常备一辆应急车辆；
- (6) 灭火器材：灭火器日常按要求就位，紧急情况下集中使用；
- (7) 准备足够的卫生、劳保防护用品和救援设施；
- (8) 用于危险区域隔离的警戒绳、安全禁止、警告、指令、提示标与牌；
- (9) 必要的资金保证；
- (10) 应急通讯组联系电话如下：

组长：		组员：	
组员：		组员：	

- (11) 外部联络电话： 平度市安监站： 88333891
- 平度市建设局： 88366928
- 平度市急救中心： 120
- 平度市市人民医院： 88365511

4) 项目突发事件报告程序流程图:



三、应急响应

① 发生坍塌的应急措施

高支模架体发生坍塌时，有人员被埋的可能和支撑架体连续下垮造成更大伤亡，被埋人员在抢救中误伤，抢险人员物体打击、互相误伤等。

1) 高支模架体发生坍塌时，现场管理人员应组织班组长首先组织人员疏散，清点人员，确定有无人员失踪、受伤。如有施工人员被埋，在确保无二次坍塌的情况下立即组织有效的挖掘工作，并在第一时间向应急小组人员紧急报告，主要说明出事的地点、事故的大小、有无人员伤亡等。

2) 项目应急小组得知情况后，应协同项目医生赶往现场，指挥营救工作，

并拨打 120 急救电话，以防不测。项目应急小组组长在未到达现场之前，应授权给现场的施工负责人全权指挥救援，避免耽误抢救时间。

3) 在实施救援之前，现场施工负责人需保持头脑冷静，观察支撑架体的稳定情况，分析支撑架体是否有再坍塌的迹象，如果有可能继续坍塌，则首先要用挖机等机械排除松动的混凝土和钢管后再实施救援，防止二次坍塌造成的人员伤亡。并派专人时刻观察模板的变化情况，发现变化，马上向施工负责人报告。

4) 在现场施救的过程中，当坍塌面较小时，应采用人工清除的方法，将被埋人员找到。在寻找被掩埋者时。一边协同项目医疗人员进行抢救(如供氧、包扎)，找到的人员用担架将受伤人员抬出。如支撑架体大面积坍塌，则用机械将架体不稳定的一侧挖除，形成一定宽度稳定的工作面，然后采用人工将被埋工人救出。对于大块沉重物体，应合理组织搬运，尤其是压在被埋人员身上的大块物体，必须组织好足够人力方可搬运，搬运前应明确分工，由专人负责将被埋人员移出。人员应分班组，按照工作面合理安排人力并及时轮换，保障抢救挖掘人员体力，保证在最短时间内将被埋人员抢救出来。

5) 被埋人员被救出以后，在专业医疗人员到达前由工地医生对受伤人员进行简单救助，争分夺秒抢救压埋者，使头部先露出，保证呼吸畅通，出来之后，呼吸停止者立即做人工呼吸。在实施人工呼吸前，先要将伤员迅速地搬到附近较安全又通风的地方，再将伤员领口解开，腰带放松，脱掉鞋子。口腔里若有尘土、血块、痰液、假牙等，应完全吸出或取出。然后进行正规心肺复苏，伤口止血且使用止血带，切忌对压伤进行热敷或按摩。

6) 在现场施救过程中，如发现这位伤员有骨折现象，则利用木板、竹片和绳布等捆绑骨折处的上下关节，固定骨折部位，也可将其上肢固定身侧，下肢与下肢缚在一起；在医院救护车未来之前，利用现场的木板选配不少于 4 名身强力壮的救护组人员保持在同一水平面上将其始至救护车到达的地带。

7) 伤员在经过项目医疗人员简单救护后，不管受伤轻重，均应用救护车

或项目部车辆尽快送到最近医院做进一步的救护与治疗，听从医生意见是否进行留院观察。

8) 紧急救援工作结束后，应划定危险区域，安排测量人员进行架体位移变形观测，并安排有经验的技术人员做好监控工作。如支撑面不稳定，应及时采取措施处理。

9) 对坍塌段尚未进行有效处理之前，应划出警戒线或采取拦护措施，防止任何人员靠近危险区域。

② 发生高处坠落的应急响应

事故发生后应急措施

1) 当施工现场发生高处坠落事故时，目击者应高声呼出，并拨打应急电话通知应急小组，同时也要通知离出事地点最近的管理人员，离出事地点最近的管理人员应迅速在赶到出事地点，对事故情况迅速做出初步判断，承担临时指挥应急抢救工作，电话通知医生马上赶到现场；并向应急小组组长或副组长报告，电话通知时，应准确地说明事故地点、时间、受伤程度和人数。

2) 项目应急小组组长或副组长接到报告后，根据事故大小，立即组织应急小组成员赶到观场开展救援工作。应急救援应根据高处坠落高度的不同情况采取不同的应急救援措施。

从楼面的临边洞口中掉到泥土面、混凝土地面，坠落高度超过 3 米以上的，伤势一般是较严重的，第一时间应拨打 120 求救电话，并马上派人到工地的大门口等候 120 的到来，由引路者直接带到出事地点，避免延误时间。并指派项目保安队长迅速对现场进行警戒、并维持秩序，掉到地面的，出事地点的 20 米范围要停止作业，疏散人员，并不得有无关人员围观或远观，特别是要防止脚手架上或临边的其他作业人员的围观，派专人对坠落口进行看护，避免二次事故的发生。

从楼面的临边洞口中掉到架体内的防护层上、电梯井内的水平安全网上或其他水平安全防护层上时，应急小组负责人应迅速对掉落人员的受伤情况

做出判断，如有必要时第一时间应是拨打 120 求救电话，并马上派人到工地的大门口等候 120 的到来，由引路者直接带到出事地点，避免延误时间。并指派项目保安队长迅速对现场进行警戒，并维持秩序。掉落地点的同一层的所有作业要马上停止，并由相关的施工员带相应的作业人员离开作业面，并安排专人对作业人员做一个简要说明，以班组为单位有序地从楼梯式脚手架的安全通道上撤到地面，直接由各自的班组长带回生活区，不得在现场围观或逗留；并由保安队长指派保安员对掉落者进行专人看护，避免二次事故的发生。

掉在上述地方的受伤人员，在掉落地点抢救难度大，首先应转移至平台上才方便进行救治。因此应急救援领导人必须召集在现场医生和项目技术负责人一起确定转移方案。

③ 现场临时救治措施

1) 高处坠落事故发生后，在 120 赶到前，现场医生要对当事者进行及时的必要治疗，现场抢救的重点应放在对休克、骨折和出血等几种情形上。120 赶到后，要在 120 医生指导下尽快把伤者抬到救护车上，再由 120 医生在车上继续对受伤者进行必要的救治，尽快送医院进行抢救治疗，避免延误抢救的时间。

2) 首先由现场医生观察伤者的受伤情况、部位、伤害性质，如伤员发生休克，应先处理休克。对呼吸、心跳停止者，应立即进行人工呼吸，胸外心脏挤压。处于休克状态的伤员要让其安静、平卧、少动，并将下肢抬高约 20 度左右。

如高处坠落者出现颅脑外伤，如伤者神志清醒，则先想办法止血；如处在昏迷状态，则在止血的同时必须维持昏迷者的呼吸道畅通，要让昏迷者平卧，面部转向一侧，以防舌根下坠或分泌物、呕吐物吸入，发生喉阻塞。

如高处坠落者出现骨折，比如手足骨折，不要盲目搬运伤者。应在骨折部用夹板把受伤位置临时固定，使断端不再移位或刺伤肌肉、神经或血管。固定方法：以固定骨折处上下关节为原则，可就地取材，用木板、竹竿等，在无材

料的情况下，上肢可固定在身侧，下肢与无骨折的下肢缚在一起，然后再用硬担架搬运。偶有凹陷骨折、严重的颅底骨折及严重的脑损伤症状出现，创伤处用消毒的纱布覆盖伤口，用绷带或布条包扎后，及时送医院治疗。发现脊椎受伤者，创伤处用消毒的纱布或清洁布等覆盖伤口，用绷带或布条包扎后。搬运时，将伤者平卧放在硬板担架上，严禁对伤者的两肩与两腿或单肩背运，避免受伤者的脊椎移位、断裂造成截瘫或导致死亡，从而造成二次伤害的发生。

第十五节、劳动力计划

一、专职安全生产管理人员

搭设过程中，因处在施工高峰期，各施工班组在交叉作业中，故应加强安全监控力度，现场设定若干名安全监控员。水平和垂直材料运输必须设置临时警戒区域，用红白三角小旗围栏。谨防非施工人员进入。同时成立以项目经理为组长的安全领导小组以加强现场安全防护工作，本小组机构组成、人员编制及责任分工如下

某某（项目经理）——组长，负责协调指挥工作；

某某（施工员）——组员，负责现场施工指挥，技术交底；

某某（安全员）——组员，负责现场安全检查工作；

某某（架子工班长）——组员，负责现场具体施工；

二、特种作业人员

高支模开始时间		高支模工期（天）	
作息时间（上午）	6: 00~11: 00	作息时间（下午）	13: 30~18: 00
砼工程量（m ³ ）		高支模建筑面积（m ² ）	
木工（人）	20	钢筋工（人）	25
砼工（人）	10	架子工（人）	15
水电工（人）	3	其它工种（人）	7

第十六节、雨季施工措施

- 1、雨季来临之前，加固临时设施，大标志牌，临时围墙等处设警告牌；疏通好施工场地内的下水管道和雨水井，保证排水畅通，保证场地雨后不陷、不滑、不泥泞、不存水。
- 2、雨天作业必须设专人看护，存在险情的地方未采取可靠的安全措施之前禁止作业施工。
- 3、检查机械防雷接地装置是否良好，各类机械设备的电气开关应做好防雨准备。大风雷雨天气应切断电源，以免引起火灾或触电伤亡事故。风雨过后，要对现场的临时设施、用电线路等进行全面的检查，当确认安全无误后方可继续施工。
- 4、浇筑混凝土前，要跟踪掌握天气预报，尽量避免在雨天进行。现场备有足够的覆盖材料，要保证新浇筑的混凝土不被雨水冲刷，已喷脱模剂的模板不被雨水冲掉。

第十七节、计算书及相关图纸

施工详图：

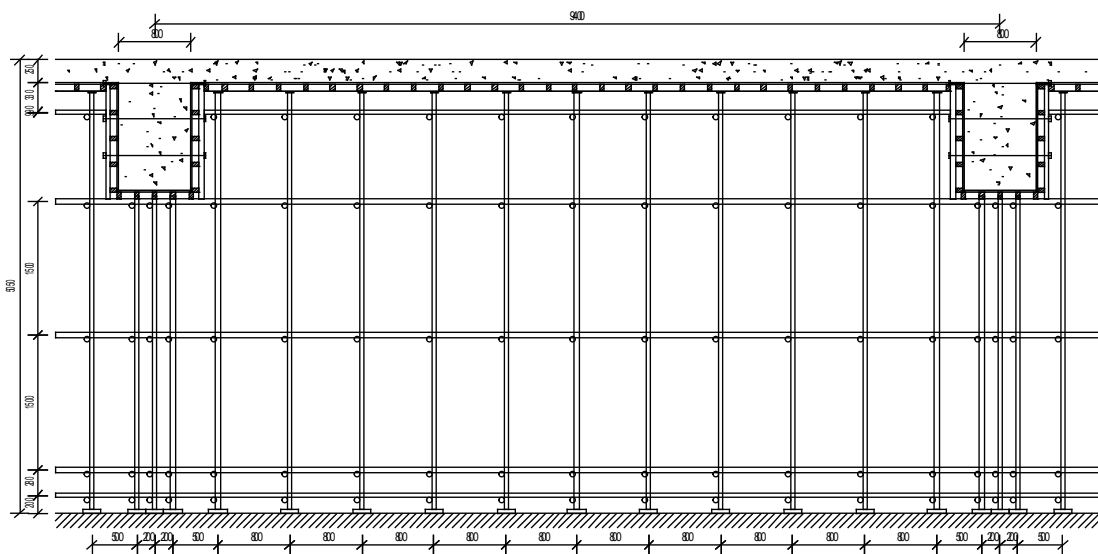


图1 支架立面图

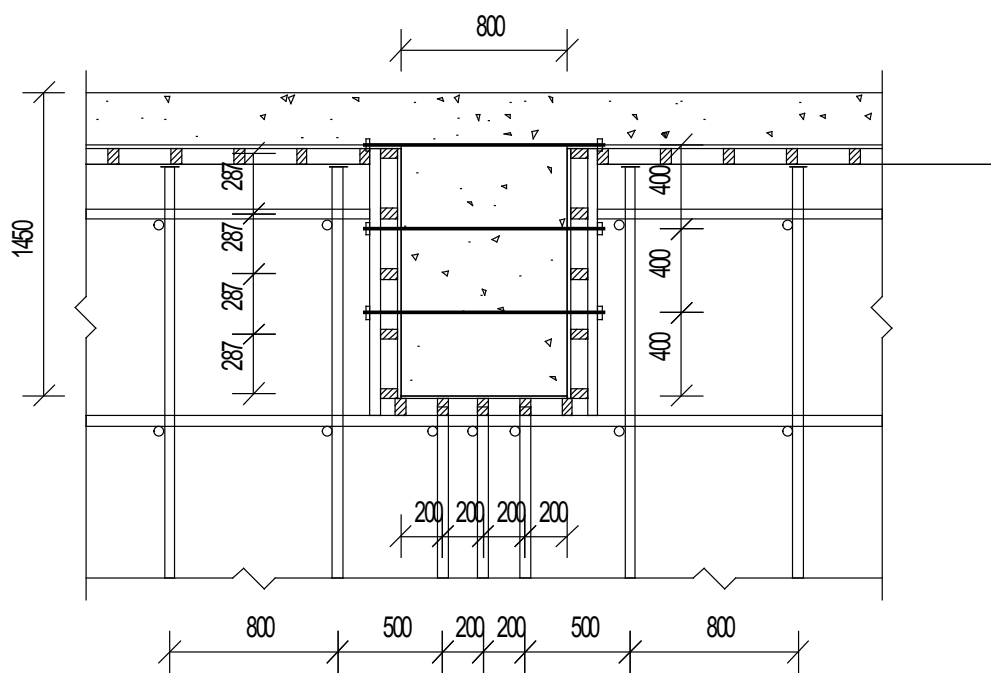


图2 梁截面放大图

计算书：2#商务办公楼 300x650 梁

梁模板扣件钢管支撑架计算书

依据规范:

《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016
《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130-2011
《建筑施工模板安全技术规范》JGJ 162-2008
《建筑结构荷载规范》GB50009-2012
《钢结构设计规范》GB50017-2003
《混凝土结构设计规范》GB50010-2010
《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011
《建筑施工木脚手架安全技术规范》JGJ 164-2008

计算参数:

钢管强度为 205.0 N/mm^2 ，钢管强度折减系数取1.00。

模板支架搭设高度为6.3m，

梁截面 $B \times D = 300\text{mm} \times 650\text{mm}$ ，立杆的纵距(跨度方向) $l = 0.80\text{m}$ ，立杆的步距 $h = 1.50\text{m}$ ，梁底增加1道承重立杆。

面板厚度12mm，剪切强度 1.4N/mm^2 ，抗弯强度 17.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

内龙骨采用 $50. \times 80. \text{mm}$ 木方。

木方剪切强度 1.7N/mm^2 ，抗弯强度 17.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

梁两侧立杆间距 0.90m 。

模板自重 0.20kN/m^2 ，混凝土钢筋自重 25.50kN/m^3 。

振捣混凝土荷载标准值 2.00kN/m^2 ，施工均布荷载标准值 2.50kN/m^2 。

地基承载力标准值 170kN/m^2 ，基础底面扩展面积 0.250m^2 ，地基承载力调整系数0.40。

扣件计算折减系数取1.00。

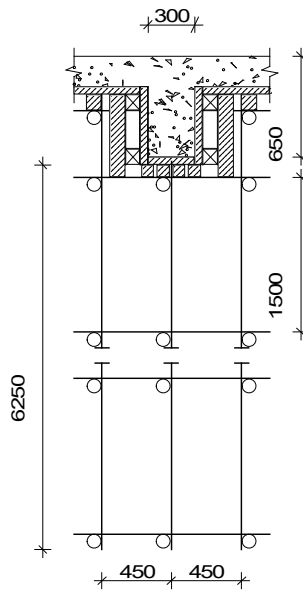


图1 梁模板支撑架立面简图

按照GB51210规范6.1.11条规定确定荷载组合分项系数如下：

由可变荷载效应控制的组合 $S=1.2 \times (25.50 \times 0.65 + 0.20) + 1.40 \times 2.50 = 23.630 \text{ kN/m}^2$

由永久荷载效应控制的组合 $S=1.35 \times 25.50 \times 0.65 + 0.7 \times 1.40 \times 2.50 = 24.826 \text{ kN/m}^2$

由于永久荷载效应控制的组合 S 最大，

永久荷载分项系数取1.35，可变荷载分项系数取 $0.7 \times 1.40 = 0.98$

采用的钢管类型为 $\phi 48.3 \times 3.6$ 。

钢管惯性矩计算采用 $I = \pi (D^4 - d^4) / 64$ ，抵抗距计算采用 $W = \pi (D^4 - d^4) / 32D$ 。

一、模板面板计算

面板为受弯结构，需要验算其抗弯强度和刚度。模板面板的按照多跨连续梁计算。

作用荷载包括梁与模板自重荷载，施工活荷载等。

1. 荷载的计算：

(1) 钢筋混凝土梁自重 (kN/m)：

$$q_1 = 25.500 \times 0.650 \times 0.400 = 6.630 \text{ kN/m}$$

(2) 模板的自重线荷载 (kN/m)：

$$q_2 = 0.200 \times 0.400 \times (2 \times 0.650 + 0.300) / 0.300 = 0.427 \text{ kN/m}$$

(3) 活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载 (kN)：

经计算得到，活荷载标准值 $P_1 = (2.500+2.000) \times 0.300 \times 0.400 = 0.540\text{kN}$

均布荷载 $q = 1.35 \times 6.630 + 1.35 \times 0.427 = 9.527\text{kN/m}$

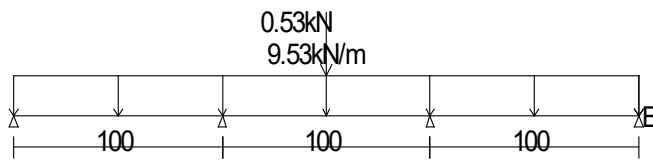
集中荷载 $P = 0.98 \times 0.540 = 0.529\text{kN}$

面板的截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为：

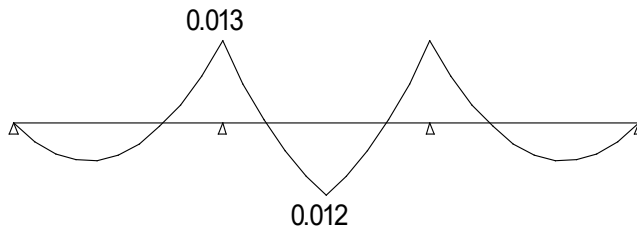
本算例中，截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为：

截面抵抗矩 $W = 9.60\text{cm}^3$ ；

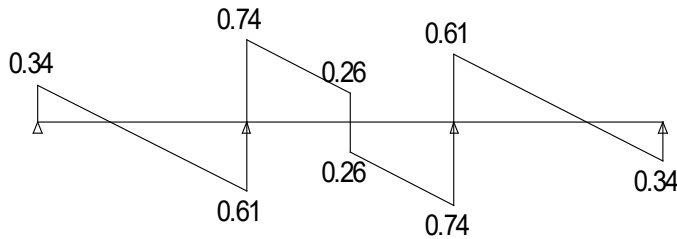
截面惯性矩 $I = 5.76\text{cm}^4$ ；



计算简图

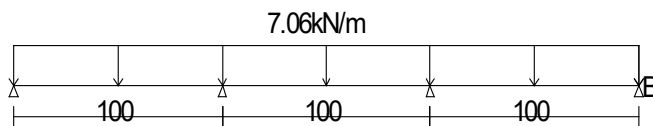


弯矩图 (kN.m)



剪力图 (kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



变形计算受力图



变形图 (mm)

经过计算得到从左到右各支座力分别为

$$N_1=0.341\text{kN}$$

$$N_2=1.352\text{kN}$$

$$N_3=1.352\text{kN}$$

$$N_4=0.341\text{kN}$$

最大弯矩 $M = 0.013\text{kN}\cdot\text{m}$

最大变形 $V = 0.009\text{mm}$

(1) 抗弯强度计算

经计算得到面板抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.013 \times 1000 \times 1000 / 9600 = 1.354\text{N}/\text{mm}^2$

面板的抗弯强度设计值 $[f]$ ，取 $17.00\text{N}/\text{mm}^2$ ；

面板的抗弯强度验算 $f < [f]$ ，满足要求！

(2) 抗剪计算

截面抗剪强度计算值 $\gamma_0 T = 3 \gamma_0 Q / 2bh = 3 \times 1.00 \times 740.0 / (2 \times 400.000 \times 12.000) = 0.231\text{N}/\text{mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T] = 1.40\text{N}/\text{mm}^2$

面板抗剪强度验算 $T < [T]$ ，满足要求！

(3) 挠度计算

面板最大挠度计算值 $v = 0.009\text{mm}$

面板的最大挠度小于 $100.0/250$ ，满足要求！

二、梁底支撑龙骨的计算

梁底龙骨计算

按照三跨连续梁计算，计算公式如下：

均布荷载 $q = P/l = 1.352/0.400 = 3.381 \text{ kN/m}$

最大弯矩 $M = 0.1ql^2 = 0.1 \times 3.38 \times 0.40 \times 0.40 = 0.054 \text{ kN.m}$

最大剪力 $Q = 0.6ql = 0.6 \times 0.400 \times 3.381 = 0.811 \text{ kN}$

最大支座力 $N = 1.1ql = 1.1 \times 0.400 \times 3.381 = 1.487 \text{ kN}$

龙骨的截面力学参数为

本算例中，截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为：

截面抵抗矩 $W = 53.33 \text{ cm}^3$ ；

截面惯性矩 $I = 213.33 \text{ cm}^4$ ；

(1) 龙骨抗弯强度计算

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.054 \times 10^6 / 53333.3 = 1.01 \text{ N/mm}^2$

龙骨的抗弯计算强度小于 17.0 N/mm^2 ，满足要求！

(2) 龙骨抗剪计算

最大剪力的计算公式如下：

$$Q = 0.6ql$$

截面抗剪强度必须满足：

$$\gamma_0 T = 3\gamma_0 Q / 2bh < [T]$$

截面抗剪强度计算值 $T = 3 \times 1.00 \times 811.32 / (2 \times 50.00 \times 80.00) = 0.304 \text{ N/mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T] = 1.70 \text{ N/mm}^2$

龙骨的抗剪强度计算满足要求！

(3) 龙骨挠度计算

挠度计算按照规范要求采用静荷载标准值，

均布荷载通过变形受力计算的最大支座力除以龙骨计算跨度(即龙骨下小横杆间距)

得到 $q = 1.941 \text{ kN/m}$

最大变形 $v = 0.677ql^4 / 100EI = 0.677 \times 1.941 \times 400.0^4 / (100 \times 9000.00 \times 213334.0) = 0.018 \text{ mm}$

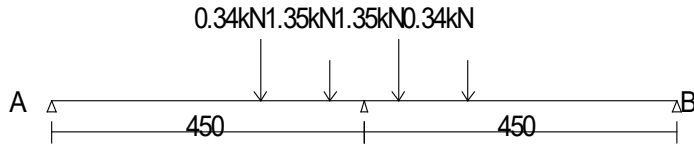
龙骨的最大挠度小于 $400.0/400$ (木方时取250)，满足要求！

三、梁底支撑钢管计算

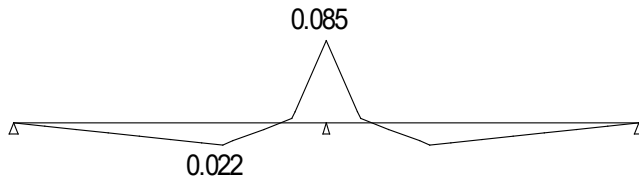
(一) 梁底支撑横向钢管计算

横向支撑钢管按照集中荷载作用下的连续梁计算。

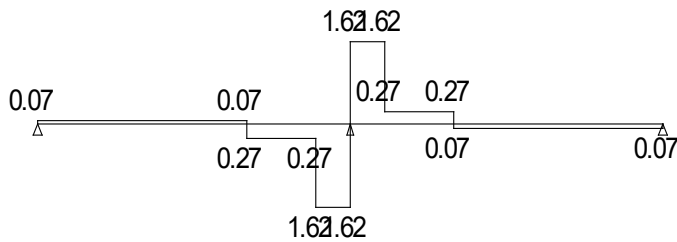
集中荷载P取次龙骨支撑传递力。



支撑钢管计算简图

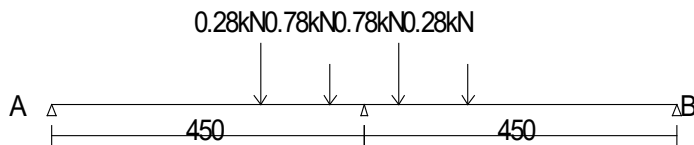


支撑钢管弯矩图 (kN.m)

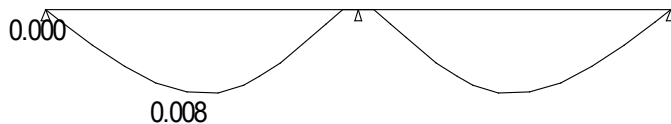


支撑钢管剪力图 (kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



支撑钢管变形计算受力图



支撑钢管变形图 (mm)

经过连续梁的计算得到

最大弯矩 $M_{\max}=0.085\text{kN}\cdot\text{m}$

最大变形 $v_{\max}=0.009\text{mm}$

最大支座力 $Q_{\max}=3.238\text{kN}$

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.085 \times 10^6 / 5262.3 = 16.19\text{N}/\text{mm}^2$

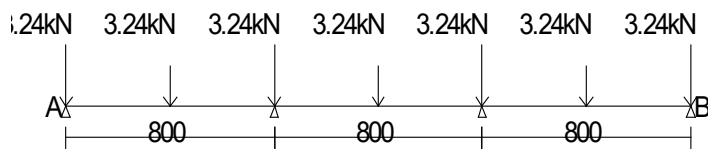
支撑钢管的抗弯计算强度小于设计强度, 满足要求!

支撑钢管的最大挠度小于 $450.0/150$ 与 10mm , 满足要求!

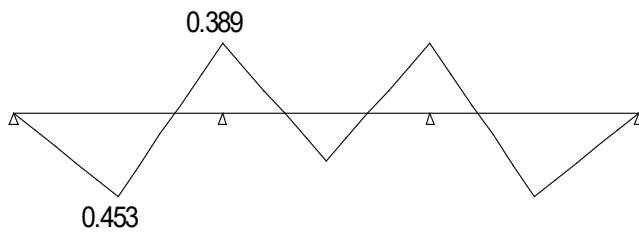
(二) 梁底支撑纵向钢管计算

纵向支撑钢管按照集中荷载作用下的连续梁计算。

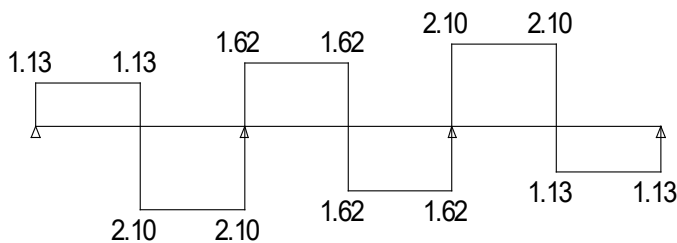
集中荷载P取横向支撑钢管传递力。



支撑钢管计算简图

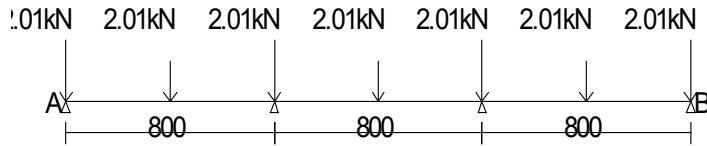


支撑钢管弯矩图 (kN.m)

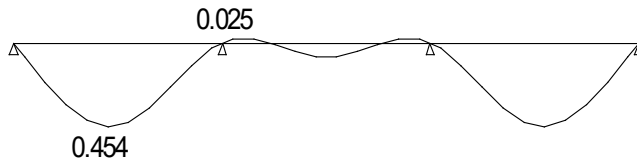


支撑钢管剪力图 (kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值, 受力图与计算结果如下:



支撑钢管变形计算受力图



支撑钢管变形图 (mm)

经过连续梁的计算得到

最大弯矩 $M_{max}=0.453\text{kN}\cdot\text{m}$

最大变形 $v_{max}=0.454\text{mm}$

最大支座力 $Q_{max}=6.961\text{kN}$

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.453 \times 10^6 / 5262.3 = 86.14\text{N}/\text{mm}^2$

支撑钢管的抗弯计算强度小于设计强度, 满足要求!

支撑钢管的最大挠度小于 $800.0/150$ 与 10mm , 满足要求!

四、扣件抗滑移的计算

纵向或横向水平杆与立杆连接时, 扣件的抗滑承载力按照下式计算:

$$\gamma_0 R \leq R_c$$

其中 R_c —— 扣件抗滑承载力设计值, 单扣件取 8.00kN , 双扣件取 12.00kN ;

R —— 纵向或横向水平杆传给立杆的竖向作用力设计值;

计算中 R 取最大支座反力, $\gamma_0 R = 1.00 \times 6.96 = 6.96\text{kN}$

选用单扣件, 抗滑承载力的设计计算满足要求!

五、立杆的稳定性计算

1、按扣件脚手架规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\varphi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力设计值，它包括：

横杆的最大支座反力 $N_1=6.96\text{kN}$ （已经包括组合系数）

脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.914 = 1.234\text{kN}$

顶部立杆段，脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.249 = 0.336\text{kN}$

非顶部立杆段 $N = 6.961 + 1.234 = 8.195\text{kN}$

顶部立杆段 $N = 6.961 + 0.336 = 7.297\text{kN}$

φ —— 轴心受压立杆的稳定系数，由长细比 l_0/i 查表得到；

i —— 计算立杆的截面回转半径（cm）； $i = 1.59$

A —— 立杆净截面面积（ cm^2 ）； $A = 5.06$

W —— 立杆净截面抵抗矩（ cm^3 ）； $W = 5.26$

σ —— 钢管立杆抗压强度计算值（ N/mm^2 ）；

$[f]$ —— 钢管立杆抗压强度设计值， $[f] = 205.00\text{N}/\text{mm}^2$ ；

l_0 —— 计算长度（m）；

参照《扣件式规范》2011，由公式计算

$$\text{顶部立杆段： } l_0 = k u_1 (h + 2a) \quad (1)$$

$$\text{非顶部立杆段： } l_0 = k u_2 h \quad (2)$$

k —— 计算长度附加系数，按照表5.4.6取值为1.155，当允许长细比验算时 k 取1；

u_1, u_2 —— 计算长度系数，参照《扣件式规范》附录C表；

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度； $a = 0.20\text{m}$ ；

顶部立杆段： $a=0.2\text{m}$ 时， $u_1=1.540$ ， $l_0=3.380\text{m}$ ；

$$\lambda = 3380 / 15.9 = 213.152$$

允许长细比(k 取1) $\lambda_0 = 213.152 / 1.155 = 184.547 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\varphi = 0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 7297 / (0.160 \times 505.5) = 90.209 \text{N/mm}^2$$

a=0.5m时, $u_1=1.215$, $l_0=3.508\text{m}$;

$$\lambda = 3508 / 15.9 = 221.275$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 221.275 / 1.155 = 191.580 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.149$$

$$\sigma = 1.00 \times 7297 / (0.149 \times 505.5) = 97.013 \text{N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 a=0.200时, $\sigma = 90.209 \text{N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

非顶部立杆段: $u_2=1.951$, $l_0=3.380\text{m}$;

$$\lambda = 3380 / 15.9 = 213.189$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 213.189 / 1.155 = 184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.160$$

$\sigma = 1.00 \times 8195 / (0.160 \times 505.5) = 101.311 \text{N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{kN/m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.80m;

l_b —— 立杆横向间距, 0.90m;

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

风荷载产生的弯矩 $M_w = 1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.800 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.038 \text{ kN} \cdot \text{m}$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk} = (6n / (n+1)(n+2)) * M_{Tk} / B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值(kN·m)，由公式计

算： $M_{Tk} = 0.5H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$

B —— 模板支撑架横向宽度(m)；

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数；

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度(m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 6.3 \times 0.80 \times (0.5 \times 6.3 + 0.60) = 4.191 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (4.191 / 8.00) = 0.279 \text{ kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时，立杆的轴心压力最大值；

$$\text{顶部立杆 } N_w = 6.961 + 1.350 \times 0.249 + 1.4 \times 0.6 \times 0.279 = 7.531 \text{ kN}$$

$$\text{非顶部立杆 } N_w = 6.961 + 1.350 \times 0.914 + 1.4 \times 0.6 \times 0.279 = 8.429 \text{ kN}$$

顶部立杆段：a=0.2m时， $u_1=1.540$ ， $l_0=3.380\text{m}$ ；

$$\lambda = 3380 / 15.9 = 213.152$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 213.152 / 1.155 = 184.547 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 7531 / (0.160 \times 505.5) + 1.00 \times 38000 / 5262 = 100.383 \text{ N/mm}^2$$

a=0.5m时， $u_1=1.215$ ， $l_0=3.508\text{m}$ ；

$$\lambda = 3508 / 15.9 = 221.275$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 221.275 / 1.155 = 191.580 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.149$$

$$\sigma = 1.00 \times 7531 / (0.149 \times 505.5) + 1.00 \times 38000 / 5262 = 107.406 \text{ N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 a=0.200时， $\sigma = 100.383 \text{ N/mm}^2$ ，立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$ ，满

足要求!

非顶部立杆段: $u_2=1.951, l_0=3.38\text{m};$

$$\lambda = 3380/15.9 = 213.189$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 213.189/1.155 = 184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 8429 / (0.160 \times 505.5) + 1.00 \times 38000 / 5262 = 111.485 \text{N/mm}^2$$

立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

2、按模板规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力最大值, 它包括:

横杆的最大支座反力 $N_1 = 6.961\text{kN}$ (已经包括组合系数)

脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.146 \times 6.250 = 1.234\text{kN}$

$$N = 6.961 + 1.234 = 8.195\text{kN}$$

i —— 计算立杆的截面回转半径, $i = 1.59\text{cm};$

A —— 立杆净截面面积, $A = 5.055\text{cm}^2;$

W —— 立杆净截面模量(抵抗矩), $W = 5.262\text{cm}^3;$

[f] —— 钢管立杆抗压强度设计值, $[f] = 205.00\text{N/mm}^2;$

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度, $a = 0.20\text{m};$

h —— 最大步距, $h = 1.50\text{m};$

l_0 —— 计算长度, 取 $1.500 + 2 \times 0.200 = 1.900\text{m};$

λ —— 长细比, 为 $1900/15.9 = 120 < 150$ 满足要求!

ϕ —— 轴心受压立杆的稳定系数, 由长细比 l_0/i 查表得到 0.458;

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 8195 / (0.458 \times 505.5) = 35.393\text{N/mm}^2$, 不考虑风荷载时立杆的稳定性

计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

考虑风荷载时,立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\varphi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{ kN}/\text{m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.80m;

l_b —— 立杆横向间距, 0.90m;

风荷载产生的弯矩 $M_w = 1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.800 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.038 \text{ kN} \cdot \text{m}$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk} = (6n / (n+1) (n+2)) * M_{Tk} / B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 由公式计

算: $M_{Tk} = 0.5H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$

B —— 模板支撑架横向宽度 (m);

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数;

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度 (m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 6.3 \times 0.80 \times (0.5 \times 6.3 + 0.60) = 4.191 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (4.191 / 8.00) = 0.279 \text{ kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时,立杆的轴心压力最大值;

$$N_w = 6.961 + 1.350 \times 0.914 + 1.4 \times 0.6 \times 0.279 = 8.429 \text{ kN}$$

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 8429 / (0.458 \times 505.5) + 1.00 \times 38000 / 5262 = 43.679 \text{ N}/\text{mm}^2$

考虑风荷载时立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

模板承重架应尽量利用剪力墙或柱作为连接墙件, 否则存在安全隐患。

六、模板支架整体稳定性计算

依据规范GB51210-2016, 模板支架应进行整体抗倾覆验算。

支架的抗倾覆验算应满足下式要求:

$$M_T < M_R$$

式中: M_T —支架的倾覆力矩设计值;

M_R —支架的抗倾覆力矩设计值。

$$B^2 l_a (g_{1k} + g_{2k}) + 2 \sum_{j=1}^n G_{jk} b_j \geq 3\gamma_0 M_{TK}$$

抗倾覆力矩:

$$M_R = 8.000^2 \times 0.800 \times (1.269 + 0.200) + 2 \times (0.000 \times 8.000 \times 0.800) \times 8.000 / 2 = 75.218 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

倾覆力矩:

$$M_T = 3 \times 1.000 \times 4.191 = 12.572 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

模板支架整体抗倾覆验算 $M_T < M_R$, 满足整体稳定性要求!

七、基础承载力计算

立杆基础底面的平均压力应满足下式的要求

$$p_k = N/A_g \leq \gamma_u f_a$$

其中 p_k —— 脚手架立杆基础底面处的平均压力设计值, $p_k = N/A_g = 32.78$ (kPa)

N —— 上部结构传至基础顶面的轴向力设计值 $N = 8.20 \text{ kN}$

A_g —— 基础底面面积 (m^2); $A_g = 0.25$

γ_u —— 永久荷载和可变荷载分项系数加权平均值, $\gamma_u = 1.363$

f_a —— 地基承载力设计值 (kN/m^2); $f_a = 68.00$

地基承载力设计值应按下列式计算

$$f_a = m_f \times f_{ak}$$

其中 m_f —— 脚手架地基承载力调整系数; $m_f = 0.40$

f_{ak} —— 地基承载力标准值； $f_{ak} = 170.00$

地基承载力的计算满足要求！

模板支撑架计算满足要求！

计算书：2#商务办公楼 100mm 板

扣件钢管楼板模板支架计算书

依据规范：

- 《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016
- 《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130-2011
- 《建筑施工模板安全技术规范》JGJ 162-2008
- 《建筑结构荷载规范》GB50009-2012
- 《钢结构设计规范》GB50017-2003
- 《混凝土结构设计规范》GB50010-2010
- 《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011
- 《建筑施工木脚手架安全技术规范》JGJ 164-2008

计算参数：

钢管强度为 205.0 N/mm^2 ，钢管强度折减系数取 1.00 。

模板支架搭设高度为 6.8m ，

立杆的纵距 $b=0.80\text{m}$ ，立杆的横距 $l=0.80\text{m}$ ，立杆的步距 $h=1.50\text{m}$ 。

面板厚度 12mm ，剪切强度 1.4N/mm^2 ，抗弯强度 17.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

内龙骨采用 $50. \times 80. \text{mm}$ 木方，间距 300mm ，

木方剪切强度 1.7N/mm^2 ，抗弯强度 17.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

梁顶托采用 $100. \times 100. \text{mm}$ 木方。

模板自重 0.20kN/m^2 ，混凝土钢筋自重 25.10kN/m^3 。

施工均布荷载标准值 2.50kN/m^2 。

扣件计算折减系数取 1.00 。

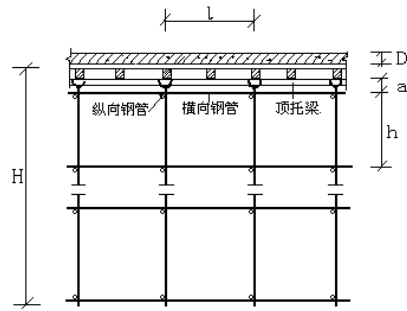


图1 楼板支撑架立面简图

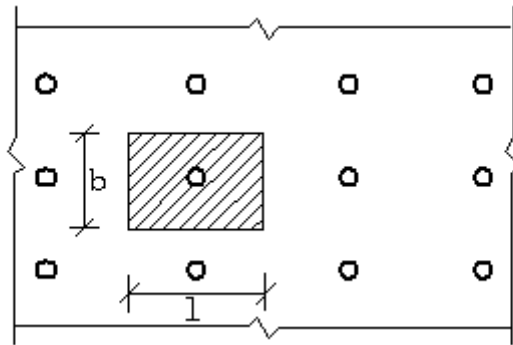


图2 楼板支撑架荷载计算单元

按照GB51210规范6.1.11条规定确定荷载组合分项系数如下：

由可变荷载效应控制的组合 $S=1.2 \times (25.10 \times 0.10 + 0.20) + 1.40 \times 2.50 = 6.752 \text{ kN/m}^2$

由永久荷载效应控制的组合 $S=1.35 \times 25.10 \times 0.10 + 0.7 \times 1.40 \times 2.50 = 5.839 \text{ kN/m}^2$

由于可变荷载效应控制的组合 S 最大，

永久荷载分项系数取1.2，可变荷载分项系数取1.40

采用的钢管类型为 $\phi 48.3 \times 3.6$ 。

钢管惯性矩计算采用 $I = \pi (D^4 - d^4) / 64$ ，抵抗距计算采用 $W = \pi (D^4 - d^4) / 32D$ 。

一、模板面板计算

面板为受弯结构,需要验算其抗弯强度和刚度。模板面板的按照三跨连续梁计算。

静荷载标准值 $q_1 = 25.100 \times 0.100 \times 1.000 + 0.200 \times 1.000 = 2.710 \text{ kN/m}$

活荷载标准值 $q_2 = (2.000 + 2.500) \times 1.000 = 4.500 \text{ kN/m}$

面板的截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为：

本算例中，截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为：

截面抵抗矩 $W = 24.00 \text{ cm}^3$ ；

截面惯性矩 $I = 14.40\text{cm}^4$;

(1) 抗弯强度计算

$$f = \gamma_0 M / W < [f]$$

其中 f —— 面板的抗弯强度计算值 (N/mm^2);

γ_0 —— 结构重要性系数;

M —— 面板的最大弯距 ($\text{N}\cdot\text{mm}$);

W —— 面板的净截面抵抗矩;

$[f]$ —— 面板的抗弯强度设计值, 取 $17.00\text{N}/\text{mm}^2$;

$$M = 0.100ql^2$$

其中 q —— 荷载设计值 (kN/m);

经计算得到 $M = 0.100 \times (1.20 \times 2.710 + 1.40 \times 4.500) \times 0.300 \times 0.300 = 0.086\text{kN}\cdot\text{m}$

经计算得到面板抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M / W = 1.00 \times 0.086 \times 1000 \times 1000 / 24000 = 3.582\text{N}/\text{mm}^2$

面板的抗弯强度验算 $f < [f]$, 满足要求!

(2) 抗剪计算

$$\gamma_0 \gamma T = 3 \gamma_0 \gamma Q / 2bh < [T]$$

其中最大剪力 $Q = 0.600 \times (1.20 \times 2.710 + 1.40 \times 4.500) \times 0.300 = 1.719\text{kN}$

截面抗剪强度计算值 $T = 3 \times 1.00 \times 1719.0 / (2 \times 1000.000 \times 12.000) = 0.215\text{N}/\text{mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T] = 1.40\text{N}/\text{mm}^2$

面板抗剪强度验算小于 $[T]$, 满足要求!

(3) 挠度计算

$$v = 0.677ql^4 / 100EI < [v] = 1 / 250$$

面板最大挠度计算值 $v = 0.677 \times 2.710 \times 300^4 / (100 \times 9000 \times 144000) = 0.115\text{mm}$

面板的最大挠度小于 $300.0/250$, 满足要求!

二、模板支撑龙骨的计算

龙骨按照均布荷载计算。

1. 荷载的计算

(1) 钢筋混凝土板自重 (kN/m):

$$q_{11} = 25.100 \times 0.100 \times 0.300 = 0.753 \text{ kN/m}$$

(2) 模板的自重线荷载 (kN/m):

$$q_{12} = 0.200 \times 0.300 = 0.060 \text{ kN/m}$$

(3) 活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载 (kN/m):

经计算得到, 活荷载标准值 $q_2 = (2.500 + 2.000) \times 0.300 = 1.350 \text{ kN/m}$

静荷载 $q_1 = 1.20 \times 0.753 + 1.20 \times 0.060 = 0.976 \text{ kN/m}$

活荷载 $q_2 = 1.40 \times 1.350 = 1.890 \text{ kN/m}$

计算单元内的龙骨集中力为 $(1.890 + 0.976) \times 0.800 = 2.293 \text{ kN}$

2. 龙骨的计算

按照三跨连续梁计算, 计算公式如下:

均布荷载 $q = P/l = 2.292/0.800 = 2.866 \text{ kN/m}$

最大弯矩 $M = 0.1q l^2 = 0.1 \times 2.87 \times 0.80 \times 0.80 = 0.183 \text{ kN.m}$

最大剪力 $Q = 0.6q l = 0.6 \times 0.800 \times 2.866 = 1.375 \text{ kN}$

最大支座力 $N = 1.1q l = 1.1 \times 0.800 \times 2.866 = 2.522 \text{ kN}$

龙骨的截面力学参数为

本算例中, 截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为:

截面抵抗矩 $W = 53.33 \text{ cm}^3$;

截面惯性矩 $I = 213.33 \text{ cm}^4$;

(1) 龙骨抗弯强度计算

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.183 \times 10^6 / 53333.3 = 3.44 \text{ N/mm}^2$

龙骨的抗弯计算强度小于 17.0 N/mm^2 , 满足要求!

(2) 龙骨抗剪计算

最大剪力的计算公式如下：

$$Q = 0.6ql$$

截面抗剪强度必须满足：

$$\gamma_0 T = 3 \gamma_0 Q / 2bh < [T]$$

截面抗剪强度计算值 $T = 3 \times 1.00 \times 1375.49 / (2 \times 50.00 \times 80.00) = 0.516 \text{N/mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T] = 1.70 \text{N/mm}^2$

龙骨的抗剪强度计算满足要求！

(3) 龙骨挠度计算

挠度计算按照规范要求采用静荷载标准值，

均布荷载通过变形受力计算的最大支座力除以龙骨计算跨度(即龙骨下小横杆间距)

得到 $q = 0.813 \text{kN/m}$

最大变形 $v = 0.677ql^4 / 100EI = 0.677 \times 0.813 \times 800.0^4 / (100 \times 9000.00 \times 2133334.0) = 0.117 \text{mm}$

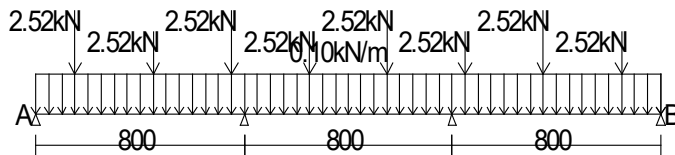
龙骨的最大挠度小于 $800.0 / 400$ (木方时取250), 满足要求！

三、托梁的计算

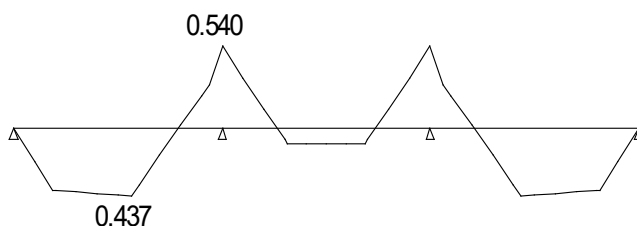
托梁按照集中与均布荷载下多跨连续梁计算。

集中荷载取次龙骨的支座力 $P = 2.522 \text{kN}$

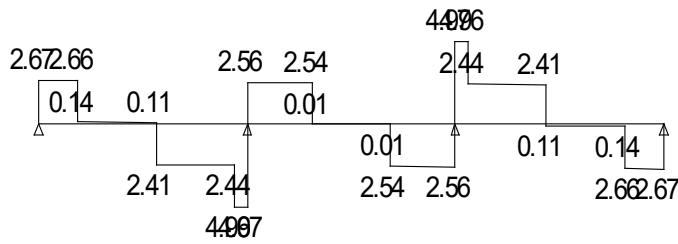
均布荷载取托梁的自重 $q = 0.096 \text{kN/m}$ 。



托梁计算简图

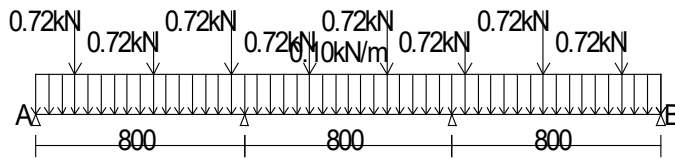


托梁弯矩图 (kN.m)

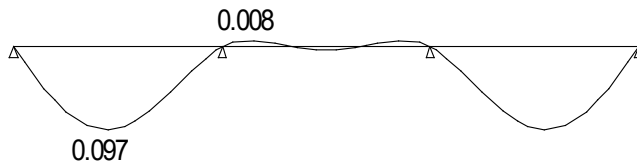


托梁剪力图 (kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



托梁变形计算受力图



托梁变形图 (mm)

经过计算得到最大弯矩 $M = 0.540 \text{ kN.m}$

经过计算得到最大支座 $F = 7.529 \text{ kN}$

经过计算得到最大变形 $V = 0.097 \text{ mm}$

顶托梁的截面力学参数为

本算例中，截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为：

截面抵抗矩 $W = 166.67 \text{ cm}^3$ ；

截面惯性矩 $I = 833.33 \text{ cm}^4$ ；

(1) 顶托梁抗弯强度计算

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M / W = 1.00 \times 0.540 \times 10^6 / 166666.7 = 3.24 \text{ N/mm}^2$

顶托梁的抗弯计算强度小于 17.0 N/mm^2 ，满足要求！

(2) 顶托梁抗剪计算

截面抗剪强度必须满足：

$$\gamma_0 T = 3 \gamma_0 Q / 2bh < [T]$$

截面抗剪强度计算值 $T = 3 \times 1.00 \times 4968 / (2 \times 100 \times 100) = 0.745 \text{N/mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T] = 1.70 \text{N/mm}^2$

顶托梁的抗剪强度计算满足要求！

(3) 顶托梁挠度计算

最大变形 $v = 0.097 \text{mm}$

顶托梁的最大挠度小于 $800.0/250$, 满足要求！

四、扣件抗滑移的计算

顶托类型立杆因轴心受力，不需要计算扣件抗滑移。

五、模板支架荷载标准值(立杆轴力)

作用于模板支架的荷载包括静荷载、活荷载和风荷载。

1. 静荷载标准值包括以下内容：

(1) 脚手架的自重(kN)：

$$N_{G1} = 0.139 \times 6.800 = 0.946 \text{kN}$$

(2) 模板的自重(kN)：

$$N_{G2} = 0.200 \times 0.800 \times 0.800 = 0.128 \text{kN}$$

(3) 钢筋混凝土楼板自重(kN)：

$$N_{G3} = 25.100 \times 0.100 \times 0.800 \times 0.800 = 1.606 \text{kN}$$

经计算得到，静荷载标准值 $N_G = (N_{G1} + N_{G2} + N_{G3}) = 2.680 \text{kN}$ 。

2. 活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载。

经计算得到，活荷载标准值 $N_Q = (2.500 + 2.000) \times 0.800 \times 0.800 = 2.880 \text{kN}$

3. 不考虑风荷载时，立杆的轴向压力设计值计算公式

$$N = 1.20N_G + 1.40N_Q$$

六、立杆的稳定性计算

1、按扣件脚手架规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时，立杆的稳定性计算公式

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\varphi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力设计值，

顶部立杆 N = 6.397kN，非顶部立杆 N = 7.248kN

φ —— 轴心受压立杆的稳定系数，由长细比 l_0/i 查表得到；

i —— 计算立杆的截面回转半径 (cm)； i = 1.59

A —— 立杆净截面面积 (cm²)； A = 5.06

W —— 立杆净截面抵抗矩 (cm³)； W = 5.26

σ —— 钢管立杆抗压强度计算值 (N/mm²)；

[f] —— 钢管立杆抗压强度设计值， [f] = 205.00N/mm²；

l_0 —— 计算长度 (m)；

参照《扣件式规范》2011，由公式计算

$$\text{顶部立杆段： } l_0 = k u_1 (h+2a) \quad (1)$$

$$\text{非顶部立杆段： } l_0 = k u_2 h \quad (2)$$

k —— 计算长度附加系数，按照表5.4.6取值为1.155，当允许长细比验算时k取1；

u_1, u_2 —— 计算长度系数，参照《扣件式规范》附录C表；

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度； a = 0.20m；

顶部立杆段： a=0.2m时， $u_1=1.540, l_0=3.380\text{m}$ ；

$$\lambda = 3380/15.9=213.152$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0=213.152/1.155=184.547 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\varphi = 0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 6397 / (0.160 \times 505.5) = 79.086 \text{N/mm}^2$$

$a=0.5\text{m}$ 时, $u_1=1.215$, $l_0=3.508\text{m}$;

$$\lambda = 3508 / 15.9 = 221.275$$

允许长细比(k 取1) $\lambda_0 = 221.275 / 1.155 = 191.580 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.149$$

$$\sigma = 1.00 \times 6397 / (0.149 \times 505.5) = 85.051 \text{N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 $a=0.200$ 时, $\sigma = 79.086 \text{N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

非顶部立杆段: $u_2=1.951$, $l_0=3.380\text{m}$;

$$\lambda = 3380 / 15.9 = 213.189$$

允许长细比(k 取1) $\lambda_0 = 213.189 / 1.155 = 184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.160$$

$\sigma = 1.00 \times 7248 / (0.160 \times 505.5) = 89.610 \text{N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{kN/m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m ;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.80m ;

l_b —— 立杆横向间距, 0.80m ;

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

风荷载产生的弯矩 $M_w = 1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.800 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.034 \text{kN} \cdot \text{m}$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk} = (6n / (n+1)(n+2)) * M_{Tk} / B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值 (kN.m)，由公式计

$$\text{算: } M_{Tk} = 0.5H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$$

B —— 模板支撑架横向宽度 (m)；

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数；

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡 (模板) 的高度 (m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 6.8 \times 0.80 \times (0.5 \times 6.8 + 0.60) = 4.896 \text{ kN.m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (4.896 / 6.40) = 0.408 \text{ kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时，立杆的轴心压力最大值；

$$\text{顶部立杆 } N_w = 1.200 \times 1.971 + 1.400 \times 2.880 + 1.4 \times 0.6 \times 1.400 \times 0.034 = 6.740 \text{ kN}$$

$$\text{非顶部立杆 } N_w = 1.200 \times 2.680 + 1.400 \times 2.880 + 1.4 \times 0.6 \times 1.400 \times 0.034 = 7.591 \text{ kN}$$

顶部立杆段：a=0.2m时， $u_1=1.540$ ， $l_0=3.380\text{m}$ ；

$$\lambda = 3380 / 15.9 = 213.152$$

$$\text{允许长细比 (k取1)} \quad \lambda_0 = 213.152 / 1.155 = 184.547 < 210 \quad \text{长细比验算满足要求!}$$

$$\phi = 0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 6740 / (0.160 \times 505.5) + 1.00 \times 34000 / 5262 = 89.788 \text{ N/mm}^2$$

a=0.5m时， $u_1=1.215$ ， $l_0=3.508\text{m}$ ；

$$\lambda = 3508 / 15.9 = 221.275$$

$$\text{允许长细比 (k取1)} \quad \lambda_0 = 221.275 / 1.155 = 191.580 < 210 \quad \text{长细比验算满足要求!}$$

$$\phi = 0.149$$

$$\sigma = 1.00 \times 6740 / (0.149 \times 505.5) + 1.00 \times 34000 / 5262 = 96.073 \text{ N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 a=0.200时， $\sigma = 89.788 \text{ N/mm}^2$ ，立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$ ，满足要求！

非顶部立杆段: $u_2=1.951, l_0=3.38\text{m}$;

$$\lambda = 3380/15.9 = 213.189$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 213.189/1.155 = 184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 7591 / (0.160 \times 505.5) + 1.00 \times 34000 / 5262 = 100.312\text{N/mm}^2$$

立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

2、按模板规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力设计值, $N = 7.25\text{kN}$

i —— 计算立杆的截面回转半径, $i = 1.59\text{cm}$;

A —— 立杆净截面面积, $A = 5.055\text{cm}^2$;

W —— 立杆净截面模量(抵抗矩), $W = 5.262\text{cm}^3$;

[f] —— 钢管立杆抗压强度设计值, $[f] = 205.00\text{N/mm}^2$;

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度, $a = 0.20\text{m}$;

h —— 最大步距, $h = 1.50\text{m}$;

l_0 —— 计算长度, 取 $1.500 + 2 \times 0.200 = 1.900\text{m}$;

λ —— 长细比, 为 $1900/15.9 = 120 < 150$ 满足要求!

ϕ —— 轴心受压立杆的稳定系数, 由长细比 l_0/i 查表得到 0.458;

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 7248 / (0.458 \times 505.5) = 31.305\text{N/mm}^2$, 不考虑风荷载时立杆的稳定性

计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{ kN/m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.80m;

l_b —— 立杆横向间距, 0.80m;

风荷载产生的弯矩 $M_w = 1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.800 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.034 \text{ kN} \cdot \text{m}$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk} = (6n / (n+1)(n+2)) * M_{Tk} / B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 由公式计

算: $M_{Tk} = 0.5H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$

B —— 模板支撑架横向宽度 (m);

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数;

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度 (m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 6.8 \times 0.80 \times (0.5 \times 6.8 + 0.60) = 4.896 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (4.896 / 6.40) = 0.408 \text{ kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

$$N_w = 1.200 \times 2.680 + 1.400 \times 2.880 + 1.4 \times 0.6 \times 0.408 = 7.591 \text{ kN}$$

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 7591 / (0.458 \times 505.5) + 1.00 \times 34000 / 5262 = 39.250 \text{ N/mm}^2$

考虑风荷载时立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

模板承重架应尽量利用剪力墙或柱作为连接连墙件, 否则存在安全隐患。

七、模板支架整体稳定性计算

依据规范GB51210-2016, 模板支架应进行整体抗倾覆验算。

支架的抗倾覆验算应满足下式要求:

$$M_T < M_R$$

式中： M_T —支架的倾覆力矩设计值；

M_R —支架的抗倾覆力矩设计值。

$$B^2 l_a (g_{1k} + g_{2k}) + 2 \sum_{j=1}^n G_{jk} b_j \geq 3\gamma_0 M_{TK}$$

抗倾覆力矩：

$$M_R = 6.400^2 \times 0.800 \times (1.478 + 0.200) + 2 \times (0.000 \times 6.400 \times 0.800) \times 6.400 / 2 = 54.983 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

倾覆力矩：

$$M_T = 3 \times 1.000 \times 4.896 = 14.688 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

模板支架整体抗倾覆验算 $M_T < M_R$ ，满足整体稳定性要求！

基础承载力计算

立杆基础底面的平均压力应满足下式的要求

$$p_k = N/A_g \leq \gamma_u f_a$$

其中 p_k —— 脚手架立杆基础底面处的平均压力设计值， $p_k = N/A_g = 28.99$ (kPa)

N —— 上部结构传至基础顶面的轴向力设计值 $N = 7.25 \text{ kN}$

A_g —— 基础底面面积 (m^2)； $A_g = 0.25$

γ_u —— 永久荷载和可变荷载分项系数加权平均值， $\gamma_u = 1.254$

f_a —— 地基承载力设计值 (kN/m^2)； $f_a = 68.00$

地基承载力设计值应按下式计算

$$f_a = m_f \times f_{ak}$$

其中 m_f —— 脚手架地基承载力调整系数； $m_f = 0.40$

f_{ak} —— 地基承载力标准值； $f_{ak} = 170.00$

地基承载力的计算满足要求！

钢管楼板模板支架计算满足要求！

计算书：34#楼 500x1000 梁

梁模板扣件钢管支撑架计算书

依据规范：

- 《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016
- 《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130-2011
- 《建筑施工模板安全技术规范》JGJ 162-2008
- 《建筑结构荷载规范》GB50009-2012
- 《钢结构设计规范》GB50017-2003
- 《混凝土结构设计规范》GB50010-2010
- 《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011
- 《建筑施工木脚手架安全技术规范》JGJ 164-2008

计算参数：

钢管强度为 205.0 N/mm^2 ，钢管强度折减系数取1.00。

模板支架搭设高度为3.3m，

梁截面 $B \times D = 500\text{mm} \times 1000\text{mm}$ ，立杆的纵距(跨度方向) $l = 0.40\text{m}$ ，立杆的步距 $h = 1.50\text{m}$ ，梁底增加1道承重立杆。

面板厚度12mm，剪切强度 1.4N/mm^2 ，抗弯强度 17.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

内龙骨采用 $50. \times 80. \text{mm}$ 木方。

木方剪切强度 1.7N/mm^2 ，抗弯强度 17.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

梁两侧立杆间距 1.00m。

模板自重 0.20kN/m^2 ，混凝土钢筋自重 25.50kN/m^3 。

振捣混凝土荷载标准值 2.00kN/m^2 ，施工均布荷载标准值 2.50kN/m^2 。

扣件计算折减系数取1.00。

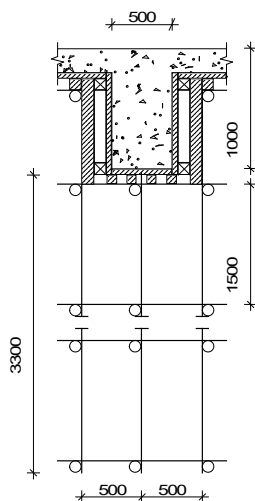


图1 梁模板支撑架立面简图

按照GB51210规范6.1.11条规定确定荷载组合分项系数如下：

由可变荷载效应控制的组合 $S=1.2 \times (25.50 \times 1.00 + 0.20) + 1.40 \times 2.50 = 34.340 \text{ kN/m}^2$

由永久荷载效应控制的组合 $S=1.35 \times 25.50 \times 1.00 + 0.7 \times 1.40 \times 2.50 = 36.875 \text{ kN/m}^2$

由于永久荷载效应控制的组合 S 最大，

永久荷载分项系数取1.35，可变荷载分项系数取 $0.7 \times 1.40 = 0.98$

采用的钢管类型为 $\phi 48.3 \times 3.6$ 。

钢管惯性矩计算采用 $I = \pi (D^4 - d^4) / 64$ ，抵抗距计算采用 $W = \pi (D^4 - d^4) / 32D$ 。

一、模板面板计算

面板为受弯结构，需要验算其抗弯强度和刚度。模板面板的按照多跨连续梁计算。

作用荷载包括梁与模板自重荷载，施工活荷载等。

1. 荷载的计算：

(1) 钢筋混凝土梁自重(kN/m)：

$$q_1 = 25.500 \times 1.000 \times 0.400 = 10.200 \text{ kN/m}$$

(2) 模板的自重线荷载(kN/m)：

$$q_2 = 0.200 \times 0.400 \times (2 \times 1.000 + 0.500) / 0.500 = 0.400 \text{ kN/m}$$

(3) 活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载(kN)：

经计算得到，活荷载标准值 $P_1 = (2.500 + 2.000) \times 0.500 \times 0.400 = 0.900 \text{ kN}$

均布荷载 $q = 1.35 \times 10.200 + 1.35 \times 0.400 = 14.310 \text{ kN/m}$

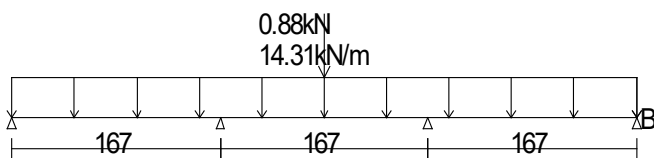
集中荷载 $P = 0.98 \times 0.900 = 0.882 \text{ kN}$

面板的截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为：

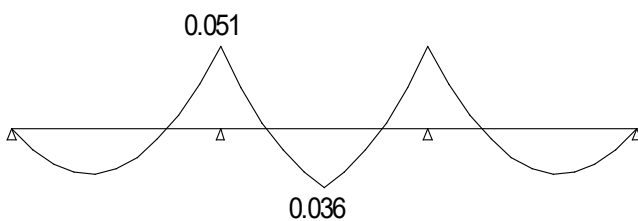
本算例中，截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为：

截面抵抗矩 $W = 9.60 \text{ cm}^3$ ；

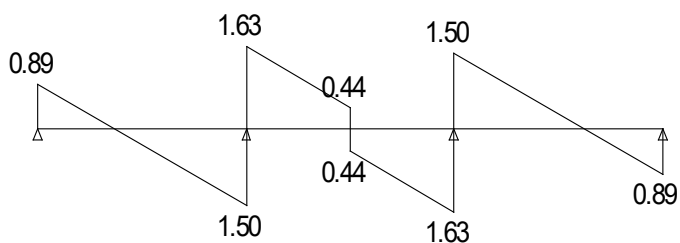
截面惯性矩 $I = 5.76 \text{ cm}^4$ ；



计算简图

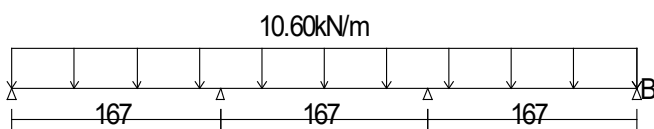


弯矩图 (kN.m)

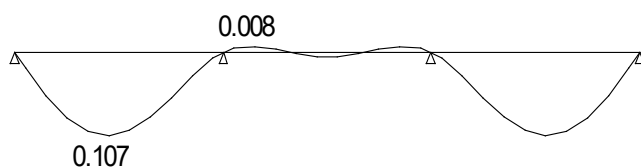


剪力图 (kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



变形计算受力图



变形图 (mm)

经过计算得到从左到右各支座力分别为

$$N_1=0.888\text{kN}$$

$$N_2=3.131\text{kN}$$

$$N_3=3.131\text{kN}$$

$$N_4=0.888\text{kN}$$

最大弯矩 $M = 0.050\text{kN}\cdot\text{m}$

最大变形 $V = 0.107\text{mm}$

(1) 抗弯强度计算

经计算得到面板抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.050 \times 1000 \times 1000 / 9600 = 5.208\text{N}/\text{mm}^2$

面板的抗弯强度设计值 $[f]$ ，取 $17.00\text{N}/\text{mm}^2$ ；

面板的抗弯强度验算 $f < [f]$ ，满足要求！

(2) 抗剪计算

截面抗剪强度计算值 $\gamma_0 T = 3 \gamma_0 Q / 2bh = 3 \times 1.00 \times 1633.0 / (2 \times 400.000 \times 12.000) = 0.510\text{N}/\text{mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T] = 1.40\text{N}/\text{mm}^2$

面板抗剪强度验算 $T < [T]$ ，满足要求！

(3) 挠度计算

面板最大挠度计算值 $v = 0.107\text{mm}$

面板的最大挠度小于 $166.7/250$ ，满足要求！

二、梁底支撑龙骨的计算

梁底龙骨计算

按照三跨连续梁计算，计算公式如下：

均布荷载 $q = P/l = 3.131/0.400=7.827\text{kN/m}$

最大弯矩 $M = 0.1ql^2=0.1\times 7.83\times 0.40\times 0.40=0.125\text{kN}\cdot\text{m}$

最大剪力 $Q=0.6ql = 0.6\times 0.400\times 7.827=1.878\text{kN}$

最大支座力 $N=1.1ql = 1.1\times 0.400\times 7.827=3.444\text{kN}$

龙骨的截面力学参数为

本算例中，截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为：

截面抵抗矩 $W = 53.33\text{cm}^3$ ；

截面惯性矩 $I = 213.33\text{cm}^4$ ；

(1) 龙骨抗弯强度计算

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00\times 0.125\times 10^6/53333.3=2.35\text{N/mm}^2$

龙骨的抗弯计算强度小于 17.0N/mm^2 ，满足要求！

(2) 龙骨抗剪计算

最大剪力的计算公式如下：

$$Q = 0.6ql$$

截面抗剪强度必须满足：

$$\gamma_0 T = 3\gamma_0 Q/2bh < [T]$$

截面抗剪强度计算值 $T=3\times 1.00\times 1878.39/(2\times 50.00\times 80.00)=0.704\text{N/mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T]=1.70\text{N/mm}^2$

龙骨的抗剪强度计算满足要求！

(3) 龙骨挠度计算

挠度计算按照规范要求采用静荷载标准值，

均布荷载通过变形受力计算的最大支座力除以龙骨计算跨度(即龙骨下小横杆间距)

得到 $q=4.858\text{kN/m}$

最大变形 $v=0.677ql^4/100EI=0.677 \times 4.858 \times 400.0^4/(100 \times 9000.00 \times 2133334.0)=0.044\text{mm}$

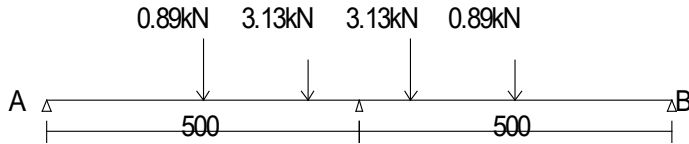
龙骨的最大挠度小于 $400.0/400$ (木方时取250), 满足要求!

三、梁底支撑钢管计算

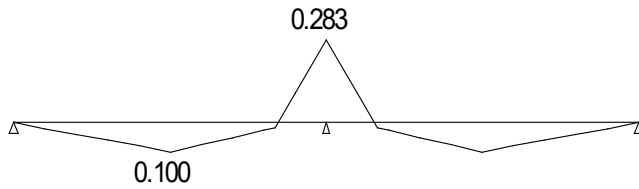
(一) 梁底支撑横向钢管计算

横向支撑钢管按照集中荷载作用下的连续梁计算。

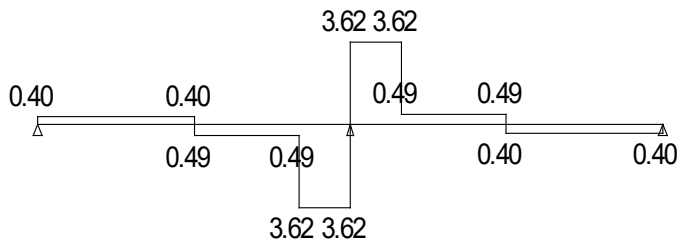
集中荷载P取次龙骨支撑传递力。



支撑钢管计算简图

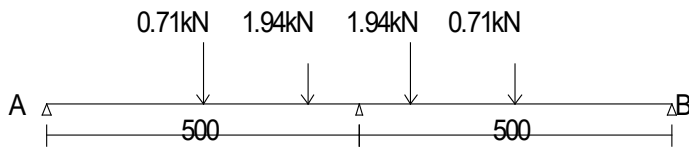


支撑钢管弯矩图 (kN.m)

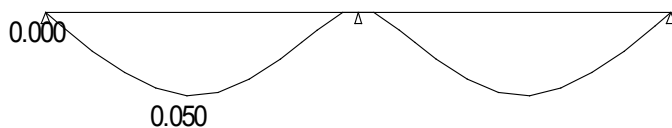


支撑钢管剪力图 (kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值, 受力图与计算结果如下:



支撑钢管变形计算受力图



支撑钢管变形图 (mm)

经过连续梁的计算得到

最大弯矩 $M_{\max}=0.283\text{kN}\cdot\text{m}$

最大变形 $v_{\max}=0.050\text{mm}$

最大支座力 $Q_{\max}=7.236\text{kN}$

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.283 \times 10^6 / 5262.3 = 53.69\text{N}/\text{mm}^2$

支撑钢管的抗弯计算强度小于设计强度, 满足要求!

支撑钢管的最大挠度小于 $500.0/150$ 与 10mm , 满足要求!

(二) 梁底支撑纵向钢管计算

梁底支撑纵向钢管只起构造作用, 无需要计算。

四、扣件抗滑移的计算

纵向或横向水平杆与立杆连接时, 扣件的抗滑承载力按照下式计算:

$$\gamma_0 R \leq R_c$$

其中 R_c —— 扣件抗滑承载力设计值, 单扣件取 8.00kN , 双扣件取 12.00kN ;

R —— 纵向或横向水平杆传给立杆的竖向作用力设计值;

计算中 R 取最大支座反力, $\gamma_0 R = 1.00 \times 7.24 = 7.24\text{kN}$

选用单扣件, 抗滑承载力的设计计算满足要求!

五、立杆的稳定性计算

1、按扣件脚手架规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\varphi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力设计值，它包括：

横杆的最大支座反力 $N_1=7.24\text{kN}$ （已经包括组合系数）

脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.442=0.597\text{kN}$

顶部立杆段，脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.228=0.308\text{kN}$

非顶部立杆段 $N = 7.236+0.597=7.833\text{kN}$

顶部立杆段 $N = 7.236+0.308=7.543\text{kN}$

ϕ —— 轴心受压立杆的稳定系数，由长细比 l_0/i 查表得到；

i —— 计算立杆的截面回转半径（cm）； $i = 1.59$

A —— 立杆净截面面积（ cm^2 ）； $A = 5.06$

W —— 立杆净截面抵抗矩（ cm^3 ）； $W = 5.26$

σ —— 钢管立杆抗压强度计算值（ N/mm^2 ）；

$[f]$ —— 钢管立杆抗压强度设计值， $[f] = 205.00\text{N}/\text{mm}^2$ ；

l_0 —— 计算长度（m）；

参照《扣件式规范》2011，由公式计算

$$\text{顶部立杆段： } l_0 = k u_1 (h+2a) \quad (1)$$

$$\text{非顶部立杆段： } l_0 = k u_2 h \quad (2)$$

k —— 计算长度附加系数，按照表5.4.6取值为1.155，当允许长细比验算时 k 取1；

u_1, u_2 —— 计算长度系数，参照《扣件式规范》附录C表；

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度； $a = 0.20\text{m}$ ；

顶部立杆段： $a=0.2\text{m}$ 时， $u_1=1.574, l_0=3.454\text{m}$ ；

$$\lambda = 3454/15.9=217.858$$

允许长细比(k 取1) $\lambda_0=217.858/1.155=188.622 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.155$$

$$\sigma = 1.00 \times 7543 / (0.155 \times 505.5) = 96.472\text{N}/\text{mm}^2$$

$a=0.5\text{m}$ 时， $u_1=1.241, l_0=3.583\text{m}$ ；

$$\lambda = 3583 / 15.9 = 226.010$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 226.010 / 1.155 = 195.680 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.143$$

$$\sigma = 1.00 \times 7543 / (0.143 \times 505.5) = 104.586 \text{N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 $a=0.200$ 时, $\sigma = 96.472 \text{N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

非顶部立杆段: $u_2 = 1.951, l_0 = 3.380 \text{m}$;

$$\lambda = 3380 / 15.9 = 213.189$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 213.189 / 1.155 = 184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 7833 / (0.160 \times 505.5) = 96.834 \text{N/mm}^2, \text{立杆的稳定性计算 } \sigma < [f], \text{ 满足要}$$

求!

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{kN/m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m ;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.40m ;

l_b —— 立杆横向间距, 1.00m ;

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

风荷载产生的弯矩 $M_w = 1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.400 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.043 \text{kN.m}$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk} = (6n / (n+1)(n+2)) * M_{Tk} / B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值 (kN.m)，由公式计

$$\text{算: } M_{Tk} = 0.5H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$$

B —— 模板支撑架横向宽度 (m)；

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数；

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡 (模板) 的高度 (m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 3.3 \times 0.40 \times (0.5 \times 3.3 + 0.60) = 0.668 \text{ kN.m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (0.668 / 8.00) = 0.045 \text{ kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时，立杆的轴心压力最大值；

$$\text{顶部立杆 } N_w = 7.236 + 1.350 \times 0.228 + 1.4 \times 0.6 \times 0.045 = 7.581 \text{ kN}$$

$$\text{非顶部立杆 } N_w = 7.236 + 1.350 \times 0.442 + 1.4 \times 0.6 \times 0.045 = 7.870 \text{ kN}$$

顶部立杆段：a=0.2m时， $u_1=1.574$ ， $l_0=3.454\text{m}$ ；

$$\lambda = 3454 / 15.9 = 217.858$$

$$\text{允许长细比 (k取1)} \quad \lambda_0 = 217.858 / 1.155 = 188.622 < 210 \quad \text{长细比验算满足要求!}$$

$$\phi = 0.155$$

$$\sigma = 1.00 \times 7581 / (0.155 \times 505.5) + 1.00 \times 43000 / 5262 = 105.032 \text{ N/mm}^2$$

a=0.5m时， $u_1=1.241$ ， $l_0=3.583\text{m}$ ；

$$\lambda = 3583 / 15.9 = 226.010$$

$$\text{允许长细比 (k取1)} \quad \lambda_0 = 226.010 / 1.155 = 195.680 < 210 \quad \text{长细比验算满足要求!}$$

$$\phi = 0.143$$

$$\sigma = 1.00 \times 7581 / (0.143 \times 505.5) + 1.00 \times 43000 / 5262 = 113.186 \text{ N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 a=0.200时， $\sigma = 105.032 \text{ N/mm}^2$ ，立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$ ，满足要求！

非顶部立杆段: $u_2=1.951, l_0=3.38m$;

$$\lambda = 3380 / 15.9 = 213.189$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 213.189 / 1.155 = 184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 7870 / (0.160 \times 505.5) + 1.00 \times 43000 / 5262 = 105.378 \text{N/mm}^2$$

立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

2、按模板规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时,立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力最大值, 它包括:

横杆的最大支座反力 $N_1 = 7.236 \text{kN}$ (已经包括组合系数)

脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.134 \times 3.300 = 0.597 \text{kN}$

$$N = 7.236 + 0.597 = 7.833 \text{kN}$$

i —— 计算立杆的截面回转半径, $i = 1.59 \text{cm}$;

A —— 立杆净截面面积, $A = 5.055 \text{cm}^2$;

W —— 立杆净截面模量(抵抗矩), $W = 5.262 \text{cm}^3$;

[f] —— 钢管立杆抗压强度设计值, $[f] = 205.00 \text{N/mm}^2$;

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度, $a = 0.20 \text{m}$;

h —— 最大步距, $h = 1.50 \text{m}$;

l_0 —— 计算长度, 取 $1.500 + 2 \times 0.200 = 1.900 \text{m}$;

λ —— 长细比, 为 $1900 / 15.9 = 120 < 150$ 满足要求!

ϕ —— 轴心受压立杆的稳定系数, 由长细比 l_0/i 查表得到 0.458;

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 7833 / (0.458 \times 505.5) = 33.829 \text{N/mm}^2$, 不考虑风荷载时立杆的稳定性

计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

考虑风荷载时,立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\varphi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{ kN/m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.40m;

l_b —— 立杆横向间距, 1.00m;

风荷载产生的弯矩 $M_w = 1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.400 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.043 \text{ kN} \cdot \text{m}$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk} = (6n / (n+1)(n+2)) * M_{Tk} / B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 由公式计

$$\text{算: } M_{Tk} = 0.5 H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$$

B —— 模板支撑架横向宽度 (m);

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数;

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度 (m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 3.3 \times 0.40 \times (0.5 \times 3.3 + 0.60) = 0.668 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (0.668 / 8.00) = 0.045 \text{ kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

$$N_w = 7.236 + 1.350 \times 0.442 + 1.4 \times 0.6 \times 0.045 = 7.870 \text{ kN}$$

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 7870 / (0.458 \times 505.5) + 1.00 \times 43000 / 5262 = 42.071 \text{ N/mm}^2$

考虑风荷载时立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

模板承重架应尽量利用剪力墙或柱作为连接连墙件, 否则存在安全隐患。

六、模板支架整体稳定性计算

依据规范GB51210-2016, 模板支架应进行整体抗倾覆验算。

支架的抗倾覆验算应满足下式要求:

$$M_T < M_R$$

式中: M_T —支架的倾覆力矩设计值;

M_R —支架的抗倾覆力矩设计值。

$$B^2 l_a (g_{1k} + g_{2k}) + 2 \sum_{j=1}^n G_{jk} b_j \geq 3\gamma_0 M_{TK}$$

抗倾覆力矩:

$$M_R = 8.000^2 \times 0.400 \times (1.105 + 0.200) + 2 \times (0.000 \times 8.000 \times 0.400) \times 8.000 / 2 = 33.421 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

倾覆力矩:

$$M_T = 3 \times 1.000 \times 0.668 = 2.005 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

模板支架整体抗倾覆验算 $M_T < M_R$, 满足整体稳定性要求!

模板支撑架计算满足要求!

计算书: 34#楼四层 700x1400 梁

梁模板扣件钢管支撑架计算书

依据规范:

《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016

《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130-2011

《建筑施工模板安全技术规范》JGJ 162-2008

《建筑结构荷载规范》GB50009-2012

《钢结构设计规范》GB50017-2003

《混凝土结构设计规范》GB50010-2010

《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011

《建筑施工木脚手架安全技术规范》JGJ 164-2008

计算参数:

钢管强度为 205.0 N/mm^2 ，钢管强度折减系数取 1.00 。

模板支架搭设高度为 2.9m ，

梁截面 $B \times D = 700\text{mm} \times 1400\text{mm}$ ，立杆的纵距(跨度方向) $l = 0.40\text{m}$ ，立杆的步距 $h = 1.50\text{m}$ ，梁底增加2道承重立杆。

面板厚度 12mm ，剪切强度 1.4N/mm^2 ，抗弯强度 17.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

内龙骨采用 $50. \times 80. \text{mm}$ 木方。

木方剪切强度 1.7N/mm^2 ，抗弯强度 17.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

梁两侧立杆间距 1.30m 。

模板自重 0.20kN/m^2 ，混凝土钢筋自重 25.50kN/m^3 。

振捣混凝土荷载标准值 2.00kN/m^2 ，施工均布荷载标准值 2.50kN/m^2 。

扣件计算折减系数取 1.00 。

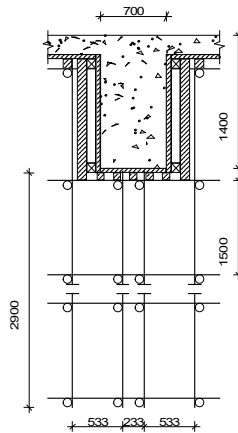


图1 梁模板支撑架立面简图

按照GB51210规范6.1.11条规定确定荷载组合分项系数如下：

由可变荷载效应控制的组合 $S = 1.2 \times (25.50 \times 1.40 + 0.20) + 1.40 \times 2.50 = 46.580\text{kN/m}^2$

由永久荷载效应控制的组合 $S = 1.35 \times 25.50 \times 1.40 + 0.7 \times 1.40 \times 2.50 = 50.645\text{kN/m}^2$

由于永久荷载效应控制的组合 S 最大，

永久荷载分项系数取 1.35 ，可变荷载分项系数取 $0.7 \times 1.40 = 0.98$

采用的钢管类型为 $\phi 48.3 \times 3.6$ 。

钢管惯性矩计算采用 $I = \pi (D^4 - d^4) / 64$ ，抵抗距计算采用 $W = \pi (D^4 - d^4) / 32D$ 。

一、模板面板计算

面板为受弯结构,需要验算其抗弯强度和刚度。模板面板的按照多跨连续梁计算。
作用荷载包括梁与模板自重荷载,施工活荷载等。

1. 荷载的计算:

(1)钢筋混凝土梁自重(kN/m):

$$q_1 = 25.500 \times 1.400 \times 0.400 = 14.280 \text{ kN/m}$$

(2)模板的自重线荷载(kN/m):

$$q_2 = 0.200 \times 0.400 \times (2 \times 1.400 + 0.700) / 0.700 = 0.400 \text{ kN/m}$$

(3)活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载(kN):

经计算得到,活荷载标准值 $P_1 = (2.500 + 2.000) \times 0.700 \times 0.400 = 1.260 \text{ kN}$

均布荷载 $q = 1.35 \times 14.280 + 1.35 \times 0.400 = 19.818 \text{ kN/m}$

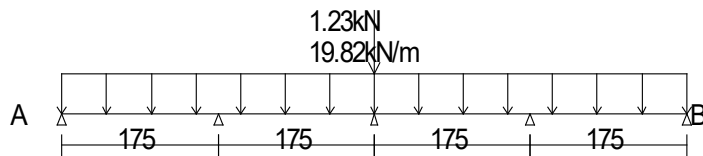
集中荷载 $P = 0.98 \times 1.260 = 1.235 \text{ kN}$

面板的截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为:

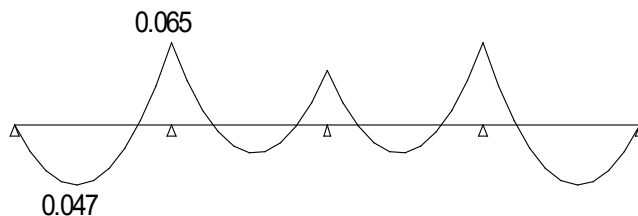
本算例中,截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为:

截面抵抗矩 $W = 9.60 \text{ cm}^3$;

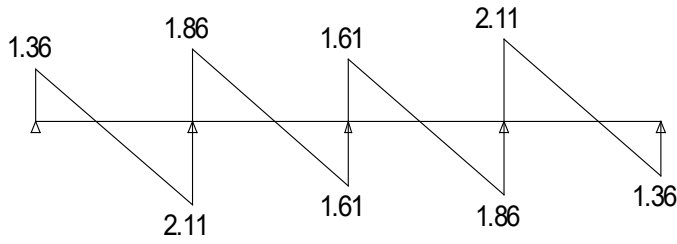
截面惯性矩 $I = 5.76 \text{ cm}^4$;



计算简图

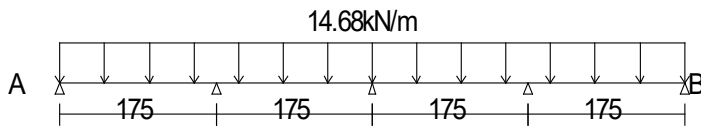


弯矩图(kN.m)

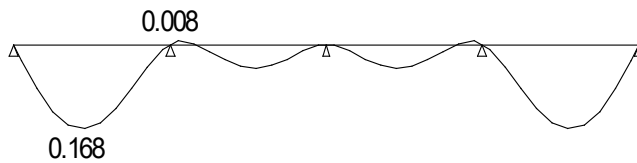


剪力图 (kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



变形计算受力图



变形图 (mm)

经过计算得到从左到右各支座力分别为

$$N_1 = 1.362 \text{ kN}$$

$$N_2 = 3.964 \text{ kN}$$

$$N_3 = 4.455 \text{ kN}$$

$$N_4 = 3.964 \text{ kN}$$

$$N_5 = 1.362 \text{ kN}$$

最大弯矩 $M = 0.065 \text{ kN} \cdot \text{m}$

最大变形 $V = 0.168 \text{ mm}$

(1) 抗弯强度计算

经计算得到面板抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M / W = 1.00 \times 0.065 \times 1000 \times 1000 / 9600 = 6.771 \text{ N/mm}^2$

面板的抗弯强度设计值 $[f]$ ，取 17.00 N/mm^2 ；

面板的抗弯强度验算 $f < [f]$ ，满足要求！

(2) 抗剪计算

截面抗剪强度计算值 $\gamma_0 T = 3 \gamma_0 Q / 2bh = 3 \times 1.00 \times 2105.0 / (2 \times 400.000 \times 12.000) = 0.658 \text{N/mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T] = 1.40 \text{N/mm}^2$

面板抗剪强度验算 $T < [T]$, 满足要求!

(3) 挠度计算

面板最大挠度计算值 $v = 0.168 \text{mm}$

面板的最大挠度小于 $175.0/250$, 满足要求!

二、梁底支撑龙骨的计算

梁底龙骨计算

按照三跨连续梁计算, 计算公式如下:

均布荷载 $q = P/l = 4.455/0.400 = 11.138 \text{kN/m}$

最大弯矩 $M = 0.1ql^2 = 0.1 \times 11.14 \times 0.40 \times 0.40 = 0.178 \text{kN} \cdot \text{m}$

最大剪力 $Q = 0.6ql = 0.6 \times 0.400 \times 11.138 = 2.673 \text{kN}$

最大支座力 $N = 1.1ql = 1.1 \times 0.400 \times 11.138 = 4.901 \text{kN}$

龙骨的截面力学参数为

本算例中, 截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为:

截面抵抗矩 $W = 53.33 \text{cm}^3$;

截面惯性矩 $I = 213.33 \text{cm}^4$;

(1) 龙骨抗弯强度计算

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M / W = 1.00 \times 0.178 \times 10^6 / 53333.3 = 3.34 \text{N/mm}^2$

龙骨的抗弯计算强度小于 17.0N/mm^2 , 满足要求!

(2) 龙骨抗剪计算

最大剪力的计算公式如下:

$$Q = 0.6ql$$

截面抗剪强度必须满足:

$$\gamma_0 T = 3 \gamma_0 Q / 2bh < [T]$$

截面抗剪强度计算值 $T = 3 \times 1.00 \times 2673.14 / (2 \times 50.00 \times 80.00) = 1.002 \text{N/mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T] = 1.70 \text{N/mm}^2$

龙骨的抗剪强度计算满足要求!

(3) 龙骨挠度计算

挠度计算按照规范要求采用静荷载标准值,

均布荷载通过变形受力计算的最大支座力除以龙骨计算跨度(即龙骨下小横杆间距)

得到 $q = 7.340 \text{kN/m}$

最大变形 $v = 0.677 q l^4 / 100EI = 0.677 \times 7.340 \times 400.0^4 / (100 \times 9000.00 \times 2133334.0) = 0.066 \text{mm}$

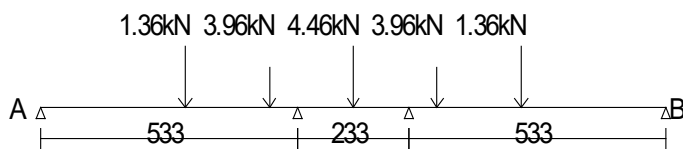
龙骨的最大挠度小于 $400.0 / 400$ (木方时取250), 满足要求!

三、梁底支撑钢管计算

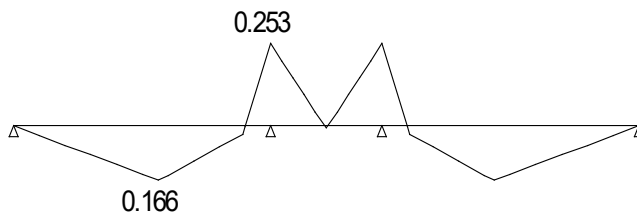
(一) 梁底支撑横向钢管计算

横向支撑钢管按照集中荷载作用下的连续梁计算。

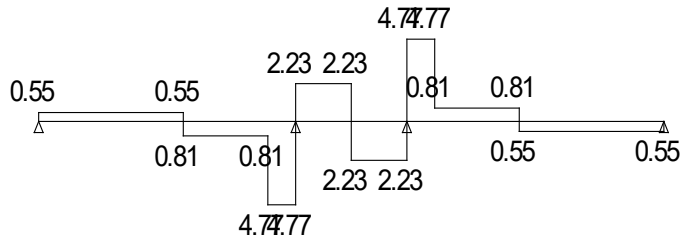
集中荷载 P 取次龙骨支撑传递力。



支撑钢管计算简图

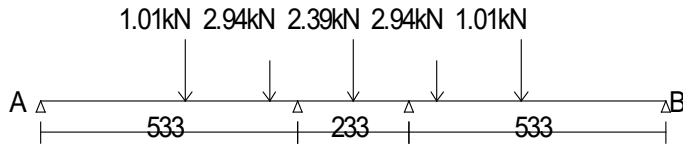


支撑钢管弯矩图 (kN.m)

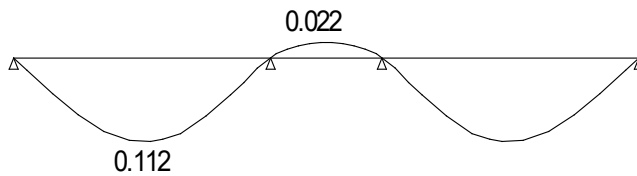


支撑钢管剪力图(kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



支撑钢管变形计算受力图



支撑钢管变形图(mm)

经过连续梁的计算得到

最大弯矩 $M_{max}=0.253\text{kN}\cdot\text{m}$

最大变形 $v_{max}=0.112\text{mm}$

最大支座力 $Q_{max}=6.999\text{kN}$

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.253 \times 10^6 / 5262.3 = 48.15\text{N}/\text{mm}^2$

支撑钢管的抗弯计算强度小于设计强度, 满足要求!

支撑钢管的最大挠度小于 $533.3/150$ 与 10mm , 满足要求!

(二) 梁底支撑纵向钢管计算

梁底支撑纵向钢管只起构造作用，无需要计算。

四、扣件抗滑移的计算

纵向或横向水平杆与立杆连接时，扣件的抗滑承载力按照下式计算：

$$\gamma_0 R \leq R_c$$

其中 R_c —— 扣件抗滑承载力设计值, 单扣件取8.00kN, 双扣件取12.00kN;

R —— 纵向或横向水平杆传给立杆的竖向作用力设计值;

计算中 R 取最大支座反力, $\gamma_0 R = 1.00 \times 7.00 = 7.00\text{kN}$

选用单扣件, 抗滑承载力的设计计算满足要求!

五、立杆的稳定性计算

1、按扣件脚手架规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\varphi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力设计值, 它包括:

横杆的最大支座反力 $N_1 = 7.00\text{kN}$ (已经包括组合系数)

脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.436 = 0.588\text{kN}$

顶部立杆段, 脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.256 = 0.345\text{kN}$

非顶部立杆段 $N = 6.999 + 0.588 = 7.588\text{kN}$

顶部立杆段 $N = 6.999 + 0.345 = 7.344\text{kN}$

φ —— 轴心受压立杆的稳定系数, 由长细比 l_0/i 查表得到;

i —— 计算立杆的截面回转半径 (cm); $i = 1.59$

A —— 立杆净截面面积 (cm^2); $A = 5.06$

W —— 立杆净截面抵抗矩 (cm^3); $W = 5.26$

σ —— 钢管立杆抗压强度计算值 (N/mm^2);

$[f]$ —— 钢管立杆抗压强度设计值, $[f] = 205.00\text{N}/\text{mm}^2$;

l_0 —— 计算长度 (m);

参照《扣件式规范》2011, 由公式计算

$$\text{顶部立杆段: } l_0 = k u_1 (h + 2a) \quad (1)$$

$$\text{非顶部立杆段: } l_0 = k u_2 h \quad (2)$$

k —— 计算长度附加系数，按照表5.4.6取值为1.155, 当允许长细比验算时k取1;

u_1, u_2 —— 计算长度系数，参照《扣件式规范》附录C表;

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度; $a = 0.20\text{m}$;

顶部立杆段: $a=0.2\text{m}$ 时, $u_1=1.649, l_0=3.619\text{m}$;

$$\lambda = 3619 / 15.9 = 228.239$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 228.239 / 1.155 = 197.610 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.140$$

$$\sigma = 1.00 \times 7344 / (0.140 \times 505.5) = 103.601\text{N/mm}^2$$

$a=0.5\text{m}$ 时, $u_1=1.298, l_0=3.748\text{m}$;

$$\lambda = 3748 / 15.9 = 236.391$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 236.391 / 1.155 = 204.668 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.131$$

$$\sigma = 1.00 \times 7344 / (0.131 \times 505.5) = 110.612\text{N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 $a=0.200\text{m}$ 时, $\sigma = 103.601\text{N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

非顶部立杆段: $u_2=1.951, l_0=3.380\text{m}$;

$$\lambda = 3380 / 15.9 = 213.189$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 213.189 / 1.155 = 184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.160$$

$\sigma = 1.00 \times 7588 / (0.160 \times 505.5) = 93.805\text{N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 kN/m^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.40m;

l_b —— 立杆横向间距, 1.30m;

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

风荷载产生的弯矩 $M_w = 1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.400 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.055 kN \cdot m$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk} = (6n / (n+1)(n+2)) * M_{Tk} / B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值 ($kN \cdot m$), 由公式计

$$\text{算: } M_{Tk} = 0.5H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$$

B —— 模板支撑架横向宽度 (m);

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数;

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度 (m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 2.9 \times 0.40 \times (0.5 \times 2.9 + 0.60) = 0.535 kN \cdot m$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (0.535 / 8.00) = 0.036 kN$$

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

$$\text{顶部立杆 } N_w = 6.999 + 1.350 \times 0.256 + 1.4 \times 0.6 \times 0.036 = 7.374 kN$$

$$\text{非顶部立杆 } N_w = 6.999 + 1.350 \times 0.436 + 1.4 \times 0.6 \times 0.036 = 7.618 kN$$

顶部立杆段: $a = 0.2m$ 时, $u_1 = 1.649$, $l_0 = 3.619m$;

$$\lambda = 3619 / 15.9 = 228.239$$

$$\text{允许长细比 (k取1)} \quad \lambda_0 = 228.239 / 1.155 = 197.610 < 210$$

长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.140$$

$$\sigma = 1.00 \times 7374 / (0.140 \times 505.5) + 1.00 \times 55000 / 5262 = 114.529 \text{N/mm}^2$$

a=0.5m时, $u_1=1.298$, $l_0=3.748\text{m}$;

$$\lambda = 3748 / 15.9 = 236.391$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 236.391 / 1.155 = 204.668 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.131$$

$$\sigma = 1.00 \times 7374 / (0.131 \times 505.5) + 1.00 \times 55000 / 5262 = 121.569 \text{N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 a=0.200时, $\sigma = 114.529 \text{N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

非顶部立杆段: $u_2=1.951$, $l_0=3.38\text{m}$;

$$\lambda = 3380 / 15.9 = 213.189$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 213.189 / 1.155 = 184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 7618 / (0.160 \times 505.5) + 1.00 \times 55000 / 5262 = 104.680 \text{N/mm}^2$$

立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

2、按模板规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力最大值, 它包括:

横杆的最大支座反力 $N_1=6.999\text{kN}$ (已经包括组合系数)

脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.150 \times 2.900 = 0.588\text{kN}$

$$N = 6.999 + 0.588 = 7.588\text{kN}$$

i —— 计算立杆的截面回转半径, $i=1.59\text{cm}$;

A —— 立杆净截面面积, $A=5.055\text{cm}^2$;

W —— 立杆净截面模量(抵抗矩), $W=5.262\text{cm}^3$;

[f] —— 钢管立杆抗压强度设计值, $[f] = 205.00\text{N}/\text{mm}^2$;

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度, $a=0.20\text{m}$;

h —— 最大步距, $h=1.50\text{m}$;

l_0 —— 计算长度, 取 $1.500+2\times 0.200=1.900\text{m}$;

λ —— 长细比, 为 $1900/15.9=120 < 150$ 满足要求!

ϕ —— 轴心受压立杆的稳定系数, 由长细比 l_0/i 查表得到 0.458 ;

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 7588 / (0.458 \times 505.5) = 32.770\text{N}/\text{mm}^2$, 不考虑风荷载时立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225\text{kN}/\text{m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m ;

l_a —— 立杆纵向间距 (梁截面方向), 0.40m ;

l_b —— 立杆横向间距, 1.30m ;

风荷载产生的弯矩 $M_w = 1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.400 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.055\text{kN} \cdot \text{m}$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk} = (6n / (n+1)(n+2)) * M_{Tk} / B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 由公式计

$$\text{算: } M_{Tk} = 0.5H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$$

B —— 模板支撑架横向宽度 (m);

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数;

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度(m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 2.9 \times 0.40 \times (0.5 \times 2.9 + 0.60) = 0.535 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (0.535 / 8.00) = 0.036 \text{ kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时，立杆的轴心压力最大值；

$$N_w = 6.999 + 1.350 \times 0.436 + 1.4 \times 0.6 \times 0.036 = 7.618 \text{ kN}$$

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 7618 / (0.458 \times 505.5) + 1.00 \times 55000 / 5262 = 43.405 \text{ N/mm}^2$

考虑风荷载时立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

模板承重架应尽量利用剪力墙或柱作为连接连墙件，否则存在安全隐患。

六、模板支架整体稳定性计算

依据规范GB51210-2016, 模板支架应进行整体抗倾覆验算。

支架的抗倾覆验算应满足下式要求:

$$M_T < M_R$$

式中: M_T —支架的倾覆力矩设计值;

M_R —支架的抗倾覆力矩设计值。

$$B^2 l_a (g_{1k} + g_{2k}) + 2 \sum_{j=1}^n G_{jk} b_j \geq 3 \gamma_0 M_{Tk}$$

抗倾覆力矩:

$$M_R = 8.000^2 \times 0.400 \times (0.838 + 0.200) + 2 \times (0.000 \times 8.000 \times 0.400) \times 8.000 / 2 = 26.578 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

倾覆力矩:

$$M_T = 3 \times 1.000 \times 0.535 = 1.605 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

模板支架整体抗倾覆验算 $M_T < M_R$, 满足整体稳定性要求!

模板支撑架计算满足要求!

计算书: 34#楼四层 800x1450 梁

梁模板扣件钢管支撑架计算书

依据规范:

《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016
《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130-2011
《建筑施工模板安全技术规范》JGJ 162-2008
《建筑结构荷载规范》GB50009-2012
《钢结构设计规范》GB50017-2003
《混凝土结构设计规范》GB50010-2010
《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011
《建筑施工木脚手架安全技术规范》JGJ 164-2008

计算参数:

钢管强度为 205.0 N/mm^2 ，钢管强度折减系数取1.00。

模板支架搭设高度为2.9m，

梁截面 $B \times D = 800\text{mm} \times 1450\text{mm}$ ，立杆的纵距(跨度方向) $l = 0.40\text{m}$ ，立杆的步距 $h = 1.50\text{m}$ ，梁底增加3道承重立杆。

面板厚度12mm，剪切强度 1.4N/mm^2 ，抗弯强度 17.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

内龙骨采用 $50. \times 80. \text{mm}$ 木方。

木方剪切强度 1.7N/mm^2 ，抗弯强度 17.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

梁两侧立杆间距 1.40m。

梁底按照均匀布置承重杆5根计算。

模板自重 0.20kN/m^2 ，混凝土钢筋自重 25.50kN/m^3 。

振捣混凝土荷载标准值 2.00kN/m^2 ，施工均布荷载标准值 2.50kN/m^2 。

扣件计算折减系数取1.00。

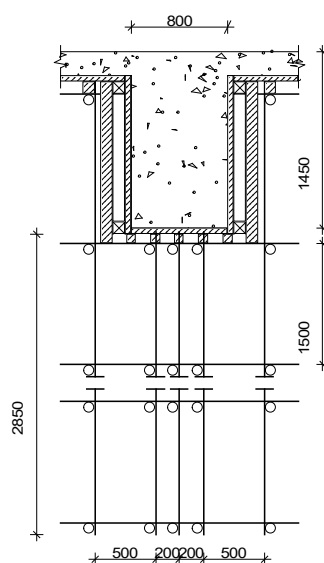


图1 梁模板支撑架立面简图

按照GB51210规范6.1.11条规定确定荷载组合分项系数如下：

由可变荷载效应控制的组合 $S=1.2 \times (25.50 \times 1.45 + 0.20) + 1.40 \times 2.50 = 48.110 \text{ kN/m}^2$

由永久荷载效应控制的组合 $S=1.35 \times 25.50 \times 1.45 + 0.7 \times 1.40 \times 2.50 = 52.366 \text{ kN/m}^2$

由于永久荷载效应控制的组合 S 最大，

永久荷载分项系数取1.35，可变荷载分项系数取 $0.7 \times 1.40 = 0.98$

采用的钢管类型为 $\phi 48.3 \times 3.6$ 。

钢管惯性矩计算采用 $I = \pi (D^4 - d^4) / 64$ ，抵抗距计算采用 $W = \pi (D^4 - d^4) / 32D$ 。

一、模板面板计算

面板为受弯结构,需要验算其抗弯强度和刚度。模板面板的按照多跨连续梁计算。

作用荷载包括梁与模板自重荷载，施工活荷载等。

1. 荷载的计算：

(1) 钢筋混凝土梁自重 (kN/m)：

$$q_1 = 25.500 \times 1.450 \times 0.400 = 14.790 \text{ kN/m}$$

(2) 模板的自重线荷载 (kN/m)：

$$q_2 = 0.200 \times 0.400 \times (2 \times 1.450 + 0.800) / 0.800 = 0.370 \text{ kN/m}$$

(3) 活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载 (kN)：

经计算得到，活荷载标准值 $P_1 = (2.500+2.000) \times 0.800 \times 0.400 = 1.440\text{kN}$

均布荷载 $q = 1.35 \times 14.790 + 1.35 \times 0.370 = 20.466\text{kN/m}$

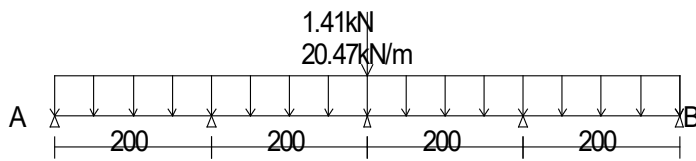
集中荷载 $P = 0.98 \times 1.440 = 1.411\text{kN}$

面板的截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为：

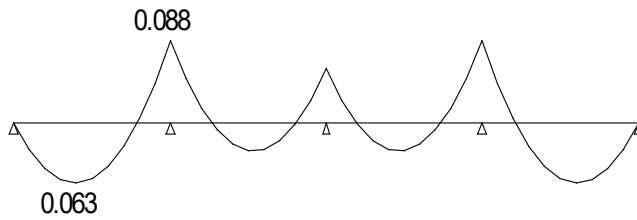
本算例中，截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为：

截面抵抗矩 $W = 9.60\text{cm}^3$ ；

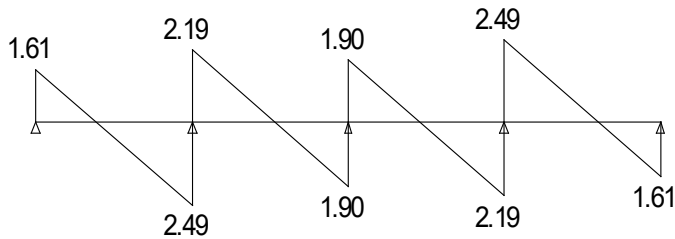
截面惯性矩 $I = 5.76\text{cm}^4$ ；



计算简图

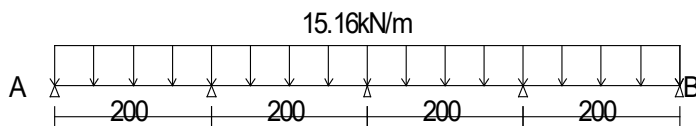


弯矩图 (kN.m)

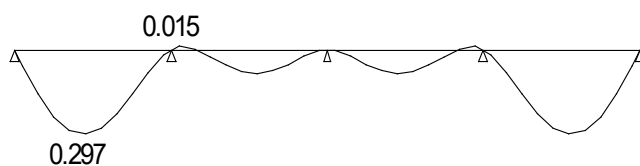


剪力图 (kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



变形计算受力图



变形图 (mm)

经过计算得到从左到右各支座力分别为

$$N_1=1.608\text{kN}$$

$$N_2=4.678\text{kN}$$

$$N_3=5.212\text{kN}$$

$$N_4=4.678\text{kN}$$

$$N_5=1.608\text{kN}$$

最大弯矩 $M = 0.087\text{kN}\cdot\text{m}$

最大变形 $V = 0.297\text{mm}$

(1) 抗弯强度计算

经计算得到面板抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.087 \times 1000 \times 1000 / 9600 = 9.063\text{N}/\text{mm}^2$

面板的抗弯强度设计值 $[f]$ ，取 $17.00\text{N}/\text{mm}^2$ ；

面板的抗弯强度验算 $f < [f]$ ，满足要求！

(2) 抗剪计算

截面抗剪强度计算值 $\gamma_0 T = 3 \gamma_0 Q / 2bh = 3 \times 1.00 \times 2485.0 / (2 \times 400.000 \times 12.000) = 0.777\text{N}/\text{mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T] = 1.40\text{N}/\text{mm}^2$

面板抗剪强度验算 $T < [T]$ ，满足要求！

(3) 挠度计算

面板最大挠度计算值 $v = 0.297\text{mm}$

面板的最大挠度小于 $200.0/250$ ，满足要求！

二、梁底支撑龙骨的计算

梁底龙骨计算

按照三跨连续梁计算，计算公式如下：

$$\text{均布荷载 } q = P/l = 5.212/0.400=13.030\text{kN/m}$$

$$\text{最大弯矩 } M = 0.1ql^2=0.1 \times 13.03 \times 0.40 \times 0.40=0.208\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{最大剪力 } Q=0.6ql = 0.6 \times 0.400 \times 13.030=3.127\text{kN}$$

$$\text{最大支座力 } N=1.1ql = 1.1 \times 0.400 \times 13.030=5.733\text{kN}$$

龙骨的截面力学参数为

本算例中，截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为：

$$\text{截面抵抗矩 } W = 53.33\text{cm}^3;$$

$$\text{截面惯性矩 } I = 213.33\text{cm}^4;$$

(1) 龙骨抗弯强度计算

$$\text{抗弯计算强度 } f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.208 \times 10^6 / 53333.3 = 3.91\text{N/mm}^2$$

龙骨的抗弯计算强度小于 17.0N/mm^2 ，满足要求！

(2) 龙骨抗剪计算

最大剪力的计算公式如下：

$$Q = 0.6ql$$

截面抗剪强度必须满足：

$$\gamma_0 T = 3 \gamma_0 Q / 2bh < [T]$$

$$\text{截面抗剪强度计算值 } T=3 \times 1.00 \times 3127.22 / (2 \times 50.00 \times 80.00)=1.173\text{N/mm}^2$$

$$\text{截面抗剪强度设计值 } [T]=1.70\text{N/mm}^2$$

龙骨的抗剪强度计算满足要求！

(3) 龙骨挠度计算

挠度计算按照规范要求采用静荷载标准值，

均布荷载通过变形受力计算的最大支座力除以龙骨计算跨度(即龙骨下小横杆间距)

得到 $q=8.663\text{kN/m}$

$$\text{最大变形 } v=0.677ql^4/100EI=0.677 \times 8.663 \times 400.0^4/(100 \times 9000.00 \times$$

$2133334.0) = 0.078\text{mm}$

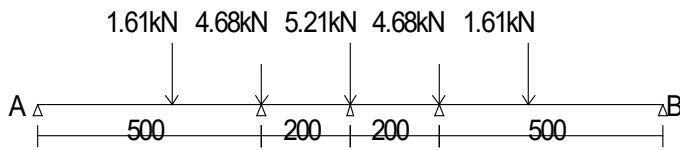
龙骨的最大挠度小于 $400.0/400$ (木方时取250), 满足要求!

三、梁底支撑钢管计算

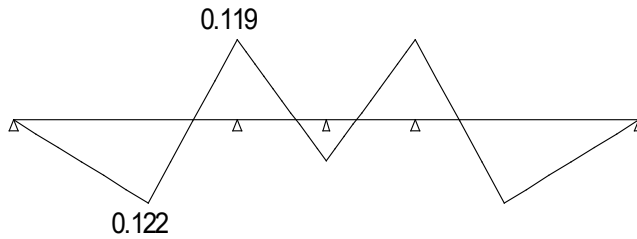
(一) 梁底支撑横向钢管计算

横向支撑钢管按照集中荷载作用下的连续梁计算。

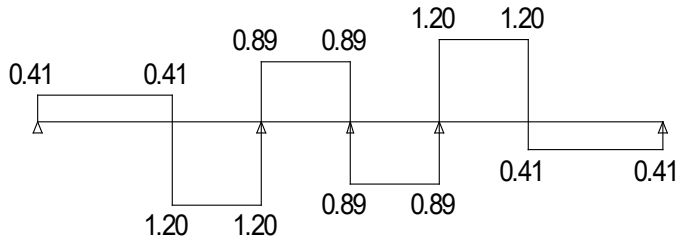
集中荷载P取次龙骨支撑传递力。



支撑钢管计算简图

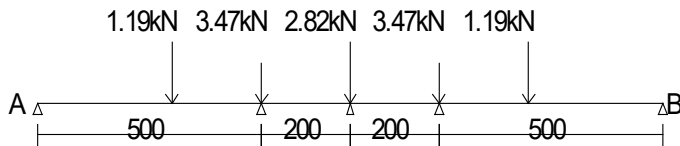


支撑钢管弯矩图 (kN.m)

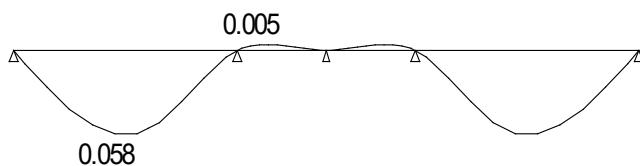


支撑钢管剪力图 (kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值, 受力图与计算结果如下:



支撑钢管变形计算受力图



支撑钢管变形图 (mm)

经过连续梁的计算得到

最大弯矩 $M_{\max}=0.122\text{kN}\cdot\text{m}$

最大变形 $v_{\max}=0.058\text{mm}$

最大支座力 $Q_{\max}=6.771\text{kN}$

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.122 \times 10^6 / 5262.3 = 23.13\text{N}/\text{mm}^2$

支撑钢管的抗弯计算强度小于设计强度, 满足要求!

支撑钢管的最大挠度小于 $500.0/150$ 与 10mm , 满足要求!

(二) 梁底支撑纵向钢管计算

梁底支撑纵向钢管只起构造作用, 无需要计算。

四、扣件抗滑移的计算

纵向或横向水平杆与立杆连接时, 扣件的抗滑承载力按照下式计算:

$$\gamma_0 R \leq R_c$$

其中 R_c —— 扣件抗滑承载力设计值, 单扣件取 8.00kN , 双扣件取 12.00kN ;

R —— 纵向或横向水平杆传给立杆的竖向作用力设计值;

计算中 R 取最大支座反力, $\gamma_0 R = 1.00 \times 6.77 = 6.77\text{kN}$

选用单扣件, 抗滑承载力的设计计算满足要求!

五、立杆的稳定性计算

1、按扣件脚手架规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\varphi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力设计值，它包括：

横杆的最大支座反力 $N_1=6.77\text{kN}$ （已经包括组合系数）

脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.428 = 0.578\text{kN}$

顶部立杆段，脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.256 = 0.345\text{kN}$

非顶部立杆段 $N = 6.771 + 0.578 = 7.349\text{kN}$

顶部立杆段 $N = 6.771 + 0.345 = 7.116\text{kN}$

ϕ —— 轴心受压立杆的稳定系数，由长细比 l_0/i 查表得到；

i —— 计算立杆的截面回转半径（cm）； $i = 1.59$

A —— 立杆净截面面积（ cm^2 ）； $A = 5.06$

W —— 立杆净截面抵抗矩（ cm^3 ）； $W = 5.26$

σ —— 钢管立杆抗压强度计算值（ N/mm^2 ）；

$[f]$ —— 钢管立杆抗压强度设计值， $[f] = 205.00\text{N}/\text{mm}^2$ ；

l_0 —— 计算长度（m）；

参照《扣件式规范》2011，由公式计算

$$\text{顶部立杆段： } l_0 = k u_1 (h + 2a) \quad (1)$$

$$\text{非顶部立杆段： } l_0 = k u_2 h \quad (2)$$

k —— 计算长度附加系数，按照表5.4.6取值为1.155，当允许长细比验算时 k 取1；

u_1, u_2 —— 计算长度系数，参照《扣件式规范》附录C表；

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度； $a = 0.20\text{m}$ ；

顶部立杆段： $a=0.2\text{m}$ 时， $u_1=1.649$ ， $l_0=3.619\text{m}$ ；

$$\lambda = 3619 / 15.9 = 228.239$$

允许长细比(k 取1) $\lambda_0 = 228.239 / 1.155 = 197.610 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.140$$

$$\sigma = 1.00 \times 7116 / (0.140 \times 505.5) = 100.380\text{N}/\text{mm}^2$$

$a=0.5\text{m}$ 时， $u_1=1.298$ ， $l_0=3.748\text{m}$ ；

$$\lambda = 3748 / 15.9 = 236.391$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 236.391 / 1.155 = 204.668 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.131$$

$$\sigma = 1.00 \times 7116 / (0.131 \times 505.5) = 107.174 \text{N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 $a=0.200$ 时, $\sigma = 100.380 \text{N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

非顶部立杆段: $u_2 = 1.951, l_0 = 3.380 \text{m}$;

$$\lambda = 3380 / 15.9 = 213.189$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 213.189 / 1.155 = 184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 7349 / (0.160 \times 505.5) = 90.857 \text{N/mm}^2, \text{立杆的稳定性计算 } \sigma < [f], \text{ 满足要求!}$$

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{kN/m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m ;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.40m ;

l_b —— 立杆横向间距, 1.40m ;

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

风荷载产生的弯矩 $M_w = 1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.400 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.060 \text{kN} \cdot \text{m}$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk} = (6n / (n+1) (n+2)) * M_{Tk} / B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值(kN.m)，由公式计

$$\text{算: } M_{Tk} = 0.5H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$$

B —— 模板支撑架横向宽度(m)；

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数；

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度(m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 2.9 \times 0.40 \times (0.5 \times 2.9 + 0.60) = 0.519 \text{ kN.m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (0.519 / 8.00) = 0.035 \text{ kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时，立杆的轴心压力最大值；

$$\text{顶部立杆 } N_w = 6.771 + 1.350 \times 0.256 + 1.4 \times 0.6 \times 0.035 = 7.145 \text{ kN}$$

$$\text{非顶部立杆 } N_w = 6.771 + 1.350 \times 0.428 + 1.4 \times 0.6 \times 0.035 = 7.378 \text{ kN}$$

顶部立杆段：a=0.2m时， $u_1=1.649$ ， $l_0=3.619\text{m}$ ；

$$\lambda = 3619 / 15.9 = 228.239$$

$$\text{允许长细比(k取1)} \quad \lambda_0 = 228.239 / 1.155 = 197.610 < 210 \quad \text{长细比验算满足要求!}$$

$$\phi = 0.140$$

$$\sigma = 1.00 \times 7145 / (0.140 \times 505.5) + 1.00 \times 60000 / 5262 = 112.104 \text{ N/mm}^2$$

a=0.5m时， $u_1=1.298$ ， $l_0=3.748\text{m}$ ；

$$\lambda = 3748 / 15.9 = 236.391$$

$$\text{允许长细比(k取1)} \quad \lambda_0 = 236.391 / 1.155 = 204.668 < 210 \quad \text{长细比验算满足要求!}$$

$$\phi = 0.131$$

$$\sigma = 1.00 \times 7145 / (0.131 \times 505.5) + 1.00 \times 60000 / 5262 = 118.926 \text{ N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 a=0.200时， $\sigma = 112.104 \text{ N/mm}^2$ ，立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$ ，满足要求！

非顶部立杆段： $u_2=1.951$ ， $l_0=3.38\text{m}$ ；

$$\lambda = 3380 / 15.9 = 213.189$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0=213.189/1.155=184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$\phi=0.160$

$\sigma=1.00 \times 7378 / (0.160 \times 505.5) + 1.00 \times 60000 / 5262 = 102.530 \text{N/mm}^2$

立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

2、按模板规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力最大值, 它包括:

横杆的最大支座反力 $N_1=6.771\text{kN}$ (已经包括组合系数)

脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.150 \times 2.850 = 0.578\text{kN}$

$N = 6.771 + 0.578 = 7.349\text{kN}$

i —— 计算立杆的截面回转半径, $i=1.59\text{cm}$;

A —— 立杆净截面面积, $A=5.055\text{cm}^2$;

W —— 立杆净截面模量(抵抗矩), $W=5.262\text{cm}^3$;

[f] —— 钢管立杆抗压强度设计值, $[f] = 205.00\text{N/mm}^2$;

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度, $a=0.20\text{m}$;

h —— 最大步距, $h=1.50\text{m}$;

l_0 —— 计算长度, 取 $1.500 + 2 \times 0.200 = 1.900\text{m}$;

λ —— 长细比, 为 $1900/15.9=120 < 150$ 满足要求!

ϕ —— 轴心受压立杆的稳定系数, 由长细比 l_0/i 查表得到 0.458 ;

经计算得到 $\sigma=1.00 \times 7349 / (0.458 \times 505.5) = 31.740\text{N/mm}^2$, 不考虑风荷载时立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{ kN/m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.40m;

l_b —— 立杆横向间距, 1.40m;

风荷载产生的弯矩 $M_w = 1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.400 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.060 \text{ kN} \cdot \text{m}$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk} = (6n / (n+1)(n+2)) * M_{Tk} / B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 由公式计

算: $M_{Tk} = 0.5H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$

B —— 模板支撑架横向宽度 (m);

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数;

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度 (m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 2.9 \times 0.40 \times (0.5 \times 2.9 + 0.60) = 0.519 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (0.519 / 8.00) = 0.035 \text{ kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

$$N_w = 6.771 + 1.350 \times 0.428 + 1.4 \times 0.6 \times 0.035 = 7.378 \text{ kN}$$

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 7378 / (0.458 \times 505.5) + 1.00 \times 60000 / 5262 = 43.179 \text{ N/mm}^2$

考虑风荷载时立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

模板承重架应尽量利用剪力墙或柱作为连接墙件, 否则存在安全隐患。

六、模板支架整体稳定性计算

依据规范GB51210-2016, 模板支架应进行整体抗倾覆验算。

支架的抗倾覆验算应满足下式要求：

$$M_T < M_R$$

式中： M_T —支架的倾覆力矩设计值；

M_R —支架的抗倾覆力矩设计值。

$$B^2 l_a (g_{1k} + g_{2k}) + 2 \sum_{j=1}^n G_{jk} b_j \geq 3\gamma_0 M_{TK}$$

抗倾覆力矩：

$$M_R = 8.000^2 \times 0.400 \times (0.764 + 0.200) + 2 \times (0.000 \times 8.000 \times 0.400) \times 8.000 / 2 = 24.702 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

倾覆力矩：

$$M_T = 3 \times 1.000 \times 0.519 = 1.558 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

模板支架整体抗倾覆验算 $M_T < M_R$ ，满足整体稳定性要求！

计算书：34#楼四层 180mm 板

扣件钢管楼板模板支架计算书

依据规范：

《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016

《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130-2011

《建筑施工模板安全技术规范》JGJ 162-2008

《建筑结构荷载规范》GB50009-2012

《钢结构设计规范》GB50017-2003

《混凝土结构设计规范》GB50010-2010

《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011

《建筑施工木脚手架安全技术规范》JGJ 164-2008

计算参数：

钢管强度为 205.0 N/mm^2 ，钢管强度折减系数取 1.00。

模板支架搭设高度为 4.1m，

立杆的纵距 $b=0.80\text{m}$ ，立杆的横距 $l=0.80\text{m}$ ，立杆的步距 $h=1.50\text{m}$ 。

面板厚度12mm，剪切强度 1.4N/mm^2 ，抗弯强度 17.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

内龙骨采用 $50. \times 80. \text{mm}$ 木方，间距300mm，

木方剪切强度 1.7N/mm^2 ，抗弯强度 17.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

梁顶托采用双钢管 $\phi 48 \times 3.5\text{mm}$ 。

模板自重 0.20kN/m^2 ，混凝土钢筋自重 25.10kN/m^3 。

施工均布荷载标准值 2.50kN/m^2 。

扣件计算折减系数取1.00。

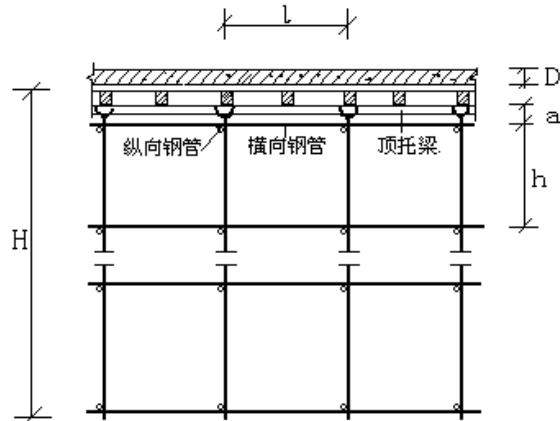


图1 楼板支撑架立面简图

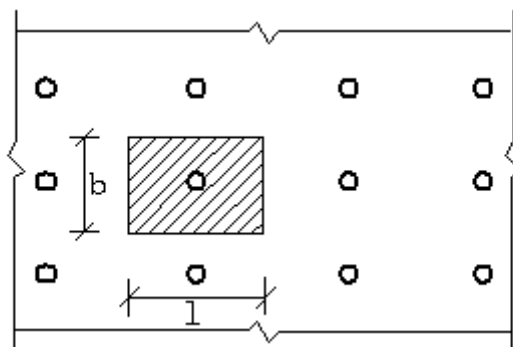


图2 楼板支撑架荷载计算单元

按照GB51210规范6.1.11条规定确定荷载组合分项系数如下：

由可变荷载效应控制的组合 $S=1.2 \times (25.10 \times 0.18 + 0.20) + 1.40 \times 2.50 = 9.162\text{kN/m}^2$

由永久荷载效应控制的组合 $S=1.35 \times 25.10 \times 0.18 + 0.7 \times 1.40 \times 2.50 = 8.549\text{kN/m}^2$

由于可变荷载效应控制的组合S最大，

永久荷载分项系数取1.2，可变荷载分项系数取1.40

采用的钢管类型为 $\Phi 48.3 \times 3.6$ 。

钢管惯性矩计算采用 $I = \pi (D^4 - d^4) / 64$ ，抵抗距计算采用 $W = \pi (D^4 - d^4) / 32D$ 。

一、模板面板计算

面板为受弯结构,需要验算其抗弯强度和刚度。模板面板的按照三跨连续梁计算。

静荷载标准值 $q_1 = 25.100 \times 0.180 \times 1.000 + 0.200 \times 1.000 = 4.718 \text{ kN/m}$

活荷载标准值 $q_2 = (2.000 + 2.500) \times 1.000 = 4.500 \text{ kN/m}$

面板的截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为：

本算例中，截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为：

截面抵抗矩 $W = 24.00 \text{ cm}^3$ ；

截面惯性矩 $I = 14.40 \text{ cm}^4$ ；

(1) 抗弯强度计算

$$f = \gamma_0 M / W < [f]$$

其中 f —— 面板的抗弯强度计算值 (N/mm^2)；

γ_0 —— 结构重要性系数；

M —— 面板的最大弯距 ($\text{N} \cdot \text{mm}$)；

W —— 面板的净截面抵抗矩；

$[f]$ —— 面板的抗弯强度设计值，取 17.00 N/mm^2 ；

$$M = 0.100 q l^2$$

其中 q —— 荷载设计值 (kN/m)；

经计算得到 $M = 0.100 \times (1.20 \times 4.718 + 1.40 \times 4.500) \times 0.300 \times 0.300 = 0.108 \text{ kN} \cdot \text{m}$

经计算得到面板抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M / W = 1.00 \times 0.108 \times 1000 \times 1000 / 24000 = 4.486 \text{ N/mm}^2$

面板的抗弯强度验算 $f < [f]$, 满足要求!

(2) 抗剪计算

$$\gamma_{0\gamma} T = 3\gamma_{0\gamma} Q/2bh < [T]$$

其中最大剪力 $Q=0.600 \times (1.20 \times 4.718 + 1.40 \times 4.500) \times 0.300 = 2.153\text{kN}$

$$\text{截面抗剪强度计算值 } T = 3 \times 1.00 \times 2153.0 / (2 \times 1000.000 \times 12.000) = 0.269\text{N/mm}^2$$

$$\text{截面抗剪强度设计值 } [T] = 1.40\text{N/mm}^2$$

面板抗剪强度验算小于 $[T]$ ，满足要求！

(3) 挠度计算

$$v = 0.677ql^4 / 100EI < [v] = 1 / 250$$

面板最大挠度计算值 $v = 0.677 \times 4.718 \times 300^4 / (100 \times 9000 \times 144000) = 0.200\text{mm}$

面板的最大挠度小于 $300.0/250$ ，满足要求！

二、模板支撑龙骨的计算

龙骨按照均布荷载计算。

1. 荷载的计算

(1) 钢筋混凝土板自重 (kN/m)：

$$q_{11} = 25.100 \times 0.180 \times 0.300 = 1.355\text{kN/m}$$

(2) 模板的自重线荷载 (kN/m)：

$$q_{12} = 0.200 \times 0.300 = 0.060\text{kN/m}$$

(3) 活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载 (kN/m)：

经计算得到，活荷载标准值 $q_2 = (2.500 + 2.000) \times 0.300 = 1.350\text{kN/m}$

静荷载 $q_1 = 1.20 \times 1.355 + 1.20 \times 0.060 = 1.698\text{kN/m}$

活荷载 $q_2 = 1.40 \times 1.350 = 1.890\text{kN/m}$

计算单元内的龙骨集中力为 $(1.890 + 1.698) \times 0.800 = 2.870\text{kN}$

2. 龙骨的计算

按照三跨连续梁计算，计算公式如下：

均布荷载 $q = P/l = 2.871/0.800 = 3.588\text{kN/m}$

最大弯矩 $M = 0.1ql^2 = 0.1 \times 3.59 \times 0.80 \times 0.80 = 0.230\text{kN}\cdot\text{m}$

最大剪力 $Q = 0.6q_1 = 0.6 \times 0.800 \times 3.588 = 1.722\text{kN}$

最大支座力 $N=1.1q_1 l = 1.1 \times 0.800 \times 3.588=3.158\text{kN}$

龙骨的截面力学参数为

本算例中，截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为：

截面抵抗矩 $W = 53.33\text{cm}^3$ ；

截面惯性矩 $I = 213.33\text{cm}^4$ ；

(1) 龙骨抗弯强度计算

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.230 \times 10^6 / 53333.3 = 4.31\text{N/mm}^2$

龙骨的抗弯计算强度小于 17.0N/mm^2 ，满足要求！

(2) 龙骨抗剪计算

最大剪力的计算公式如下：

$$Q = 0.6q_1 l$$

截面抗剪强度必须满足：

$$\gamma_0 T = 3 \gamma_0 Q / 2bh < [T]$$

截面抗剪强度计算值 $T=3 \times 1.00 \times 1722.47 / (2 \times 50.00 \times 80.00) = 0.646\text{N/mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T]=1.70\text{N/mm}^2$

龙骨的抗剪强度计算满足要求！

(3) 龙骨挠度计算

挠度计算按照规范要求采用静荷载标准值，

均布荷载通过变形受力计算的最大支座力除以龙骨计算跨度(即龙骨下小横杆间距)

得到 $q=1.415\text{kN/m}$

最大变形 $v=0.677q_1 l^4 / 100EI = 0.677 \times 1.415 \times 800.0^4 / (100 \times 9000.00 \times 2133334.0) = 0.204\text{mm}$

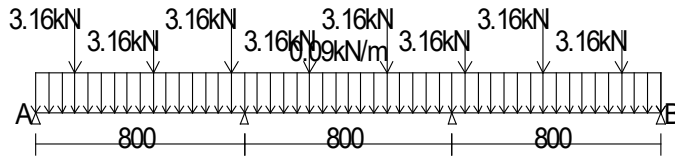
龙骨的最大挠度小于 $800.0/400$ (木方时取250)，满足要求！

三、托梁的计算

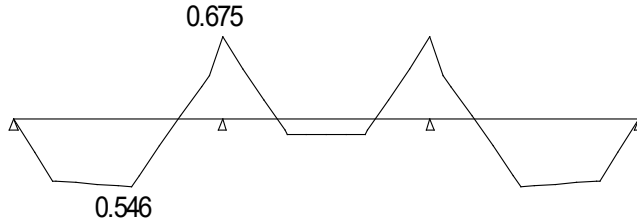
托梁按照集中与均布荷载下多跨连续梁计算。

集中荷载取次龙骨的支座力 $P= 3.158\text{kN}$

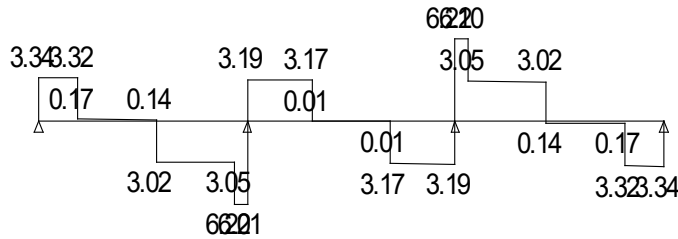
均布荷载取托梁的自重 $q = 0.092\text{kN/m}$ 。



托梁计算简图

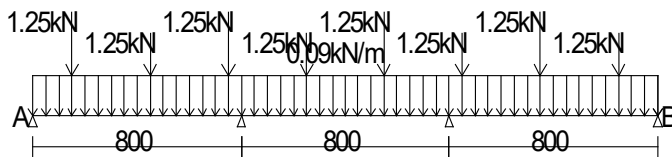


托梁弯矩图 (kN.m)

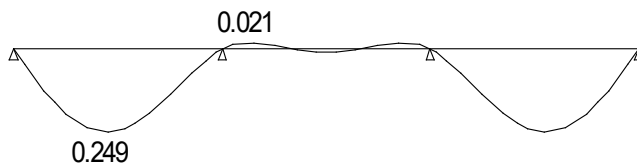


托梁剪力图 (kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



托梁变形计算受力图



托梁变形图 (mm)

经过计算得到最大弯矩 $M = 0.674\text{kN.m}$

经过计算得到最大支座 $F = 9.404\text{kN}$

经过计算得到最大变形 $V = 0.249\text{mm}$

顶托梁的截面力学参数为

截面抵抗矩 $W = 10.16\text{cm}^3$;

截面惯性矩 $I = 24.38\text{cm}^4$;

(1) 顶托梁抗弯强度计算

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.674 \times 10^6 / 10160.0 = 63.18\text{N/mm}^2$

顶托梁的抗弯计算强度小于 205.0N/mm^2 , 满足要求!

(2) 顶托梁挠度计算

最大变形 $v = 0.249\text{mm}$

顶托梁的最大挠度小于 $800.0/400$, 满足要求!

四、扣件抗滑移的计算

顶托类型立杆因轴心受力, 不需要计算扣件抗滑移。

五、模板支架荷载标准值(立杆轴力)

作用于模板支架的荷载包括静荷载、活荷载和风荷载。

1. 静荷载标准值包括以下内容:

(1) 脚手架的自重(kN):

$$N_{G1} = 0.139 \times 4.120 = 0.573\text{kN}$$

(2) 模板的自重(kN):

$$N_{G2} = 0.200 \times 0.800 \times 0.800 = 0.128\text{kN}$$

(3) 钢筋混凝土楼板自重(kN):

$$N_{G3} = 25.100 \times 0.180 \times 0.800 \times 0.800 = 2.892\text{kN}$$

经计算得到, 静荷载标准值 $N_G = (N_{G1} + N_{G2} + N_{G3}) = 3.593\text{kN}$ 。

2. 活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载。

经计算得到, 活荷载标准值 $N_Q = (2.500 + 2.000) \times 0.800 \times 0.800 = 2.880\text{kN}$

3. 不考虑风荷载时, 立杆的轴向压力设计值计算公式

$$N = 1.20N_G + 1.40N_Q$$

六、立杆的稳定性计算

1、按扣件脚手架规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时，立杆的稳定性计算公式

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\varphi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力设计值，

顶部立杆 N = 7.939kN，非顶部立杆 N = 8.343kN

φ —— 轴心受压立杆的稳定系数，由长细比 l_0/i 查表得到；

i —— 计算立杆的截面回转半径 (cm)； i = 1.59

A —— 立杆净截面面积 (cm²)； A = 5.06

W —— 立杆净截面抵抗矩 (cm³)； W = 5.26

σ —— 钢管立杆抗压强度计算值 (N/mm²)；

[f] —— 钢管立杆抗压强度设计值， [f] = 205.00N/mm²；

l_0 —— 计算长度 (m)；

参照《扣件式规范》2011，由公式计算

$$\text{顶部立杆段： } l_0 = k u_1 (h+2a) \quad (1)$$

$$\text{非顶部立杆段： } l_0 = k u_2 h \quad (2)$$

k —— 计算长度附加系数，按照表5.4.6取值为1.155，当允许长细比验算时k取1；

u_1, u_2 —— 计算长度系数，参照《扣件式规范》附录C表；

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度； a = 0.20m；

顶部立杆段： a=0.2m时， $u_1=1.540$ ， $l_0=3.380$ m；

$$\lambda = 3380/15.9 = 213.152$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 213.152/1.155 = 184.547 < 210$

长细比验算满足要求!

$$\varphi = 0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 7939 / (0.160 \times 505.5) = 98.151 \text{N/mm}^2$$

$a=0.5\text{m}$ 时, $u_1=1.215$, $l_0=3.508\text{m}$;

$$\lambda = 3508 / 15.9 = 221.275$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 221.275 / 1.155 = 191.580 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.149$$

$$\sigma = 1.00 \times 7939 / (0.149 \times 505.5) = 105.555 \text{N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 $a=0.200$ 时, $\sigma = 98.151 \text{N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

非顶部立杆段: $u_2=1.951$, $l_0=3.380\text{m}$;

$$\lambda = 3380 / 15.9 = 213.189$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 213.189 / 1.155 = 184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.160$$

$\sigma = 1.00 \times 8343 / (0.160 \times 505.5) = 103.145 \text{N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{kN/m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m ;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.80m ;

l_b —— 立杆横向间距, 0.80m ;

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

风荷载产生的弯矩 $M_w = 1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.800 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.034 \text{ kN} \cdot \text{m}$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk} = (6n / (n+1)(n+2)) * M_{Tk} / B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值(kN·m)，由公式计

算： $M_{Tk} = 0.5H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$

B —— 模板支撑架横向宽度(m)；

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数；

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度(m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 4.1 \times 0.80 \times (0.5 \times 4.1 + 0.60) = 1.973 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (1.973 / 6.40) = 0.164 \text{ kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时，立杆的轴心压力最大值；

$$\text{顶部立杆 } N_w = 1.200 \times 3.256 + 1.400 \times 2.880 + 1.4 \times 0.6 \times 1.400 \times 0.034 = 8.077 \text{ kN}$$

$$\text{非顶部立杆 } N_w = 1.200 \times 3.593 + 1.400 \times 2.880 + 1.4 \times 0.6 \times 1.400 \times 0.034 = 8.481 \text{ kN}$$

顶部立杆段：a=0.2m时， $u_1=1.540$ ， $l_0=3.380\text{m}$ ；

$$\lambda = 3380 / 15.9 = 213.152$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 213.152 / 1.155 = 184.547 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 8077 / (0.160 \times 505.5) + 1.00 \times 34000 / 5262 = 106.323 \text{ N/mm}^2$$

a=0.5m时， $u_1=1.215$ ， $l_0=3.508\text{m}$ ；

$$\lambda = 3508 / 15.9 = 221.275$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 221.275 / 1.155 = 191.580 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.149$$

$$\sigma = 1.00 \times 8077 / (0.149 \times 505.5) + 1.00 \times 34000 / 5262 = 113.856 \text{ N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 a=0.200时， $\sigma = 106.323 \text{ N/mm}^2$ ，立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$ ，满

足要求!

非顶部立杆段: $u_2=1.951, l_0=3.38\text{m}$;

$$\lambda = 3380/15.9 = 213.189$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 213.189/1.155 = 184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 8481 / (0.160 \times 505.5) + 1.00 \times 34000 / 5262 = 111.317\text{N/mm}^2$$

立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

2、按模板规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力设计值, $N = 8.34\text{kN}$

i —— 计算立杆的截面回转半径, $i = 1.59\text{cm}$;

A —— 立杆净截面面积, $A = 5.055\text{cm}^2$;

W —— 立杆净截面模量(抵抗矩), $W = 5.262\text{cm}^3$;

[f] —— 钢管立杆抗压强度设计值, $[f] = 205.00\text{N/mm}^2$;

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度, $a = 0.20\text{m}$;

h —— 最大步距, $h = 1.50\text{m}$;

l_0 —— 计算长度, 取 $1.500 + 2 \times 0.200 = 1.900\text{m}$;

λ —— 长细比, 为 $1900/15.9 = 120 < 150$ 满足要求!

ϕ —— 轴心受压立杆的稳定系数, 由长细比 l_0/i 查表得到 0.458;

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 8343 / (0.458 \times 505.5) = 36.033\text{N/mm}^2$, 不考虑风荷载时立杆的稳定性

计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{ kN/m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.80m;

l_b —— 立杆横向间距, 0.80m;

风荷载产生的弯矩 $M_w = 1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.800 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.034 \text{ kN} \cdot \text{m}$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk} = (6n / (n+1)(n+2)) * M_{Tk} / B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 由公式计

算: $M_{Tk} = 0.5H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$

B —— 模板支撑架横向宽度 (m);

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数;

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度 (m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 4.1 \times 0.80 \times (0.5 \times 4.1 + 0.60) = 1.973 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (1.973 / 6.40) = 0.164 \text{ kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

$$N_w = 1.200 \times 3.593 + 1.400 \times 2.880 + 1.4 \times 0.6 \times 0.164 = 8.481 \text{ kN}$$

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 8481 / (0.458 \times 505.5) + 1.00 \times 34000 / 5262 = 43.095 \text{ N/mm}^2$

考虑风荷载时立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

模板承重架应尽量利用剪力墙或柱作为连接墙件, 否则存在安全隐患。

七、模板支架整体稳定性计算

依据规范GB51210-2016, 模板支架应进行整体抗倾覆验算。

支架的抗倾覆验算应满足下式要求：

$$M_T < M_R$$

式中： M_T —支架的倾覆力矩设计值；

M_R —支架的抗倾覆力矩设计值。

$$B^2 l_a (g_{1k} + g_{2k}) + 2 \sum_{j=1}^n G_{jk} b_j \geq 3\gamma_0 M_{TK}$$

抗倾覆力矩：

$$M_R = 6.400^2 \times 0.800 \times (0.895 + 0.200) + 2 \times (0.000 \times 6.400 \times 0.800) \times 6.400 / 2 = 35.896 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

倾覆力矩：

$$M_T = 3 \times 1.000 \times 1.973 = 5.918 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

模板支架整体抗倾覆验算 $M_T < M_R$ ，满足整体稳定性要求！

楼板强度的计算

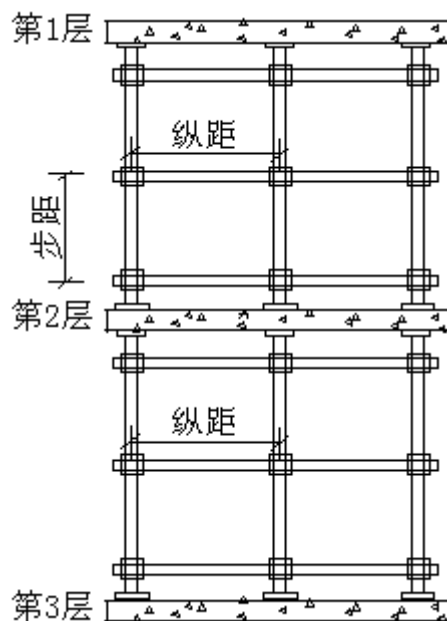
1. 计算楼板强度说明

验算楼板强度时按照最不利考虑，楼板的跨度取4.50m，楼板承受的荷载按照线均布考虑。

宽度范围内配筋3级钢筋，配筋面积 $A_s = 2700.0 \text{ mm}^2$ ， $f_y = 360.0 \text{ N/mm}^2$ 。

板的截面尺寸为 $b \times h = 4500 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$ ，截面有效高度 $h_0 = 180 \text{ mm}$ 。

按照楼板每5天浇筑一层，所以需要验算5天、10天、15天...的承载能力是否满足荷载要求，其计算简图如下：



2. 计算楼板混凝土5天的强度是否满足承载力要求

楼板计算长边4.50m，短边 $4.50 \times 1.00 = 4.50\text{m}$ ，

楼板计算范围内摆放6×6排脚手架，将其荷载转换为计算宽度内均布荷载。

第2层楼板所需承受的荷载为

$$q = 1 \times 1.20 \times (0.20 + 25.10 \times 0.18) + \\ 1 \times 1.20 \times (0.57 \times 6 \times 6 / 4.50 / 4.50) + \\ 1.40 \times (2.00 + 2.50) = 13.18 \text{ kN/m}^2$$

计算单元板带所承受均布荷载 $q = 4.50 \times 13.18 = 59.33 \text{ kN/m}$

板带所需承担的最大弯矩按照四边固接双向板计算

$$M_{\max} = 0.0513 \times q l^2 = 0.0513 \times 59.33 \times 4.50^2 = 61.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

按照混凝土的强度换算

得到5天后混凝土强度达到48.30%，C35.0混凝土强度近似等效为C16.9。

混凝土弯曲抗压强度设计值为 $f_{\text{cm}} = 8.11 \text{ N/mm}^2$

则可以得到矩形截面相对受压区高度：

$$\xi = A_s f_y / b h_0 f_{\text{cm}} = 2700.00 \times 360.00 / (4500.00 \times 180.00 \times 8.11) = 0.15$$

查表得到钢筋混凝土受弯构件正截面抗弯能力计算系数为

$$\alpha_s = 0.139$$

此层楼板所能承受的最大弯矩为：

$$M_1 = \alpha_s b h_0^2 f_{cm} = 0.139 \times 4500.000 \times 180.000^2 \times 8.1 \times 10^{-6} = 164.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

结论：由于 $\Sigma M_i = 164.45 = 164.45 > M_{\max} = 61.63$

所以第5天以后的各层楼板强度和足以承受以上楼层传递下来的荷载。

第2层以下的模板支撑可以拆除。

钢管楼板模板支架计算满足要求！

计算书：办公楼 A-B 轴 1、2 层 350x700 梁

梁模板扣件钢管支撑架计算书

依据规范：

- 《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016
- 《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130-2011
- 《建筑施工模板安全技术规范》JGJ 162-2008
- 《建筑结构荷载规范》GB50009-2012
- 《钢结构设计规范》GB50017-2003
- 《混凝土结构设计规范》GB50010-2010
- 《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011
- 《建筑施工木脚手架安全技术规范》JGJ 164-2008

计算参数：

钢管强度为 205.0 N/mm^2 ，钢管强度折减系数取 1.00 。

模板支架搭设高度为 10.0m ，

梁截面 $B \times D = 350\text{mm} \times 700\text{mm}$ ，立杆的纵距（跨度方向） $l = 0.40\text{m}$ ，立杆的步距 $h = 1.50\text{m}$ ，梁底增加1道承重立杆。

面板厚度 12mm ，剪切强度 1.4N/mm^2 ，抗弯强度 17.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

内龙骨采用 $50. \times 80. \text{mm}$ 木方。

木方剪切强度 1.7N/mm^2 ，抗弯强度 17.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

梁两侧立杆间距 0.95m 。

梁底按照均匀布置承重杆3根计算。

模板自重 0.20kN/m^2 ，混凝土钢筋自重 25.50kN/m^3 。

振捣混凝土荷载标准值 2.00kN/m^2 ，施工均布荷载标准值 2.50kN/m^2 。

地基承载力标准值 170kN/m^2 ，基础底面扩展面积 0.250m^2 ，地基承载力调整系数 0.40 。

扣件计算折减系数取 1.00 。

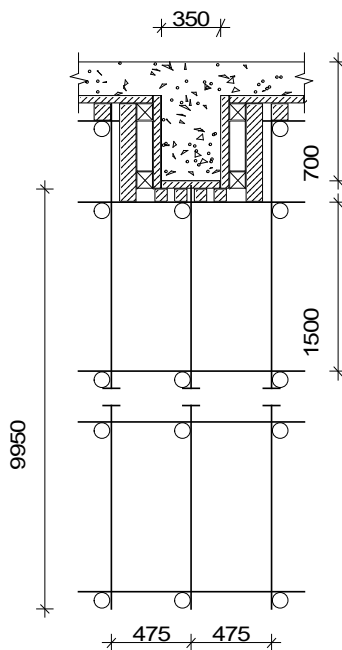


图1 梁模板支撑架立面简图

按照GB51210规范6.1.11条规定确定荷载组合分项系数如下：

由可变荷载效应控制的组合 $S=1.2 \times (25.50 \times 0.70 + 0.20) + 1.40 \times 2.50 = 25.160\text{kN/m}^2$

由永久荷载效应控制的组合 $S=1.35 \times 25.50 \times 0.70 + 0.7 \times 1.40 \times 2.50 = 26.548\text{kN/m}^2$

由于永久荷载效应控制的组合 S 最大，

永久荷载分项系数取 1.35 ，可变荷载分项系数取 $0.7 \times 1.40 = 0.98$

采用的钢管类型为 $\phi 48.3 \times 3.6$ 。

钢管惯性矩计算采用 $I = \pi (D^4 - d^4) / 64$ ，抵抗距计算采用 $W = \pi (D^4 - d^4) / 32D$ 。

一、模板面板计算

面板为受弯结构，需要验算其抗弯强度和刚度。模板面板的按照多跨连续梁计算。

作用荷载包括梁与模板自重荷载，施工活荷载等。

1. 荷载的计算:

(1) 钢筋混凝土梁自重 (kN/m):

$$q_1 = 25.500 \times 0.700 \times 0.400 = 7.140 \text{ kN/m}$$

(2) 模板的自重线荷载 (kN/m):

$$q_2 = 0.200 \times 0.400 \times (2 \times 0.700 + 0.350) / 0.350 = 0.400 \text{ kN/m}$$

(3) 活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载 (kN):

经计算得到, 活荷载标准值 $P_1 = (2.500 + 2.000) \times 0.350 \times 0.400 = 0.630 \text{ kN}$

均布荷载 $q = 1.35 \times 7.140 + 1.35 \times 0.400 = 10.179 \text{ kN/m}$

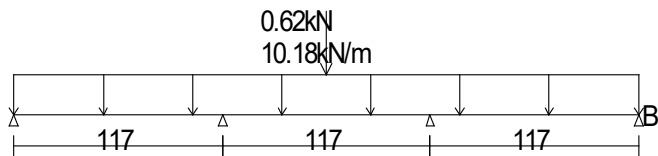
集中荷载 $P = 0.98 \times 0.630 = 0.617 \text{ kN}$

面板的截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为:

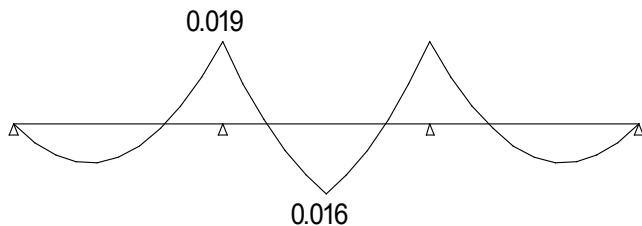
本算例中, 截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为:

截面抵抗矩 $W = 9.60 \text{ cm}^3$;

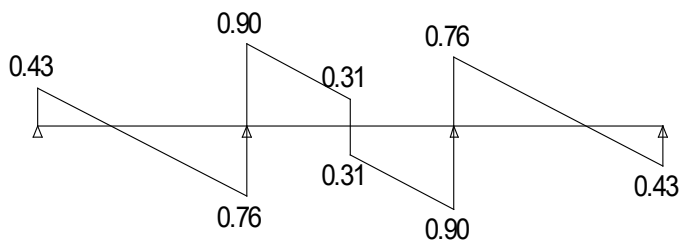
截面惯性矩 $I = 5.76 \text{ cm}^4$;



计算简图

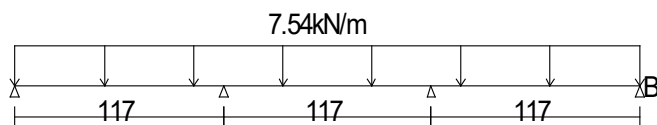


弯矩图 (kN.m)

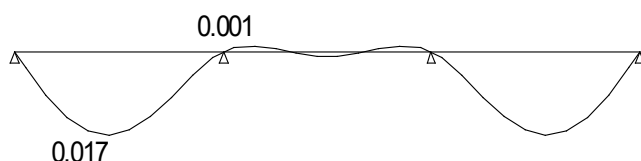


剪力图 (kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



变形计算受力图



变形图 (mm)

经过计算得到从左到右各支座力分别为

$$N_1 = 0.429 \text{ kN}$$

$$N_2 = 1.661 \text{ kN}$$

$$N_3 = 1.661 \text{ kN}$$

$$N_4 = 0.429 \text{ kN}$$

最大弯矩 $M = 0.019 \text{ kN} \cdot \text{m}$

最大变形 $V = 0.018 \text{ mm}$

(1) 抗弯强度计算

经计算得到面板抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M / W = 1.00 \times 0.019 \times 1000 \times 1000 / 9600 = 1.979 \text{ N/mm}^2$

面板的抗弯强度设计值 $[f]$ ，取 17.00 N/mm^2 ；

面板的抗弯强度验算 $f < [f]$ ，满足要求！

(2) 抗剪计算

截面抗剪强度计算值 $\gamma_0 T = 3 \gamma_0 Q / 2bh = 3 \times 1.00 \times 902.0 / (2 \times 400.000 \times 12.000) = 0.282 \text{ N/mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T] = 1.40 \text{ N/mm}^2$

面板抗剪强度验算 $T < [T]$ ，满足要求！

(3) 挠度计算

面板最大挠度计算值 $v = 0.018\text{mm}$

面板的最大挠度小于 $116.7/250$, 满足要求!

二、梁底支撑龙骨的计算

梁底龙骨计算

按照三跨连续梁计算, 计算公式如下:

均布荷载 $q = P/l = 1.661/0.400 = 4.153\text{kN/m}$

最大弯矩 $M = 0.1ql^2 = 0.1 \times 4.15 \times 0.40 \times 0.40 = 0.066\text{kN}\cdot\text{m}$

最大剪力 $Q = 0.6ql = 0.6 \times 0.400 \times 4.153 = 0.997\text{kN}$

最大支座力 $N = 1.1ql = 1.1 \times 0.400 \times 4.153 = 1.827\text{kN}$

龙骨的截面力学参数为

本算例中, 截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为:

截面抵抗矩 $W = 53.33\text{cm}^3$;

截面惯性矩 $I = 213.33\text{cm}^4$;

(1) 龙骨抗弯强度计算

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.066 \times 10^6 / 53333.3 = 1.25\text{N/mm}^2$

龙骨的抗弯计算强度小于 17.0N/mm^2 , 满足要求!

(2) 龙骨抗剪计算

最大剪力的计算公式如下:

$$Q = 0.6ql$$

截面抗剪强度必须满足:

$$\gamma_0 T = 3 \gamma_0 Q / 2bh < [T]$$

截面抗剪强度计算值 $T = 3 \times 1.00 \times 996.79 / (2 \times 50.00 \times 80.00) = 0.374\text{N/mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T] = 1.70\text{N/mm}^2$

龙骨的抗剪强度计算满足要求!

(3) 龙骨挠度计算

挠度计算按照规范要求采用静荷载标准值，

均布荷载通过变形受力计算的最大支座力除以龙骨计算跨度(即龙骨下小横杆间距)

得到 $q=2.419\text{kN/m}$

最大变形 $v=0.677ql^4/100EI=0.677 \times 2.419 \times 400.0^4/(100 \times 9000.00 \times 2133334.0)=0.022\text{mm}$

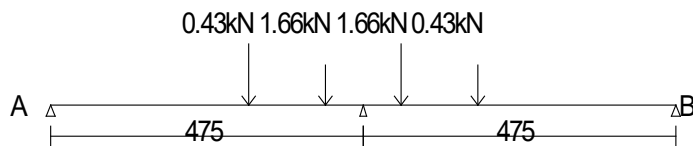
龙骨的最大挠度小于 $400.0/400$ (木方时取250), 满足要求!

三、梁底支撑钢管计算

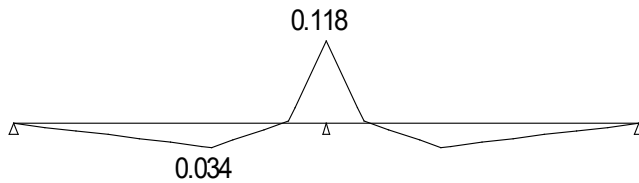
(一) 梁底支撑横向钢管计算

横向支撑钢管按照集中荷载作用下的连续梁计算。

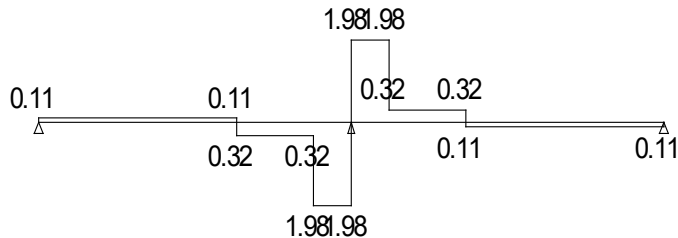
集中荷载P取次龙骨支撑传递力。



支撑钢管计算简图

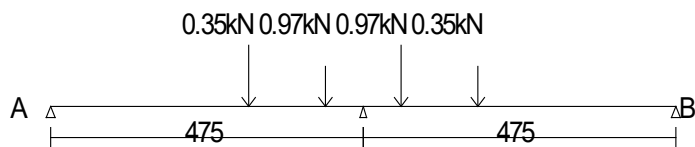


支撑钢管弯矩图 (kN.m)

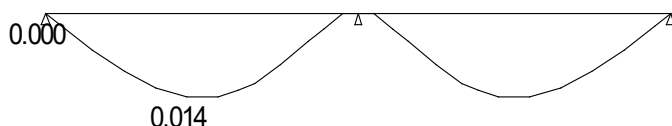


支撑钢管剪力图 (kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



支撑钢管变形计算受力图



支撑钢管变形图 (mm)

经过连续梁的计算得到

最大弯矩 $M_{max}=0.118\text{kN}\cdot\text{m}$

最大变形 $v_{max}=0.015\text{mm}$

最大支座力 $Q_{max}=3.955\text{kN}$

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.118 \times 10^6 / 5262.3 = 22.51\text{N}/\text{mm}^2$

支撑钢管的抗弯计算强度小于设计强度, 满足要求!

支撑钢管的最大挠度小于 $475.0/150$ 与 10mm , 满足要求!

(二) 梁底支撑纵向钢管计算

梁底支撑纵向钢管只起构造作用, 无需要计算。

四、扣件抗滑移的计算

纵向或横向水平杆与立杆连接时, 扣件的抗滑承载力按照下式计算:

$$\gamma_0 R \leq R_c$$

其中 R_c —— 扣件抗滑承载力设计值, 单扣件取 8.00kN , 双扣件取 12.00kN ;

R —— 纵向或横向水平杆传给立杆的竖向作用力设计值;

计算中 R 取最大支座反力, $\gamma_0 R = 1.00 \times 3.96 = 3.96\text{kN}$

选用单扣件, 抗滑承载力的设计计算满足要求!

五、立杆的稳定性计算

1、按扣件脚手架规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时，立杆的稳定性计算公式

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\varphi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力设计值，它包括：

横杆的最大支座反力 $N_1=3.96\text{kN}$ （已经包括组合系数）

脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 1.333 = 1.800\text{kN}$

顶部立杆段，脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.228 = 0.308\text{kN}$

非顶部立杆段 $N = 3.955 + 1.800 = 5.755\text{kN}$

顶部立杆段 $N = 3.955 + 0.308 = 4.262\text{kN}$

φ —— 轴心受压立杆的稳定系数，由长细比 l_0/i 查表得到；

i —— 计算立杆的截面回转半径（cm）； $i = 1.59$

A —— 立杆净截面面积（ cm^2 ）； $A = 5.06$

W —— 立杆净截面抵抗矩（ cm^3 ）； $W = 5.26$

σ —— 钢管立杆抗压强度计算值（ N/mm^2 ）；

$[f]$ —— 钢管立杆抗压强度设计值， $[f] = 205.00\text{N}/\text{mm}^2$ ；

l_0 —— 计算长度（m）；

参照《扣件式规范》2011，由公式计算

$$\text{顶部立杆段： } l_0 = k u_1 (h + 2a) \quad (1)$$

$$\text{非顶部立杆段： } l_0 = k u_2 h \quad (2)$$

k —— 计算长度附加系数，按照表5.4.6取值为1.185，当允许长细比验算时 k 取1；

u_1, u_2 —— 计算长度系数，参照《扣件式规范》附录C表；

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度； $a = 0.20\text{m}$ ；

顶部立杆段： $a=0.2\text{m}$ 时， $u_1=1.574$ ， $l_0=3.544\text{m}$ ；

$$\lambda = 3544 / 15.9 = 223.517$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 223.517 / 1.185 = 188.622 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.146$$

$$\sigma = 1.00 \times 4262 / (0.146 \times 505.5) = 57.616 \text{N/mm}^2$$

a=0.5m时, $u_1 = 1.241$, $l_0 = 3.676\text{m}$;

$$\lambda = 3676 / 15.9 = 231.880$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 231.880 / 1.185 = 195.679 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.137$$

$$\sigma = 1.00 \times 4262 / (0.137 \times 505.5) = 61.592 \text{N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 a=0.200时, $\sigma = 57.616 \text{N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

非顶部立杆段: $u_2 = 1.951$, $l_0 = 3.468\text{m}$;

$$\lambda = 3468 / 15.9 = 218.726$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 218.726 / 1.185 = 184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.153$$

$\sigma = 1.00 \times 5755 / (0.153 \times 505.5) = 74.239 \text{N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{kN/m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.40m;

l_b —— 立杆横向间距, 0.95m;

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

风荷载产生的弯矩 $M_w=1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.400 \times 1.500 \times 1.500/10=0.040\text{kN}\cdot\text{m}$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk}=(6n/(n+1)(n+2))*M_{Tk}/B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值(kN·m), 由公式计

算: $M_{Tk} = 0.5H^2l_a w_{fk} + Hl_a H_m w_{mk}$

B —— 模板支撑架横向宽度(m);

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数;

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度(m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 10.0 \times 0.40 \times (0.5 \times 10.0 + 0.60) = 4.992\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (4.992 / 8.00) = 0.333\text{kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

$$\text{顶部立杆 } N_w = 3.955 + 1.350 \times 0.228 + 1.4 \times 0.6 \times 0.333 = 4.542\text{kN}$$

$$\text{非顶部立杆 } N_w = 3.955 + 1.350 \times 1.333 + 1.4 \times 0.6 \times 0.333 = 6.034\text{kN}$$

顶部立杆段: $a=0.2\text{m}$ 时, $u_1=1.574$, $l_0=3.544\text{m}$;

$$\lambda = 3544 / 15.9 = 223.517$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 223.517 / 1.185 = 188.622 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.146$$

$$\sigma = 1.00 \times 4542 / (0.146 \times 505.5) + 1.00 \times 40000 / 5262 = 69.073\text{N}/\text{mm}^2$$

$a=0.5\text{m}$ 时, $u_1=1.241$, $l_0=3.676\text{m}$;

$$\lambda = 3676 / 15.9 = 231.880$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 231.880 / 1.185 = 195.679 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi=0.137$$

$$\sigma = 1.00 \times 4542 / (0.137 \times 505.5) + 1.00 \times 40000 / 5262 = 73.309 \text{N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 $a=0.200$ 时, $\sigma = 69.073 \text{N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

非顶部立杆段: $u_2=1.951, l_0=3.468\text{m}$;

$$\lambda = 3468 / 15.9 = 218.726$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 218.726 / 1.185 = 184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi=0.153$$

$$\sigma = 1.00 \times 6034 / (0.153 \times 505.5) + 1.00 \times 40000 / 5262 = 85.523 \text{N/mm}^2$$

立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

2、按模板规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力最大值, 它包括:

横杆的最大支座反力 $N_1=3.955\text{kN}$ (已经包括组合系数)

脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.134 \times 9.950 = 1.800\text{kN}$

$$N = 3.955 + 1.800 = 5.755\text{kN}$$

i —— 计算立杆的截面回转半径, $i=1.59\text{cm}$;

A —— 立杆净截面面积, $A=5.055\text{cm}^2$;

W —— 立杆净截面模量(抵抗矩), $W=5.262\text{cm}^3$;

$[f]$ —— 钢管立杆抗压强度设计值, $[f] = 205.00\text{N/mm}^2$;

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度, $a=0.20\text{m}$;

h —— 最大步距, $h=1.50\text{m}$;

l_0 —— 计算长度, 取 $1.500 + 2 \times 0.200 = 1.900\text{m}$;

λ —— 长细比, 为 $1900/15.9=120 < 150$ 满足要求!

ϕ —— 轴心受压立杆的稳定系数, 由长细比 l_0/i 查表得到0.458;

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 5755 / (0.458 \times 505.5) = 24.854 \text{N/mm}^2$, 不考虑风荷载时立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{kN/m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.40m;

l_b —— 立杆横向间距, 0.95m;

风荷载产生的弯矩 $M_w = 1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.400 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.040 \text{kN.m}$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk} = (6n / (n+1)(n+2)) * M_{Tk} / B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值 (kN.m), 由公式计

算: $M_{Tk} = 0.5H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$

B —— 模板支撑架横向宽度 (m);

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数;

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度 (m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 10.0 \times 0.40 \times (0.5 \times 10.0 + 0.60) = 4.992 \text{kN.m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (4.992 / 8.00) = 0.333 \text{kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

$$N_w = 3.955 + 1.350 \times 1.333 + 1.4 \times 0.6 \times 0.333 = 6.034 \text{ kN}$$

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 6034 / (0.458 \times 505.5) + 1.00 \times 40000 / 5262 = 33.739 \text{ N/mm}^2$

考虑风荷载时立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

模板承重架应尽量利用剪力墙或柱作为连接连墙件, 否则存在安全隐患。

六、模板支架整体稳定性计算

依据规范GB51210-2016, 模板支架应进行整体抗倾覆验算。

支架的抗倾覆验算应满足下式要求:

$$M_T < M_R$$

式中: M_T —支架的倾覆力矩设计值;

M_R —支架的抗倾覆力矩设计值。

$$B^2 l_a (g_{1k} + g_{2k}) + 2 \sum_{j=1}^n G_{jk} b_j \geq 3 \gamma_0 M_{Tk}$$

抗倾覆力矩:

$$M_R = 8.000^2 \times 0.400 \times (3.508 + 0.200) + 2 \times (0.000 \times 8.000 \times 0.400) \times 8.000 / 2 = 94.942 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

倾覆力矩:

$$M_T = 3 \times 1.000 \times 4.992 = 14.977 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

模板支架整体抗倾覆验算 $M_T < M_R$, 满足整体稳定性要求!

七、基础承载力计算

立杆基础底面的平均压力应满足下式的要求

$$p_k = N / A_g \leq \gamma_u f_a$$

其中 p_k —— 脚手架立杆基础底面处的平均压力设计值, $p_k = N / A_g = 23.02$ (kPa)

N —— 上部结构传至基础顶面的轴向力设计值 $N = 5.76 \text{ kN}$

A_g —— 基础底面面积 (m^2); $A_g = 0.25$

γ_u —— 永久荷载和可变荷载分项系数加权平均值, $\gamma_u = 1.363$

f_a —— 地基承载力设计值 (kN/m^2); $f_a = 68.00$

地基承载力设计值应按下列式计算

$$f_a = m_f \times f_{ak}$$

其中 m_f —— 脚手架地基承载力调整系数; $m_f = 0.40$

f_{ak} —— 地基承载力标准值; $f_{ak} = 170.00$

地基承载力的计算满足要求!

模板支撑架计算满足要求!

计算书: 办公楼 A-B 轴 1、2 层 120mm 板

扣件钢管楼板模板支架计算书

依据规范:

《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016

《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130-2011

《建筑施工模板安全技术规范》JGJ 162-2008

《建筑结构荷载规范》GB50009-2012

《钢结构设计规范》GB50017-2003

《混凝土结构设计规范》GB50010-2010

《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011

《建筑施工木脚手架安全技术规范》JGJ 164-2008

计算参数:

钢管强度为 $205.0 \text{ N}/\text{mm}^2$, 钢管强度折减系数取 1.00。

模板支架搭设高度为 10.5m,

立杆的纵距 $b=0.80\text{m}$, 立杆的横距 $l=0.80\text{m}$, 立杆的步距 $h=1.50\text{m}$ 。

面板厚度 12mm, 剪切强度 $1.4\text{N}/\text{mm}^2$, 抗弯强度 $17.0\text{N}/\text{mm}^2$, 弹性模量 $9000.0\text{N}/\text{mm}^2$ 。

内龙骨采用 $50. \times 80. \text{mm}$ 木方, 间距 300mm,

木方剪切强度 $1.7\text{N}/\text{mm}^2$, 抗弯强度 $17.0\text{N}/\text{mm}^2$, 弹性模量 $9000.0\text{N}/\text{mm}^2$ 。

梁顶托采用双钢管 $\phi 48 \times 3.5\text{mm}$ 。

模板自重 $0.20\text{kN}/\text{m}^2$, 混凝土钢筋自重 $25.10\text{kN}/\text{m}^3$ 。

施工均布荷载标准值 2.50kN/m^2 。

扣件计算折减系数取 1.00 。

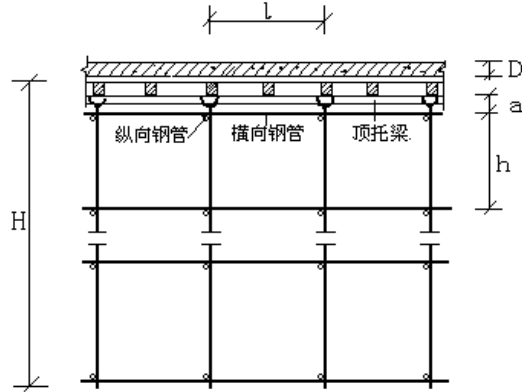


图1 楼板支撑架立面简图

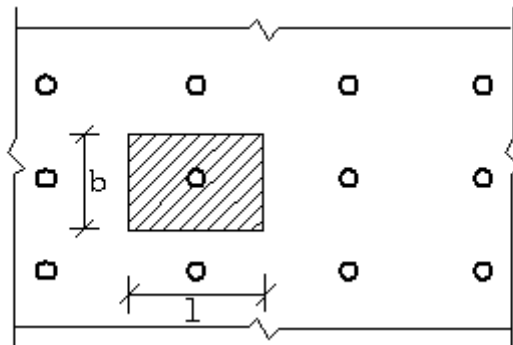


图2 楼板支撑架荷载计算单元

按照GB51210规范6.1.11条规定确定荷载组合分项系数如下：

由可变荷载效应控制的组合 $S=1.2 \times (25.10 \times 0.12 + 0.20) + 1.40 \times 2.50 = 7.354\text{kN/m}^2$

由永久荷载效应控制的组合 $S=1.35 \times 25.10 \times 0.12 + 0.7 \times 1.40 \times 2.50 = 6.516\text{kN/m}^2$

由于可变荷载效应控制的组合 S 最大，

永久荷载分项系数取 1.2 ，可变荷载分项系数取 1.40

采用的钢管类型为 $\phi 48.3 \times 3.6$ 。

钢管惯性矩计算采用 $I = \pi (D^4 - d^4) / 64$ ，抵抗距计算采用 $W = \pi (D^4 - d^4) / 32D$ 。

一、模板面板计算

面板为受弯结构，需要验算其抗弯强度和刚度。模板面板的按照三跨连续梁计算。

静荷载标准值 $q_1 = 25.100 \times 0.120 \times 1.000 + 0.200 \times 1.000 = 3.212\text{kN/m}$

活荷载标准值 $q_2 = (2.000+2.500) \times 1.000=4.500\text{kN/m}$

面板的截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为:

本算例中, 截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为:

截面抵抗矩 $W = 24.00\text{cm}^3$;

截面惯性矩 $I = 14.40\text{cm}^4$;

(1) 抗弯强度计算

$$f = \gamma_0 M / W < [f]$$

其中 f —— 面板的抗弯强度计算值(N/mm^2);

γ_0 —— 结构重要性系数;

M —— 面板的最大弯距($\text{N}\cdot\text{mm}$);

W —— 面板的净截面抵抗矩;

$[f]$ —— 面板的抗弯强度设计值, 取 $17.00\text{N}/\text{mm}^2$;

$$M = 0.100q_1 l^2$$

其中 q —— 荷载设计值(kN/m);

经计算得到 $M = 0.100 \times (1.20 \times 3.212 + 1.40 \times 4.500) \times 0.300 \times 0.300 = 0.091\text{kN}\cdot\text{m}$

经计算得到面板抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M / W = 1.00 \times 0.091 \times 1000 \times 1000 / 24000 = 3.808\text{N}/\text{mm}^2$

面板的抗弯强度验算 $f < [f]$, 满足要求!

(2) 抗剪计算

$$\gamma_0 V T = 3 \gamma_0 V Q / 2bh < [T]$$

其中最大剪力 $Q = 0.600 \times (1.20 \times 3.212 + 1.40 \times 4.500) \times 0.300 = 1.828\text{kN}$

截面抗剪强度计算值 $T = 3 \times 1.00 \times 1828.0 / (2 \times 1000.000 \times 12.000) = 0.228\text{N}/\text{mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T] = 1.40\text{N}/\text{mm}^2$

面板抗剪强度验算小于 $[T]$, 满足要求!

(3) 挠度计算

$$v = 0.677q_1^4 / 100EI < [v] = 1 / 250$$

面板最大挠度计算值 $v = 0.677 \times 3.212 \times 300^4 / (100 \times 9000 \times 144000) = 0.136\text{mm}$

面板的最大挠度小于 $300.0/250$, 满足要求!

二、模板支撑龙骨的计算

龙骨按照均布荷载计算。

1. 荷载的计算

(1) 钢筋混凝土板自重 (kN/m):

$$q_{11} = 25.100 \times 0.120 \times 0.300 = 0.904\text{kN/m}$$

(2) 模板的自重线荷载 (kN/m):

$$q_{12} = 0.200 \times 0.300 = 0.060\text{kN/m}$$

(3) 活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载 (kN/m):

经计算得到, 活荷载标准值 $q_2 = (2.500 + 2.000) \times 0.300 = 1.350\text{kN/m}$

静荷载 $q_1 = 1.20 \times 0.904 + 1.20 \times 0.060 = 1.156\text{kN/m}$

活荷载 $q_2 = 1.40 \times 1.350 = 1.890\text{kN/m}$

计算单元内的龙骨集中力为 $(1.890 + 1.156) \times 0.800 = 2.437\text{kN}$

2. 龙骨的计算

按照三跨连续梁计算, 计算公式如下:

均布荷载 $q = P/l = 2.437 / 0.800 = 3.046\text{kN/m}$

最大弯矩 $M = 0.1q_1^2 = 0.1 \times 3.05 \times 0.80 \times 0.80 = 0.195\text{kN}\cdot\text{m}$

最大剪力 $Q = 0.6q_1 = 0.6 \times 0.800 \times 3.046 = 1.462\text{kN}$

最大支座力 $N = 1.1q_1 = 1.1 \times 0.800 \times 3.046 = 2.681\text{kN}$

龙骨的截面力学参数为

本算例中, 截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为:

截面抵抗矩 $W = 53.33\text{cm}^3$;

截面惯性矩 $I = 213.33\text{cm}^4$;

(1) 龙骨抗弯强度计算

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M / W = 1.00 \times 0.195 \times 10^6 / 53333.3 = 3.66 \text{N/mm}^2$

龙骨的抗弯计算强度小于 17.0N/mm^2 , 满足要求!

(2) 龙骨抗剪计算

最大剪力的计算公式如下:

$$Q = 0.6q_l$$

截面抗剪强度必须满足:

$$\gamma_0 T = 3 \gamma_0 Q / 2bh < [T]$$

截面抗剪强度计算值 $T = 3 \times 1.00 \times 1462.23 / (2 \times 50.00 \times 80.00) = 0.548 \text{N/mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T] = 1.70 \text{N/mm}^2$

龙骨的抗剪强度计算满足要求!

(3) 龙骨挠度计算

挠度计算按照规范要求采用静荷载标准值,

均布荷载通过变形受力计算的最大支座力除以龙骨计算跨度(即龙骨下小横杆间距)

得到 $q = 0.964 \text{kN/m}$

最大变形 $v = 0.677 q l^4 / 100EI = 0.677 \times 0.964 \times 800.0^4 / (100 \times 9000.00 \times 2133334.0) = 0.139 \text{mm}$

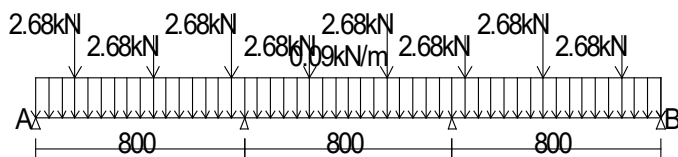
龙骨的最大挠度小于 $800.0 / 400$ (木方时取250), 满足要求!

三、托梁的计算

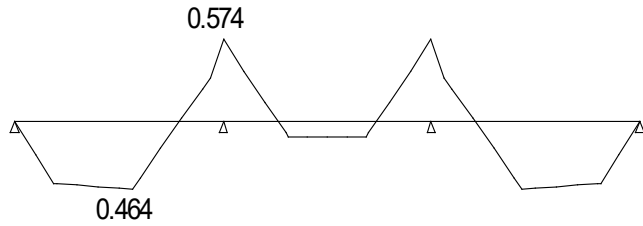
托梁按照集中与均布荷载下多跨连续梁计算。

集中荷载取次龙骨的支座力 $P = 2.681 \text{kN}$

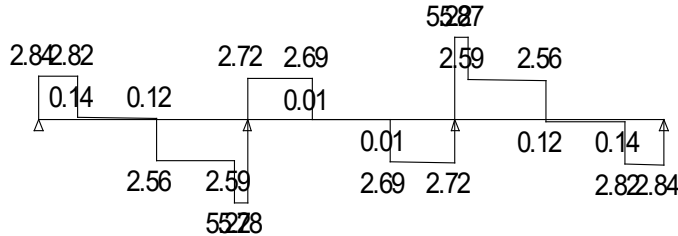
均布荷载取托梁的自重 $q = 0.092 \text{kN/m}$ 。



托梁计算简图

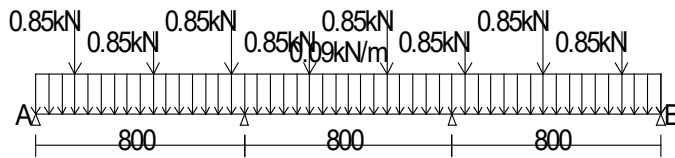


托梁弯矩图 (kN.m)

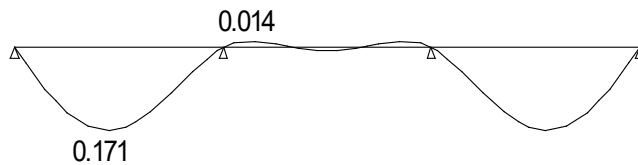


托梁剪力图 (kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



托梁变形计算受力图



托梁变形图 (mm)

经过计算得到最大弯矩 $M = 0.573\text{kN}\cdot\text{m}$

经过计算得到最大支座 $F = 7.995\text{kN}$

经过计算得到最大变形 $V = 0.171\text{mm}$

顶托梁的截面力学参数为

截面抵抗矩 $W = 10.16\text{cm}^3$;

截面惯性矩 $I = 24.38\text{cm}^4$;

(1) 顶托梁抗弯强度计算

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M / W = 1.00 \times 0.573 \times 10^6 / 10160.0 = 53.71\text{N}/\text{mm}^2$

顶托梁的抗弯计算强度小于 $205.0\text{N}/\text{mm}^2$, 满足要求!

(2) 顶托梁挠度计算

最大变形 $v = 0.171\text{mm}$

顶托梁的最大挠度小于 $800.0/400$, 满足要求!

四、扣件抗滑移的计算

顶托类型立杆因轴心受力, 不需要计算扣件抗滑移。

五、模板支架荷载标准值(立杆轴力)

作用于模板支架的荷载包括静荷载、活荷载和风荷载。

1. 静荷载标准值包括以下内容:

(1) 脚手架的自重(kN):

$$N_{G1} = 0.139 \times 10.530 = 1.465\text{kN}$$

(2) 模板的自重(kN):

$$N_{G2} = 0.200 \times 0.800 \times 0.800 = 0.128\text{kN}$$

(3) 钢筋混凝土楼板自重(kN):

$$N_{G3} = 25.100 \times 0.120 \times 0.800 \times 0.800 = 1.928\text{kN}$$

经计算得到, 静荷载标准值 $N_G = (N_{G1} + N_{G2} + N_{G3}) = 3.520\text{kN}$ 。

2. 活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载。

经计算得到, 活荷载标准值 $N_Q = (2.500 + 2.000) \times 0.800 \times 0.800 = 2.880\text{kN}$

3. 不考虑风荷载时, 立杆的轴向压力设计值计算公式

$$N = 1.20N_G + 1.40N_Q$$

六、立杆的稳定性计算

1、按扣件脚手架规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\varphi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力设计值，

顶部立杆 N = 6.783kN，非顶部立杆 N = 8.256kN

φ —— 轴心受压立杆的稳定系数，由长细比 l_0/i 查表得到；

i —— 计算立杆的截面回转半径 (cm)； i = 1.59

A —— 立杆净截面面积 (cm²)； A = 5.06

W —— 立杆净截面抵抗矩 (cm³)； W = 5.26

σ —— 钢管立杆抗压强度计算值 (N/mm²)；

[f] —— 钢管立杆抗压强度设计值， [f] = 205.00N/mm²；

l_0 —— 计算长度 (m)；

参照《扣件式规范》2011，由公式计算

$$\text{顶部立杆段： } l_0 = k u_1 (h+2a) \quad (1)$$

$$\text{非顶部立杆段： } l_0 = k u_2 h \quad (2)$$

k —— 计算长度附加系数，按照表5.4.6取值为1.217，当允许长细比验算时k取1；

u_1, u_2 —— 计算长度系数，参照《扣件式规范》附录C表；

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度； a = 0.20m；

顶部立杆段： a=0.2m时， $u_1=1.540, l_0=3.561\text{m}$ ；

$$\lambda = 3561/15.9=224.594$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0=224.594/1.217=184.547 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\varphi = 0.145$$

$$\sigma = 1.00 \times 6783 / (0.145 \times 505.5) = 92.456 \text{N/mm}^2$$

a=0.5m时， $u_1=1.215, l_0=3.697\text{m}$ ；

$$\lambda = 3697/15.9=233.153$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0=233.153/1.217=191.580 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi=0.135$$

$$\sigma=1.00 \times 6783 / (0.135 \times 505.5) = 99.627 \text{N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 $a=0.200$ 时, $\sigma=92.456 \text{N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

非顶部立杆段: $u_2=1.951$, $l_0=3.562\text{m}$;

$$\lambda=3562/15.9=224.633$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0=224.633/1.217=184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi=0.145$$

$$\sigma=1.00 \times 8256 / (0.145 \times 505.5) = 112.547 \text{N/mm}^2, \text{立杆的稳定性计算 } \sigma < [f], \text{满足要}$$

求!

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{kN/m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m ;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.80m ;

l_b —— 立杆横向间距, 0.80m ;

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

风荷载产生的弯矩 $M_w = 1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.800 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.034 \text{kN.m}$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk} = (6n / (n+1)(n+2)) * M_{Tk} / B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值 (kN.m), 由公式计

$$\text{算: } M_{Tk} = 0.5H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$$

B —— 模板支撑架横向宽度(m);

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数;

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度(m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 10.5 \times 0.80 \times (0.5 \times 10.5 + 0.60) = 11.117 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (11.117 / 6.40) = 0.926 \text{ kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

$$\text{顶部立杆 } N_w = 1.200 \times 2.292 + 1.400 \times 2.880 + 1.4 \times 0.6 \times 1.400 \times 0.034 = 7.561 \text{ kN}$$

$$\text{非顶部立杆 } N_w = 1.200 \times 3.520 + 1.400 \times 2.880 + 1.4 \times 0.6 \times 1.400 \times 0.034 = 9.035 \text{ kN}$$

顶部立杆段: $a=0.2\text{m}$ 时, $u_1=1.540$, $l_0=3.561\text{m}$;

$$\lambda = 3561 / 15.9 = 224.594$$

$$\text{允许长细比}(k\text{取}1) \quad \lambda_0 = 224.594 / 1.217 = 184.547 < 210 \quad \text{长细比验算满足要求!}$$

$$\phi = 0.145$$

$$\sigma = 1.00 \times 7561 / (0.145 \times 505.5) + 1.00 \times 34000 / 5262 = 109.528 \text{ N/mm}^2$$

$a=0.5\text{m}$ 时, $u_1=1.215$, $l_0=3.697\text{m}$;

$$\lambda = 3697 / 15.9 = 233.153$$

$$\text{允许长细比}(k\text{取}1) \quad \lambda_0 = 233.153 / 1.217 = 191.580 < 210 \quad \text{长细比验算满足要求!}$$

$$\phi = 0.135$$

$$\sigma = 1.00 \times 7561 / (0.135 \times 505.5) + 1.00 \times 34000 / 5262 = 117.521 \text{ N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 $a=0.200$ 时, $\sigma = 109.528 \text{ N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

非顶部立杆段: $u_2=1.951$, $l_0=3.562\text{m}$;

$$\lambda = 3562 / 15.9 = 224.633$$

$$\text{允许长细比}(k\text{取}1) \quad \lambda_0 = 224.633 / 1.217 = 184.579 < 210 \quad \text{长细比验算满足要求!}$$

$$\phi = 0.145$$

$$\sigma = 1.00 \times 9035 / (0.145 \times 505.5) + 1.00 \times 34000 / 5262 = 129.619 \text{N/mm}^2$$

立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

2、按模板规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\varphi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力设计值, $N = 8.26 \text{kN}$

i —— 计算立杆的截面回转半径, $i = 1.59 \text{cm}$;

A —— 立杆净截面面积, $A = 5.055 \text{cm}^2$;

W —— 立杆净截面模量(抵抗矩), $W = 5.262 \text{cm}^3$;

[f] —— 钢管立杆抗压强度设计值, $[f] = 205.00 \text{N/mm}^2$;

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度, $a = 0.20 \text{m}$;

h —— 最大步距, $h = 1.50 \text{m}$;

l_0 —— 计算长度, 取 $1.500 + 2 \times 0.200 = 1.900 \text{m}$;

λ —— 长细比, 为 $1900 / 15.9 = 120 < 150$ 满足要求!

ϕ —— 轴心受压立杆的稳定系数, 由长细比 l_0/i 查表得到 0.458;

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 8256 / (0.458 \times 505.5) = 35.659 \text{N/mm}^2$, 不考虑风荷载时立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\varphi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{kN/m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m ;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.80m;

l_b —— 立杆横向间距, 0.80m;

风荷载产生的弯矩 $M_w=1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.800 \times 1.500 \times 1.500/10=0.034\text{kN}\cdot\text{m}$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk}=(6n/(n+1)(n+2))*M_{Tk}/B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值(kN·m), 由公式计

算: $M_{Tk} = 0.5H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$

B —— 模板支撑架横向宽度(m);

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数;

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度(m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 10.5 \times 0.80 \times (0.5 \times 10.5 + 0.60) = 11.117\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (11.117 / 6.40) = 0.926\text{kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

$$N_w = 1.200 \times 3.520 + 1.400 \times 2.880 + 1.4 \times 0.6 \times 0.926 = 9.035\text{kN}$$

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 9035 / (0.458 \times 505.5) + 1.00 \times 34000 / 5262 = 45.485\text{N}/\text{mm}^2$

考虑风荷载时立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

模板承重架应尽量利用剪力墙或柱作为连接连墙件, 否则存在安全隐患。

七、模板支架整体稳定性计算

依据规范GB51210-2016, 模板支架应进行整体抗倾覆验算。

支架的抗倾覆验算应满足下式要求:

$$M_T < M_R$$

式中: M_T — 支架的倾覆力矩设计值;

M_R — 支架的抗倾覆力矩设计值。

$$B^2 l_a (g_{1k} + g_{2k}) + 2 \sum_{j=1}^n G_{jk} b_j \geq 3\gamma_0 M_{TK}$$

抗倾覆力矩:

$$M_R = 6.400^2 \times 0.800 \times (2.289 + 0.200) + 2 \times (0.000 \times 6.400 \times 0.800) \times 6.400 / 2 = 81.547 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

倾覆力矩:

$$M_T = 3 \times 1.000 \times 11.117 = 33.350 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

模板支架整体抗倾覆验算 $M_T < M_R$, 满足整体稳定性要求!

基础承载力计算

立杆基础底面的平均压力应满足下式的要求

$$p_k = N/A_g \leq \gamma_u f_a$$

其中 p_k —— 脚手架立杆基础底面处的平均压力设计值, $p_k = N/A_g = 33.03$ (kPa)

N —— 上部结构传至基础顶面的轴向力设计值 $N = 8.26 \text{ kN}$

A_g —— 基础底面面积 (m^2); $A_g = 0.25$

γ_u —— 永久荷载和可变荷载分项系数加权平均值, $\gamma_u = 1.254$

f_a —— 地基承载力设计值 (kN/m^2); $f_a = 68.00$

地基承载力设计值应按下式计算

$$f_a = m_f \times f_{ak}$$

其中 m_f —— 脚手架地基承载力调整系数; $m_f = 0.40$

f_{ak} —— 地基承载力标准值; $f_{ak} = 170.00$

地基承载力的计算满足要求!

钢管楼板模板支架计算满足要求!

计算书: 车库 500x1050 梁

梁模板扣件钢管支撑架计算书

依据规范:

《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016
《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130-2011
《建筑施工模板安全技术规范》JGJ 162-2008
《建筑结构荷载规范》GB50009-2012
《钢结构设计规范》GB50017-2003
《混凝土结构设计规范》GB50010-2010
《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011
《建筑施工木脚手架安全技术规范》JGJ 164-2008

计算参数:

钢管强度为 205.0 N/mm^2 ，钢管强度折减系数取1.00。

模板支架搭设高度为3.2m，

梁截面 $B \times D = 500\text{mm} \times 1050\text{mm}$ ，立杆的纵距(跨度方向) $l = 0.40\text{m}$ ，立杆的步距 $h = 1.50\text{m}$ ，梁底增加1道承重立杆。

面板厚度12mm，剪切强度 1.4N/mm^2 ，抗弯强度 17.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

内龙骨采用 $50. \times 80. \text{mm}$ 木方。

木方剪切强度 1.7N/mm^2 ，抗弯强度 17.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

梁两侧立杆间距 1.00m。

梁底按照均匀布置承重杆3根计算。

模板自重 0.20kN/m^2 ，混凝土钢筋自重 25.50kN/m^3 。

振捣混凝土荷载标准值 2.00kN/m^2 ，施工均布荷载标准值 2.50kN/m^2 。

地基承载力标准值 170kN/m^2 ，基础底面扩展面积 0.25m^2 ，地基承载力调整系数0.40。

扣件计算折减系数取1.00。

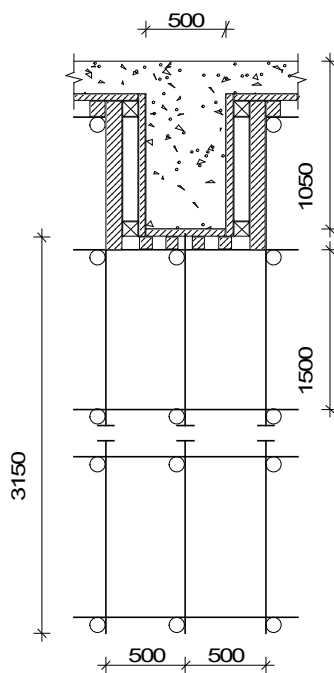


图1 梁模板支撑架立面简图

按照GB51210规范6.1.11条规定确定荷载组合分项系数如下：

由可变荷载效应控制的组合 $S=1.2 \times (25.50 \times 1.05 + 0.20) + 1.40 \times 2.50 = 35.870 \text{ kN/m}^2$

由永久荷载效应控制的组合 $S=1.35 \times 25.50 \times 1.05 + 0.7 \times 1.40 \times 2.50 = 38.596 \text{ kN/m}^2$

由于永久荷载效应控制的组合 S 最大，

永久荷载分项系数取1.35，可变荷载分项系数取 $0.7 \times 1.40 = 0.98$

采用的钢管类型为 $\phi 48.3 \times 3.6$ 。

钢管惯性矩计算采用 $I = \pi (D^4 - d^4) / 64$ ，抵抗距计算采用 $W = \pi (D^4 - d^4) / 32D$ 。

一、模板面板计算

面板为受弯结构，需要验算其抗弯强度和刚度。模板面板的按照多跨连续梁计算。

作用荷载包括梁与模板自重荷载，施工活荷载等。

1. 荷载的计算：

(1) 钢筋混凝土梁自重 (kN/m)：

$$q_1 = 25.500 \times 1.050 \times 0.400 = 10.710 \text{ kN/m}$$

(2) 模板的自重线荷载 (kN/m)：

$$q_2 = 0.200 \times 0.400 \times (2 \times 1.050 + 0.500) / 0.500 = 0.416 \text{ kN/m}$$

(3)活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载(kN):

经计算得到,活荷载标准值 $P_1 = (2.500+2.000) \times 0.500 \times 0.400=0.900\text{kN}$

均布荷载 $q = 1.35 \times 10.710+1.35 \times 0.416=15.020\text{kN/m}$

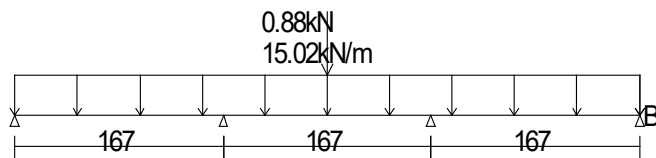
集中荷载 $P = 0.98 \times 0.900=0.882\text{kN}$

面板的截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为:

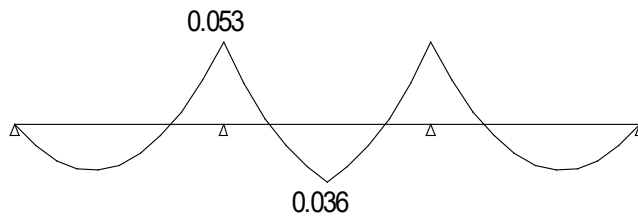
本算例中,截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为:

截面抵抗矩 $W = 9.60\text{cm}^3$;

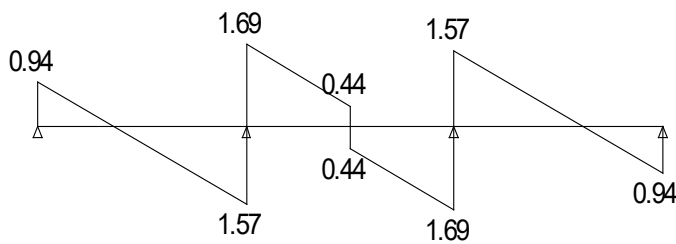
截面惯性矩 $I = 5.76\text{cm}^4$;



计算简图

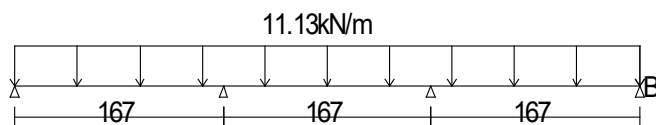


弯矩图 (kN.m)

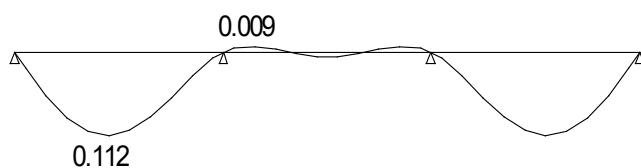


剪力图 (kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值,受力图与计算结果如下:



变形计算受力图



变形图 (mm)

经过计算得到从左到右各支座力分别为

$$N_1=0.935\text{kN}$$

$$N_2=3.261\text{kN}$$

$$N_3=3.261\text{kN}$$

$$N_4=0.935\text{kN}$$

最大弯矩 $M = 0.052\text{kN}\cdot\text{m}$

最大变形 $V = 0.112\text{mm}$

(1) 抗弯强度计算

经计算得到面板抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.052 \times 1000 \times 1000 / 9600 = 5.417\text{N}/\text{mm}^2$

面板的抗弯强度设计值 $[f]$ ，取 $17.00\text{N}/\text{mm}^2$ ；

面板的抗弯强度验算 $f < [f]$ ，满足要求！

(2) 抗剪计算

截面抗剪强度计算值 $\gamma_0 T = 3 \gamma_0 Q / 2bh = 3 \times 1.00 \times 1692.0 / (2 \times 400.000 \times 12.000) = 0.529\text{N}/\text{mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T] = 1.40\text{N}/\text{mm}^2$

面板抗剪强度验算 $T < [T]$ ，满足要求！

(3) 挠度计算

面板最大挠度计算值 $v = 0.112\text{mm}$

面板的最大挠度小于 $166.7/250$ ，满足要求！

二、梁底支撑龙骨的计算

梁底龙骨计算

按照三跨连续梁计算，计算公式如下：

均布荷载 $q = P/l = 3.261/0.400 = 8.152 \text{ kN/m}$

最大弯矩 $M = 0.1ql^2 = 0.1 \times 8.15 \times 0.40 \times 0.40 = 0.130 \text{ kN.m}$

最大剪力 $Q = 0.6ql = 0.6 \times 0.400 \times 8.152 = 1.957 \text{ kN}$

最大支座力 $N = 1.1ql = 1.1 \times 0.400 \times 8.152 = 3.587 \text{ kN}$

龙骨的截面力学参数为

本算例中，截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为：

截面抵抗矩 $W = 53.33 \text{ cm}^3$ ；

截面惯性矩 $I = 213.33 \text{ cm}^4$ ；

(1) 龙骨抗弯强度计算

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.130 \times 10^6 / 53333.3 = 2.45 \text{ N/mm}^2$

龙骨的抗弯计算强度小于 17.0 N/mm^2 ，满足要求！

(2) 龙骨抗剪计算

最大剪力的计算公式如下：

$$Q = 0.6ql$$

截面抗剪强度必须满足：

$$\gamma_0 T = 3\gamma_0 Q / 2bh < [T]$$

截面抗剪强度计算值 $T = 3 \times 1.00 \times 1956.50 / (2 \times 50.00 \times 80.00) = 0.734 \text{ N/mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T] = 1.70 \text{ N/mm}^2$

龙骨的抗剪强度计算满足要求！

(3) 龙骨挠度计算

挠度计算按照规范要求采用静荷载标准值，

均布荷载通过变形受力计算的最大支座力除以龙骨计算跨度（即龙骨下小横杆间距）

得到 $q = 5.099 \text{ kN/m}$

最大变形 $v = 0.677ql^4 / 100EI = 0.677 \times 5.099 \times 400.0^4 / (100 \times 9000.00 \times 213334.0) = 0.046 \text{ mm}$

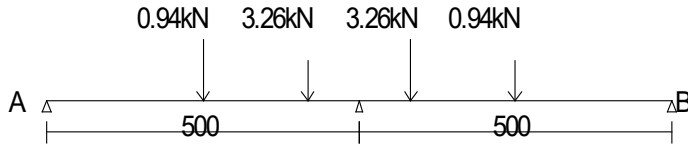
龙骨的最大挠度小于 $400.0/400$ （木方时取250），满足要求！

三、梁底支撑钢管计算

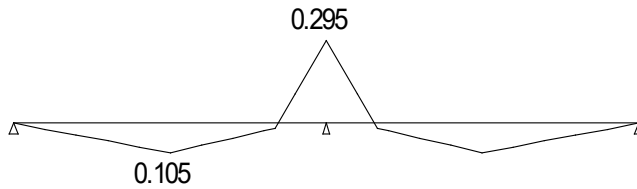
(一) 梁底支撑横向钢管计算

横向支撑钢管按照集中荷载作用下的连续梁计算。

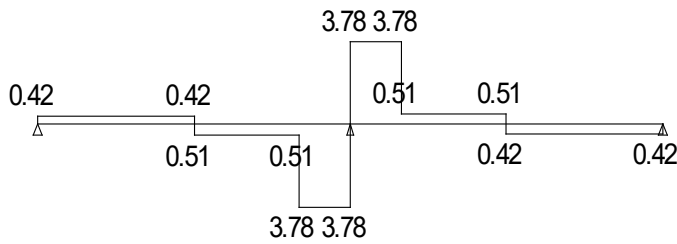
集中荷载P取次龙骨支撑传递力。



支撑钢管计算简图

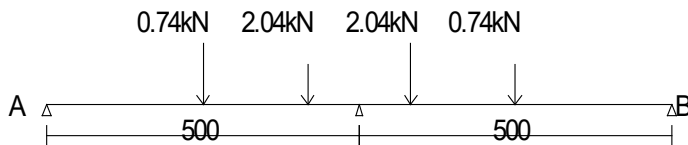


支撑钢管弯矩图 (kN.m)

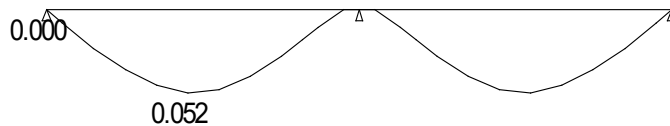


支撑钢管剪力图 (kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



支撑钢管变形计算受力图



支撑钢管变形图 (mm)

经过连续梁的计算得到

最大弯矩 $M_{\max}=0.295\text{kN}\cdot\text{m}$

最大变形 $v_{\max}=0.052\text{mm}$

最大支座力 $Q_{\max}=7.551\text{kN}$

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.295 \times 10^6 / 5262.3 = 56.11\text{N}/\text{mm}^2$

支撑钢管的抗弯计算强度小于设计强度, 满足要求!

支撑钢管的最大挠度小于 $500.0/150$ 与 10mm , 满足要求!

(二) 梁底支撑纵向钢管计算

梁底支撑纵向钢管只起构造作用, 无需要计算。

四、扣件抗滑移的计算

纵向或横向水平杆与立杆连接时, 扣件的抗滑承载力按照下式计算:

$$\gamma_0 R \leq R_c$$

其中 R_c —— 扣件抗滑承载力设计值, 单扣件取 8.00kN , 双扣件取 12.00kN ;

R —— 纵向或横向水平杆传给立杆的竖向作用力设计值;

计算中 R 取最大支座反力, $\gamma_0 R = 1.00 \times 7.55 = 7.55\text{kN}$

选用单扣件, 抗滑承载力的设计计算满足要求!

五、立杆的稳定性计算

1、按扣件脚手架规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\varphi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力设计值, 它包括:

横杆的最大支座反力 $N_1 = 7.55\text{kN}$ (已经包括组合系数)

脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.422 = 0.570\text{kN}$

顶部立杆段，脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.228 = 0.308\text{kN}$

非顶部立杆段 $N = 7.551 + 0.570 = 8.121\text{kN}$

顶部立杆段 $N = 7.551 + 0.308 = 7.858\text{kN}$

ϕ —— 轴心受压立杆的稳定系数, 由长细比 l_0/i 查表得到;

i —— 计算立杆的截面回转半径 (cm); $i = 1.59$

A —— 立杆净截面面积 (cm^2); $A = 5.06$

W —— 立杆净截面抵抗矩 (cm^3); $W = 5.26$

σ —— 钢管立杆抗压强度计算值 (N/mm^2);

$[f]$ —— 钢管立杆抗压强度设计值, $[f] = 205.00\text{N}/\text{mm}^2$;

l_0 —— 计算长度 (m);

参照《扣件式规范》2011, 由公式计算

$$\text{顶部立杆段: } l_0 = k u_1 (h + 2a) \quad (1)$$

$$\text{非顶部立杆段: } l_0 = k u_2 h \quad (2)$$

k —— 计算长度附加系数, 按照表5.4.6取值为1.155, 当允许长细比验算时 k 取1;

u_1, u_2 —— 计算长度系数, 参照《扣件式规范》附录C表;

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度; $a = 0.20\text{m}$;

顶部立杆段: $a=0.2\text{m}$ 时, $u_1=1.574, l_0=3.454\text{m}$;

$$\lambda = 3454 / 15.9 = 217.858$$

允许长细比 (k 取1) $\lambda_0 = 217.858 / 1.155 = 188.622 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.155$$

$$\sigma = 1.00 \times 7858 / (0.155 \times 505.5) = 100.503\text{N}/\text{mm}^2$$

$a=0.5\text{m}$ 时, $u_1=1.241, l_0=3.583\text{m}$;

$$\lambda = 3583 / 15.9 = 226.010$$

允许长细比 (k 取1) $\lambda_0 = 226.010 / 1.155 = 195.680 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi=0.143$$

$$\sigma=1.00 \times 7858 / (0.143 \times 505.5) = 108.957 \text{N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 $a=0.200$ 时, $\sigma=100.503 \text{N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

非顶部立杆段: $u_2=1.951, l_0=3.380\text{m}$;

$$\lambda=3380/15.9=213.189$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0=213.189/1.155=184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi=0.160$$

$$\sigma=1.00 \times 8121 / (0.160 \times 505.5) = 100.396 \text{N/mm}^2, \text{立杆的稳定性计算 } \sigma < [f], \text{满足要}$$

求!

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{kN/m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m ;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.40m ;

l_b —— 立杆横向间距, 1.00m ;

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

风荷载产生的弯矩 $M_w = 1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.400 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.043 \text{kN} \cdot \text{m}$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk} = (6n / (n+1)(n+2)) * M_{Tk} / B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值(kN.m)，由公式计

$$\text{算: } M_{Tk} = 0.5H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$$

B —— 模板支撑架横向宽度(m)；

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数；

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度(m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 3.2 \times 0.40 \times (0.5 \times 3.2 + 0.60) = 0.617 \text{ kN.m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (0.617 / 8.00) = 0.041 \text{ kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时，立杆的轴心压力最大值；

$$\text{顶部立杆 } N_w = 7.551 + 1.350 \times 0.228 + 1.4 \times 0.6 \times 0.041 = 7.893 \text{ kN}$$

$$\text{非顶部立杆 } N_w = 7.551 + 1.350 \times 0.422 + 1.4 \times 0.6 \times 0.041 = 8.155 \text{ kN}$$

顶部立杆段：a=0.2m时， $u_1=1.574$ ， $l_0=3.454\text{m}$ ；

$$\lambda = 3454 / 15.9 = 217.858$$

$$\text{允许长细比(k取1)} \quad \lambda_0 = 217.858 / 1.155 = 188.622 < 210 \quad \text{长细比验算满足要求!}$$

$$\phi = 0.155$$

$$\sigma = 1.00 \times 7893 / (0.155 \times 505.5) + 1.00 \times 43000 / 5262 = 109.026 \text{ N/mm}^2$$

a=0.5m时， $u_1=1.241$ ， $l_0=3.583\text{m}$ ；

$$\lambda = 3583 / 15.9 = 226.010$$

$$\text{允许长细比(k取1)} \quad \lambda_0 = 226.010 / 1.155 = 195.680 < 210 \quad \text{长细比验算满足要求!}$$

$$\phi = 0.143$$

$$\sigma = 1.00 \times 7893 / (0.143 \times 505.5) + 1.00 \times 43000 / 5262 = 117.517 \text{ N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 a=0.200时， $\sigma = 109.026 \text{ N/mm}^2$ ，立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$ ，满足要求！

非顶部立杆段： $u_2=1.951$ ， $l_0=3.38\text{m}$ ；

$$\lambda = 3380 / 15.9 = 213.189$$

$$\text{允许长细比(k取1)} \quad \lambda_0 = 213.189 / 1.155 = 184.579 < 210 \quad \text{长细比验算满足要求!}$$

$$\phi=0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 8155 / (0.160 \times 505.5) + 1.00 \times 43000 / 5262 = 108.904 \text{N/mm}^2$$

立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

2、按模板规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力最大值, 它包括:

横杆的最大支座反力 $N_1 = 7.551 \text{kN}$ (已经包括组合系数)

脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.134 \times 3.150 = 0.570 \text{kN}$

$$N = 7.551 + 0.570 = 8.121 \text{kN}$$

i —— 计算立杆的截面回转半径, $i = 1.59 \text{cm}$;

A —— 立杆净截面面积, $A = 5.055 \text{cm}^2$;

W —— 立杆净截面模量(抵抗矩), $W = 5.262 \text{cm}^3$;

[f] —— 钢管立杆抗压强度设计值, $[f] = 205.00 \text{N/mm}^2$;

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度, $a = 0.20 \text{m}$;

h —— 最大步距, $h = 1.50 \text{m}$;

l_0 —— 计算长度, 取 $1.500 + 2 \times 0.200 = 1.900 \text{m}$;

λ —— 长细比, 为 $1900 / 15.9 = 120 < 150$ 满足要求!

ϕ —— 轴心受压立杆的稳定系数, 由长细比 l_0 / i 查表得到 0.458;

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 8121 / (0.458 \times 505.5) = 35.073 \text{N/mm}^2$, 不考虑风荷载时立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{ kN/m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.40m;

l_b —— 立杆横向间距, 1.00m;

风荷载产生的弯矩 $M_w = 1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.400 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.043 \text{ kN} \cdot \text{m}$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk} = (6n / (n+1)(n+2)) * M_{Tk} / B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 由公式计

算: $M_{Tk} = 0.5H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$

B —— 模板支撑架横向宽度 (m);

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数;

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度 (m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 3.2 \times 0.40 \times (0.5 \times 3.2 + 0.60) = 0.617 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (0.617 / 8.00) = 0.041 \text{ kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

$$N_w = 7.551 + 1.350 \times 0.422 + 1.4 \times 0.6 \times 0.041 = 8.155 \text{ kN}$$

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 8155 / (0.458 \times 505.5) + 1.00 \times 43000 / 5262 = 43.303 \text{ N/mm}^2$

考虑风荷载时立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

模板承重架应尽量利用剪力墙或柱作为连接墙件, 否则存在安全隐患。

六、模板支架整体稳定性计算

依据规范GB51210-2016, 模板支架应进行整体抗倾覆验算。

支架的抗倾覆验算应满足下式要求:

$$M_T < M_R$$

式中： M_T —支架的倾覆力矩设计值；

M_R —支架的抗倾覆力矩设计值。

$$B^2 l_a (g_{1k} + g_{2k}) + 2 \sum_{j=1}^n G_{jk} b_j \geq 3\gamma_0 M_{TK}$$

抗倾覆力矩：

$$M_R = 8.000^2 \times 0.400 \times (1.055 + 0.200) + 2 \times (0.000 \times 8.000 \times 0.400) \times 8.000 / 2 = 32.134 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

倾覆力矩：

$$M_T = 3 \times 1.000 \times 0.617 = 1.850 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

模板支架整体抗倾覆验算 $M_T < M_R$ ，满足整体稳定性要求！

七、基础承载力计算

立杆基础底面的平均压力应满足下式的要求

$$p_k = N/A_g \leq \gamma_u f_a$$

其中 p_k —— 脚手架立杆基础底面处的平均压力设计值， $p_k = N/A_g = 32.48$ (kPa)

N —— 上部结构传至基础顶面的轴向力设计值 $N = 8.12 \text{ kN}$

A_g —— 基础底面面积 (m^2)； $A_g = 0.25$

γ_u —— 永久荷载和可变荷载分项系数加权平均值， $\gamma_u = 1.363$

f_a —— 地基承载力设计值 (kN/m^2)； $f_a = 68.00$

地基承载力设计值应按下列式计算

$$f_a = m_f \times f_{ak}$$

其中 m_f —— 脚手架地基承载力调整系数； $m_f = 0.40$

f_{ak} —— 地基承载力标准值； $f_{ak} = 170.00$

地基承载力的计算满足要求！

模板支撑架计算满足要求！

计算书：车库 400x1400 梁

梁模板扣件钢管支撑架计算书

依据规范：

《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016
《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130-2011
《建筑施工模板安全技术规范》JGJ 162-2008
《建筑结构荷载规范》GB50009-2012
《钢结构设计规范》GB50017-2003
《混凝土结构设计规范》GB50010-2010
《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011
《建筑施工木脚手架安全技术规范》JGJ 164-2008

计算参数：

钢管强度为 205.0 N/mm^2 ，钢管强度折减系数取1.00。

模板支架搭设高度为2.6m，

梁截面 $B \times D = 400\text{mm} \times 1400\text{mm}$ ，立杆的纵距(跨度方向) $l = 0.40\text{m}$ ，立杆的步距 $h = 1.50\text{m}$ ，梁底增加2道承重立杆。

面板厚度12mm，剪切强度 1.4N/mm^2 ，抗弯强度 17.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

内龙骨采用 $50. \times 80. \text{mm}$ 木方。

木方剪切强度 1.7N/mm^2 ，抗弯强度 17.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

梁两侧立杆间距 1.00m。

梁底按照均匀布置承重杆4根计算。

模板自重 0.20kN/m^2 ，混凝土钢筋自重 25.50kN/m^3 。

振捣混凝土荷载标准值 2.00kN/m^2 ，施工均布荷载标准值 2.50kN/m^2 。

地基承载力标准值 170kN/m^2 ，基础底面扩展面积 0.250m^2 ，地基承载力调整系数0.40。

扣件计算折减系数取1.00。

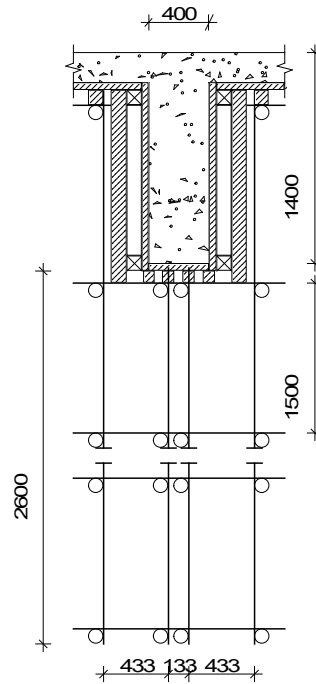


图1 梁模板支撑架立面简图

按照GB51210规范6.1.11条规定确定荷载组合分项系数如下：

由可变荷载效应控制的组合 $S=1.2 \times (25.50 \times 1.40 + 0.20) + 1.40 \times 2.50 = 46.580 \text{ kN/m}^2$

由永久荷载效应控制的组合 $S=1.35 \times 25.50 \times 1.40 + 0.7 \times 1.40 \times 2.50 = 50.645 \text{ kN/m}^2$

由于永久荷载效应控制的组合 S 最大，

永久荷载分项系数取1.35，可变荷载分项系数取 $0.7 \times 1.40 = 0.98$

采用的钢管类型为 $\phi 48.3 \times 3.6$ 。

钢管惯性矩计算采用 $I = \pi (D^4 - d^4) / 64$ ，抵抗距计算采用 $W = \pi (D^4 - d^4) / 32D$ 。

一、模板面板计算

面板为受弯结构，需要验算其抗弯强度和刚度。模板面板的按照多跨连续梁计算。

作用荷载包括梁与模板自重荷载，施工活荷载等。

1. 荷载的计算：

(1) 钢筋混凝土梁自重 (kN/m)：

$$q_1 = 25.500 \times 1.400 \times 0.400 = 14.280 \text{ kN/m}$$

(2) 模板的自重线荷载 (kN/m)：

$$q_2 = 0.200 \times 0.400 \times (2 \times 1.400 + 0.400) / 0.400 = 0.640 \text{ kN/m}$$

(3) 活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载 (kN) :

经计算得到, 活荷载标准值 $P_1 = (2.500 + 2.000) \times 0.400 \times 0.400 = 0.720 \text{ kN}$

均布荷载 $q = 1.35 \times 14.280 + 1.35 \times 0.640 = 20.142 \text{ kN/m}$

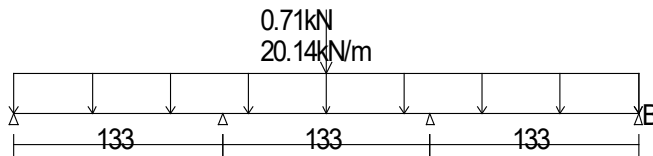
集中荷载 $P = 0.98 \times 0.720 = 0.706 \text{ kN}$

面板的截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为:

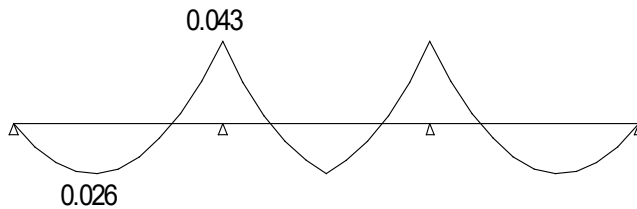
本算例中, 截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为:

截面抵抗矩 $W = 9.60 \text{ cm}^3$;

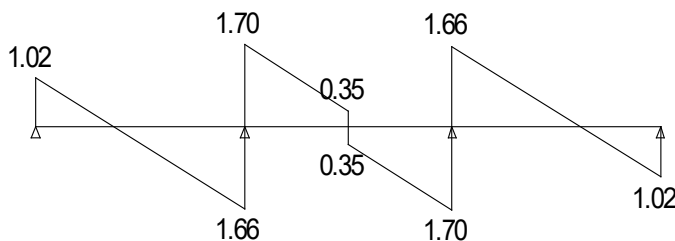
截面惯性矩 $I = 5.76 \text{ cm}^4$;



计算简图

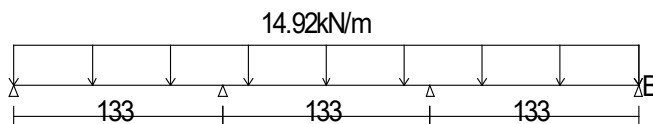


弯矩图 (kN.m)

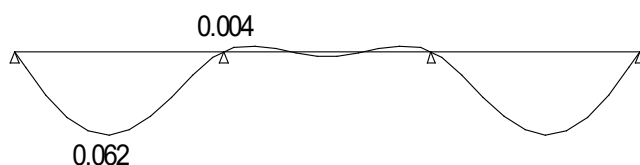


剪力图 (kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值, 受力图与计算结果如下:



变形计算受力图



变形图 (mm)

经过计算得到从左到右各支座力分别为

$$N_1=1.021\text{kN}$$

$$N_2=3.360\text{kN}$$

$$N_3=3.360\text{kN}$$

$$N_4=1.021\text{kN}$$

最大弯矩 $M = 0.042\text{kN}\cdot\text{m}$

最大变形 $V = 0.062\text{mm}$

(1) 抗弯强度计算

经计算得到面板抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.042 \times 1000 \times 1000 / 9600 = 4.375\text{N}/\text{mm}^2$

面板的抗弯强度设计值 $[f]$ ，取 $17.00\text{N}/\text{mm}^2$ ；

面板的抗弯强度验算 $f < [f]$ ，满足要求！

(2) 抗剪计算

截面抗剪强度计算值 $\gamma_0 T = 3 \gamma_0 Q / 2bh = 3 \times 1.00 \times 1695.0 / (2 \times 400.000 \times 12.000) = 0.530\text{N}/\text{mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T] = 1.40\text{N}/\text{mm}^2$

面板抗剪强度验算 $T < [T]$ ，满足要求！

(3) 挠度计算

面板最大挠度计算值 $v = 0.062\text{mm}$

面板的最大挠度小于 $133.3/250$ ，满足要求！

二、梁底支撑龙骨的计算

梁底龙骨计算

按照三跨连续梁计算，计算公式如下：

$$\text{均布荷载 } q = P/l = 3.360/0.400=8.400\text{kN/m}$$

$$\text{最大弯矩 } M = 0.1ql^2=0.1\times 8.40\times 0.40\times 0.40=0.134\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{最大剪力 } Q=0.6ql = 0.6\times 0.400\times 8.400=2.016\text{kN}$$

$$\text{最大支座力 } N=1.1ql = 1.1\times 0.400\times 8.400=3.696\text{kN}$$

龙骨的截面力学参数为

本算例中，截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为：

$$\text{截面抵抗矩 } W = 53.33\text{cm}^3;$$

$$\text{截面惯性矩 } I = 213.33\text{cm}^4;$$

(1) 龙骨抗弯强度计算

$$\text{抗弯计算强度 } f = \gamma_0 M/W = 1.00\times 0.134\times 10^6/53333.3=2.52\text{N/mm}^2$$

龙骨的抗弯计算强度小于 17.0N/mm^2 ，满足要求！

(2) 龙骨抗剪计算

最大剪力的计算公式如下：

$$Q = 0.6ql$$

截面抗剪强度必须满足：

$$\gamma_0 T = 3\gamma_0 Q/2bh < [T]$$

$$\text{截面抗剪强度计算值 } T=3\times 1.00\times 2015.93/(2\times 50.00\times 80.00)=0.756\text{N/mm}^2$$

$$\text{截面抗剪强度设计值 } [T]=1.70\text{N/mm}^2$$

龙骨的抗剪强度计算满足要求！

(3) 龙骨挠度计算

挠度计算按照规范要求采用静荷载标准值，

均布荷载通过变形受力计算的最大支座力除以龙骨计算跨度(即龙骨下小横杆间距)

得到 $q=5.471\text{kN/m}$

$$\text{最大变形 } v=0.677ql^4/100EI=0.677 \times 5.471 \times 400.0^4/(100 \times 9000.00 \times 2133334.0)=0.049\text{mm}$$

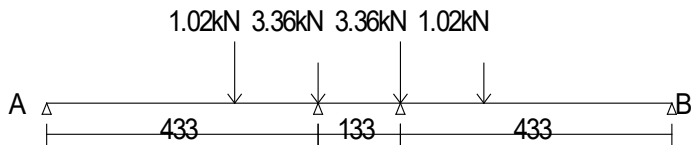
龙骨的最大挠度小于 $400.0/400$ (木方时取250), 满足要求!

三、梁底支撑钢管计算

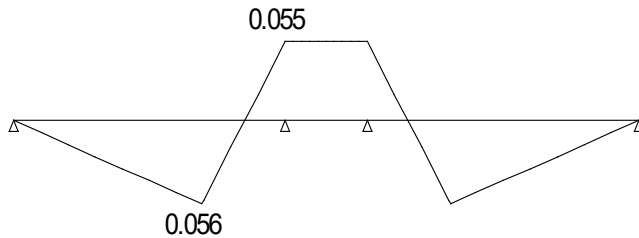
(一) 梁底支撑横向钢管计算

横向支撑钢管按照集中荷载作用下的连续梁计算。

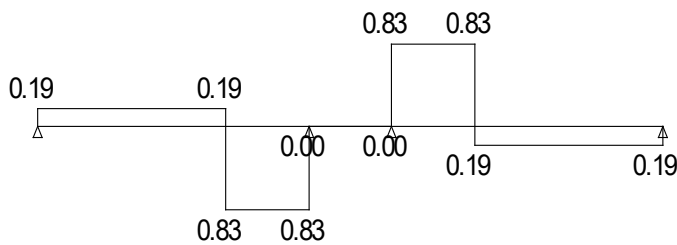
集中荷载P取次龙骨支撑传递力。



支撑钢管计算简图

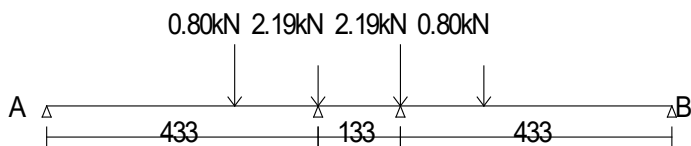


支撑钢管弯矩图 (kN.m)

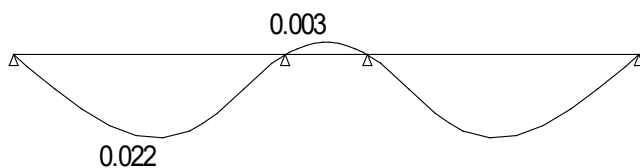


支撑钢管剪力图 (kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值, 受力图与计算结果如下:



支撑钢管变形计算受力图



支撑钢管变形图 (mm)

经过连续梁的计算得到

最大弯矩 $M_{\max}=0.056\text{kN}\cdot\text{m}$

最大变形 $v_{\max}=0.023\text{mm}$

最大支座力 $Q_{\max}=4.193\text{kN}$

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.056 \times 10^6 / 5262.3 = 10.74\text{N}/\text{mm}^2$

支撑钢管的抗弯计算强度小于设计强度, 满足要求!

支撑钢管的最大挠度小于 $433.3/150$ 与 10mm , 满足要求!

(二) 梁底支撑纵向钢管计算

梁底支撑纵向钢管只起构造作用, 无需要计算。

四、扣件抗滑移的计算

纵向或横向水平杆与立杆连接时, 扣件的抗滑承载力按照下式计算:

$$\gamma_0 R \leq R_c$$

其中 R_c —— 扣件抗滑承载力设计值, 单扣件取 8.00kN , 双扣件取 12.00kN ;

R —— 纵向或横向水平杆传给立杆的竖向作用力设计值;

计算中 R 取最大支座反力, $\gamma_0 R = 1.00 \times 4.19 = 4.19\text{kN}$

选用单扣件, 抗滑承载力的设计计算满足要求!

五、立杆的稳定性计算

1、按扣件脚手架规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\varphi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力设计值，它包括：

横杆的最大支座反力 $N_1=4.19\text{kN}$ （已经包括组合系数）

脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.348=0.470\text{kN}$

顶部立杆段，脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.228=0.308\text{kN}$

非顶部立杆段 $N = 4.193+0.470=4.663\text{kN}$

顶部立杆段 $N = 4.193+0.308=4.500\text{kN}$

ϕ —— 轴心受压立杆的稳定系数，由长细比 l_0/i 查表得到；

i —— 计算立杆的截面回转半径（cm）； $i = 1.59$

A —— 立杆净截面面积（ cm^2 ）； $A = 5.06$

W —— 立杆净截面抵抗矩（ cm^3 ）； $W = 5.26$

σ —— 钢管立杆抗压强度计算值（ N/mm^2 ）；

$[f]$ —— 钢管立杆抗压强度设计值， $[f] = 205.00\text{N}/\text{mm}^2$ ；

l_0 —— 计算长度（m）；

参照《扣件式规范》2011，由公式计算

$$\text{顶部立杆段： } l_0 = k u_1 (h+2a) \quad (1)$$

$$\text{非顶部立杆段： } l_0 = k u_2 h \quad (2)$$

k —— 计算长度附加系数，按照表5.4.6取值为1.155，当允许长细比验算时 k 取1；

u_1, u_2 —— 计算长度系数，参照《扣件式规范》附录C表；

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度； $a = 0.20\text{m}$ ；

顶部立杆段： $a=0.2\text{m}$ 时， $u_1=1.574$ ， $l_0=3.454\text{m}$ ；

$$\lambda = 3454/15.9=217.858$$

允许长细比(k 取1) $\lambda_0=217.858/1.155=188.622 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.155$$

$$\sigma = 1.00 \times 4500 / (0.155 \times 505.5) = 57.557\text{N}/\text{mm}^2$$

$a=0.5\text{m}$ 时， $u_1=1.241$ ， $l_0=3.583\text{m}$ ；

$$\lambda = 3583 / 15.9 = 226.010$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 226.010 / 1.155 = 195.680 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.143$$

$$\sigma = 1.00 \times 4500 / (0.143 \times 505.5) = 62.398 \text{N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 $a=0.200$ 时, $\sigma = 57.557 \text{N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

非顶部立杆段: $u_2=1.951$, $l_0=3.380\text{m}$;

$$\lambda = 3380 / 15.9 = 213.189$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 213.189 / 1.155 = 184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 4663 / (0.160 \times 505.5) = 57.651 \text{N/mm}^2, \text{立杆的稳定性计算 } \sigma < [f], \text{ 满足要}$$

求!

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{kN/m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m ;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.40m ;

l_b —— 立杆横向间距, 1.00m ;

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

风荷载产生的弯矩 $M_w = 1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.400 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.043 \text{kN} \cdot \text{m}$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk} = (6n / (n+1) (n+2)) * M_{Tk} / B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值(kN.m)，由公式计

$$\text{算: } M_{Tk} = 0.5H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$$

B —— 模板支撑架横向宽度(m)；

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数；

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度(m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 2.6 \times 0.40 \times (0.5 \times 2.6 + 0.60) = 0.445 \text{ kN.m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (0.445 / 8.00) = 0.030 \text{ kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时，立杆的轴心压力最大值；

$$\text{顶部立杆 } N_w = 4.193 + 1.350 \times 0.228 + 1.4 \times 0.6 \times 0.030 = 4.525 \text{ kN}$$

$$\text{非顶部立杆 } N_w = 4.193 + 1.350 \times 0.348 + 1.4 \times 0.6 \times 0.030 = 4.688 \text{ kN}$$

顶部立杆段：a=0.2m时， $u_1=1.574$ ， $l_0=3.454\text{m}$ ；

$$\lambda = 3454 / 15.9 = 217.858$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 217.858 / 1.155 = 188.622 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.155$$

$$\sigma = 1.00 \times 4525 / (0.155 \times 505.5) + 1.00 \times 43000 / 5262 = 65.956 \text{ N/mm}^2$$

a=0.5m时， $u_1=1.241$ ， $l_0=3.583\text{m}$ ；

$$\lambda = 3583 / 15.9 = 226.010$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 226.010 / 1.155 = 195.680 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.143$$

$$\sigma = 1.00 \times 4525 / (0.143 \times 505.5) + 1.00 \times 43000 / 5262 = 70.824 \text{ N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 a=0.200时， $\sigma = 65.956 \text{ N/mm}^2$ ，立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$ ，满足要求!

非顶部立杆段： $u_2=1.951$ ， $l_0=3.38\text{m}$ ；

$$\lambda = 3380 / 15.9 = 213.189$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0=213.189/1.155=184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$\phi=0.160$

$\sigma=1.00 \times 4688 / (0.160 \times 505.5) + 1.00 \times 43000 / 5262 = 66.040 \text{N/mm}^2$

立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

2、按模板规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时,立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力最大值, 它包括:

横杆的最大支座反力 $N_1=4.193\text{kN}$ (已经包括组合系数)

脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.134 \times 2.600 = 0.470\text{kN}$

$N = 4.193 + 0.470 = 4.663\text{kN}$

i —— 计算立杆的截面回转半径, $i=1.59\text{cm}$;

A —— 立杆净截面面积, $A=5.055\text{cm}^2$;

W —— 立杆净截面模量(抵抗矩), $W=5.262\text{cm}^3$;

[f] —— 钢管立杆抗压强度设计值, $[f] = 205.00\text{N/mm}^2$;

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度, $a=0.20\text{m}$;

h —— 最大步距, $h=1.50\text{m}$;

l_0 —— 计算长度, 取 $1.500 + 2 \times 0.200 = 1.900\text{m}$;

λ —— 长细比, 为 $1900/15.9=120 < 150$ 满足要求!

ϕ —— 轴心受压立杆的稳定系数, 由长细比 l_0/i 查表得到 0.458 ;

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 4663 / (0.458 \times 505.5) = 20.140\text{N/mm}^2$, 不考虑风荷载时立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

考虑风荷载时,立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2)；

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 kN/m^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m；

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.40m；

l_b —— 立杆横向间距, 1.00m；

风荷载产生的弯矩 $M_w = 1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.400 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.043 kN \cdot m$ ；

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk} = (6n / (n+1)(n+2)) * M_{Tk} / B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值 ($kN \cdot m$)，由公式计

算： $M_{Tk} = 0.5H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$

B —— 模板支撑架横向宽度 (m)；

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数；

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度 (m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 2.6 \times 0.40 \times (0.5 \times 2.6 + 0.60) = 0.445 kN \cdot m$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (0.445 / 8.00) = 0.030 kN$$

N_w —— 考虑风荷载时，立杆的轴心压力最大值；

$$N_w = 4.193 + 1.350 \times 0.348 + 1.4 \times 0.6 \times 0.030 = 4.688 kN$$

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 4688 / (0.458 \times 505.5) + 1.00 \times 43000 / 5262 = 28.329 N/mm^2$

考虑风荷载时立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

模板承重架应尽量利用剪力墙或柱作为连接墙件，否则存在安全隐患。

六、模板支架整体稳定性计算

依据规范GB51210-2016, 模板支架应进行整体抗倾覆验算。

支架的抗倾覆验算应满足下式要求：

$$M_T < M_R$$

式中： M_T —支架的倾覆力矩设计值；

M_R —支架的抗倾覆力矩设计值。

$$B^2 l_a (g_{1k} + g_{2k}) + 2 \sum_{j=1}^n G_{jk} b_j \geq 3\gamma_0 M_{TK}$$

抗倾覆力矩：

$$M_R = 8.000^2 \times 0.400 \times (0.870 + 0.200) + 2 \times (0.000 \times 8.000 \times 0.400) \times 8.000 / 2 = 27.418 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

倾覆力矩：

$$M_T = 3 \times 1.000 \times 0.445 = 1.334 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

模板支架整体抗倾覆验算 $M_T < M_R$ ，满足整体稳定性要求！

七、基础承载力计算

立杆基础底面的平均压力应满足下式的要求

$$p_k = N/A_g \leq \gamma_u f_a$$

其中 p_k —— 脚手架立杆基础底面处的平均压力设计值， $p_k = N/A_g = 18.65$ (kPa)

N —— 上部结构传至基础顶面的轴向力设计值 $N = 4.66 \text{ kN}$

A_g —— 基础底面面积 (m^2)； $A_g = 0.25$

γ_u —— 永久荷载和可变荷载分项系数加权平均值， $\gamma_u = 1.363$

f_a —— 地基承载力设计值 (kN/m^2)； $f_a = 68.00$

地基承载力设计值应按下列式计算

$$f_a = m_f \times f_{ak}$$

其中 m_f —— 脚手架地基承载力调整系数； $m_f = 0.40$

f_{ak} —— 地基承载力标准值； $f_{ak} = 170.00$

地基承载力的计算满足要求！

模板支撑架计算满足要求!

计算书: 车库 500x1650 梁

梁模板扣件钢管支撑架计算书

依据规范:

《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016
《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130-2011
《建筑施工模板安全技术规范》JGJ 162-2008
《建筑结构荷载规范》GB50009-2012
《钢结构设计规范》GB50017-2003
《混凝土结构设计规范》GB50010-2010
《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011
《建筑施工木脚手架安全技术规范》JGJ 164-2008

计算参数:

钢管强度为 205.0 N/mm^2 , 钢管强度折减系数取1.00。

模板支架搭设高度为2.6m,

梁截面 $B \times D = 500\text{mm} \times 1650\text{mm}$, 立杆的纵距(跨度方向) $l = 0.40\text{m}$, 立杆的步距 $h = 1.50\text{m}$, 梁底增加2道承重立杆。

面板厚度 12mm , 剪切强度 1.4N/mm^2 , 抗弯强度 17.0N/mm^2 , 弹性模量 9000.0N/mm^2 。

内龙骨采用 $50. \times 80. \text{mm}$ 木方。

木方剪切强度 1.7N/mm^2 , 抗弯强度 17.0N/mm^2 , 弹性模量 9000.0N/mm^2 。

梁两侧立杆间距 1.10m 。

梁底按照均匀布置承重杆4根计算。

模板自重 0.20kN/m^2 , 混凝土钢筋自重 25.50kN/m^3 。

振捣混凝土荷载标准值 2.00kN/m^2 , 施工均布荷载标准值 2.50kN/m^2 。

地基承载力标准值 170kN/m^2 , 基础底面扩展面积 0.250m^2 , 地基承载力调整系数0.40。

扣件计算折减系数取1.00。

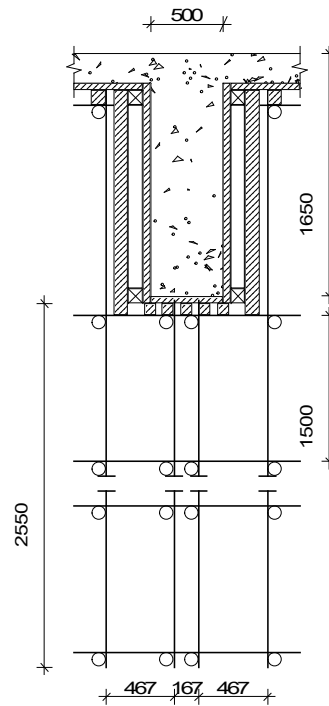


图1 梁模板支撑架立面简图

按照GB51210规范6.1.11条规定确定荷载组合分项系数如下：

由可变荷载效应控制的组合 $S=1.2 \times (25.50 \times 1.65 + 0.20) + 1.40 \times 2.50 = 54.230 \text{ kN/m}^2$

由永久荷载效应控制的组合 $S=1.35 \times 25.50 \times 1.65 + 0.7 \times 1.40 \times 2.50 = 59.251 \text{ kN/m}^2$

由于永久荷载效应控制的组合 S 最大，

永久荷载分项系数取1.35，可变荷载分项系数取 $0.7 \times 1.40 = 0.98$

采用的钢管类型为 $\phi 48.3 \times 3.6$ 。

钢管惯性矩计算采用 $I = \pi (D^4 - d^4) / 64$ ，抵抗距计算采用 $W = \pi (D^4 - d^4) / 32D$ 。

一、模板面板计算

面板为受弯结构，需要验算其抗弯强度和刚度。模板面板的按照多跨连续梁计算。

作用荷载包括梁与模板自重荷载，施工活荷载等。

1. 荷载的计算：

(1) 钢筋混凝土梁自重 (kN/m)：

$$q_1 = 25.500 \times 1.650 \times 0.400 = 16.830 \text{ kN/m}$$

(2) 模板的自重线荷载 (kN/m)：

$$q_2 = 0.200 \times 0.400 \times (2 \times 1.650 + 0.500) / 0.500 = 0.608 \text{ kN/m}$$

(3) 活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载 (kN) :

经计算得到, 活荷载标准值 $P_1 = (2.500 + 2.000) \times 0.500 \times 0.400 = 0.900 \text{ kN}$

均布荷载 $q = 1.35 \times 16.830 + 1.35 \times 0.608 = 23.541 \text{ kN/m}$

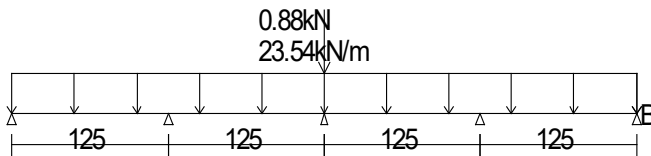
集中荷载 $P = 0.98 \times 0.900 = 0.882 \text{ kN}$

面板的截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为:

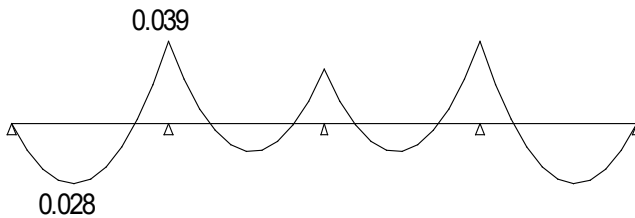
本算例中, 截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为:

截面抵抗矩 $W = 9.60 \text{ cm}^3$;

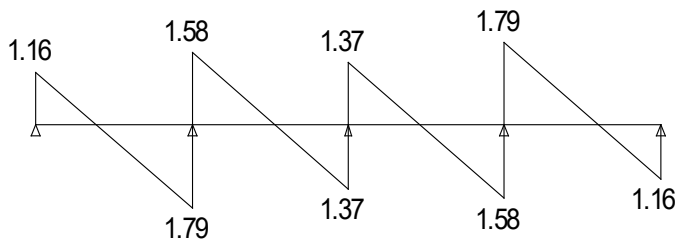
截面惯性矩 $I = 5.76 \text{ cm}^4$;



计算简图

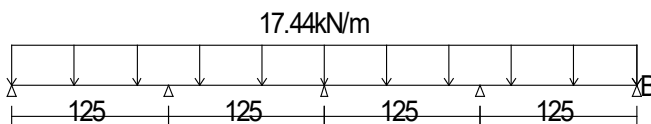


弯矩图 (kN.m)

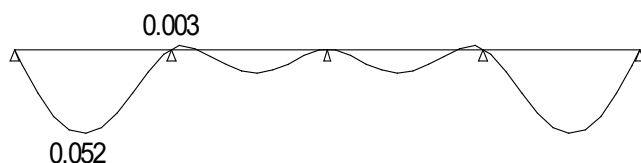


剪力图 (kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值, 受力图与计算结果如下:



变形计算受力图



变形图 (mm)

经过计算得到从左到右各支座力分别为

$$N_1=1.156\text{kN}$$

$$N_2=3.363\text{kN}$$

$$N_3=3.614\text{kN}$$

$$N_4=3.363\text{kN}$$

$$N_5=1.156\text{kN}$$

最大弯矩 $M = 0.039\text{kN}\cdot\text{m}$

最大变形 $V = 0.052\text{mm}$

(1) 抗弯强度计算

经计算得到面板抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.039 \times 1000 \times 1000 / 9600 = 4.063\text{N}/\text{mm}^2$

面板的抗弯强度设计值 $[f]$ ，取 $17.00\text{N}/\text{mm}^2$ ；

面板的抗弯强度验算 $f < [f]$ ，满足要求！

(2) 抗剪计算

截面抗剪强度计算值 $\gamma_0 T = 3 \gamma_0 Q / 2bh = 3 \times 1.00 \times 1786.0 / (2 \times 400.000 \times 12.000) = 0.558\text{N}/\text{mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T] = 1.40\text{N}/\text{mm}^2$

面板抗剪强度验算 $T < [T]$ ，满足要求！

(3) 挠度计算

面板最大挠度计算值 $v = 0.052\text{mm}$

面板的最大挠度小于 $125.0/250$ ，满足要求！

二、梁底支撑龙骨的计算

梁底龙骨计算

按照三跨连续梁计算，计算公式如下：

$$\text{均布荷载 } q = P/l = 3.614/0.400=9.036\text{kN/m}$$

$$\text{最大弯矩 } M = 0.1ql^2=0.1\times 9.04\times 0.40\times 0.40=0.145\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{最大剪力 } Q=0.6ql = 0.6\times 0.400\times 9.036=2.169\text{kN}$$

$$\text{最大支座力 } N=1.1ql = 1.1\times 0.400\times 9.036=3.976\text{kN}$$

龙骨的截面力学参数为

本算例中，截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为：

$$\text{截面抵抗矩 } W = 53.33\text{cm}^3;$$

$$\text{截面惯性矩 } I = 213.33\text{cm}^4;$$

(1) 龙骨抗弯强度计算

$$\text{抗弯计算强度 } f = \gamma_0 M/W = 1.00\times 0.145\times 10^6/53333.3=2.71\text{N/mm}^2$$

龙骨的抗弯计算强度小于 17.0N/mm^2 ，满足要求！

(2) 龙骨抗剪计算

最大剪力的计算公式如下：

$$Q = 0.6ql$$

截面抗剪强度必须满足：

$$\gamma_0 T = 3\gamma_0 Q/2bh < [T]$$

$$\text{截面抗剪强度计算值 } T=3\times 1.00\times 2168.68/(2\times 50.00\times 80.00)=0.813\text{N/mm}^2$$

$$\text{截面抗剪强度设计值 } [T]=1.70\text{N/mm}^2$$

龙骨的抗剪强度计算满足要求！

(3) 龙骨挠度计算

挠度计算按照规范要求采用静荷载标准值，

均布荷载通过变形受力计算的最大支座力除以龙骨计算跨度(即龙骨下小横杆间距)

得到 $q=6.228\text{kN/m}$

最大变形 $v=0.677ql^4/100EI=0.677 \times 6.228 \times 400.0^4/(100 \times 9000.00 \times 2133334.0)=0.056\text{mm}$

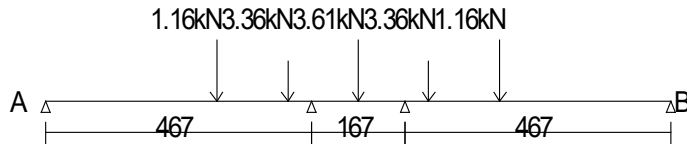
龙骨的最大挠度小于400.0/400(木方时取250), 满足要求!

三、梁底支撑钢管计算

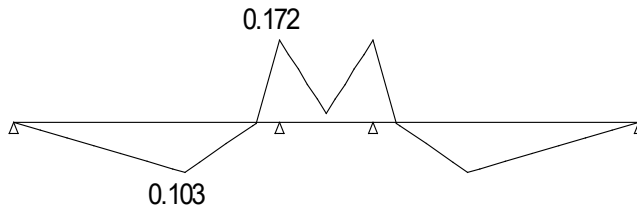
(一) 梁底支撑横向钢管计算

横向支撑钢管按照集中荷载作用下的连续梁计算。

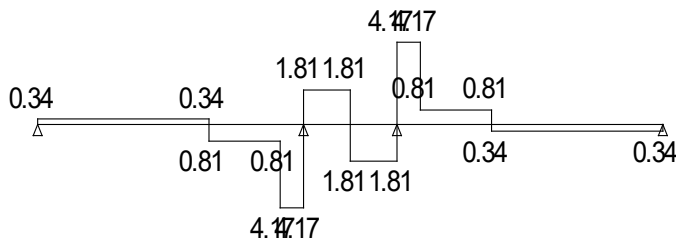
集中荷载P取次龙骨支撑传递力。



支撑钢管计算简图

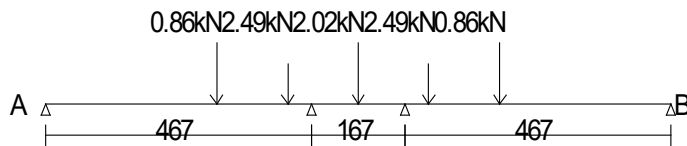


支撑钢管弯矩图 (kN.m)

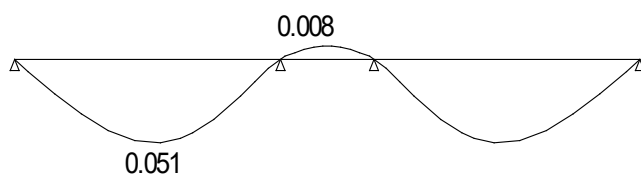


支撑钢管剪力图 (kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



支撑钢管变形计算受力图



支撑钢管变形图 (mm)

经过连续梁的计算得到

最大弯矩 $M_{\max}=0.172\text{kN}\cdot\text{m}$

最大变形 $v_{\max}=0.051\text{mm}$

最大支座力 $Q_{\max}=5.982\text{kN}$

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.172 \times 10^6 / 5262.3 = 32.67\text{N}/\text{mm}^2$

支撑钢管的抗弯计算强度小于设计强度, 满足要求!

支撑钢管的最大挠度小于 $466.7/150$ 与 10mm , 满足要求!

(二) 梁底支撑纵向钢管计算

梁底支撑纵向钢管只起构造作用, 无需要计算。

四、扣件抗滑移的计算

纵向或横向水平杆与立杆连接时, 扣件的抗滑承载力按照下式计算:

$$\gamma_0 R \leq R_c$$

其中 R_c —— 扣件抗滑承载力设计值, 单扣件取 8.00kN , 双扣件取 12.00kN ;

R —— 纵向或横向水平杆传给立杆的竖向作用力设计值;

计算中 R 取最大支座反力, $\gamma_0 R = 1.00 \times 5.98 = 5.98\text{kN}$

选用单扣件, 抗滑承载力的设计计算满足要求!

五、立杆的稳定性计算

1、按扣件脚手架规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\varphi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力设计值，它包括：

横杆的最大支座反力 $N_1=5.98\text{kN}$ （已经包括组合系数）

脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.365 = 0.493\text{kN}$

顶部立杆段，脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.244 = 0.329\text{kN}$

非顶部立杆段 $N = 5.982 + 0.493 = 6.475\text{kN}$

顶部立杆段 $N = 5.982 + 0.329 = 6.310\text{kN}$

ϕ —— 轴心受压立杆的稳定系数，由长细比 l_0/i 查表得到；

i —— 计算立杆的截面回转半径（cm）； $i = 1.59$

A —— 立杆净截面面积（ cm^2 ）； $A = 5.06$

W —— 立杆净截面抵抗矩（ cm^3 ）； $W = 5.26$

σ —— 钢管立杆抗压强度计算值（ N/mm^2 ）；

$[f]$ —— 钢管立杆抗压强度设计值， $[f] = 205.00\text{N}/\text{mm}^2$ ；

l_0 —— 计算长度（m）；

参照《扣件式规范》2011，由公式计算

$$\text{顶部立杆段： } l_0 = k u_1 (h + 2a) \quad (1)$$

$$\text{非顶部立杆段： } l_0 = k u_2 h \quad (2)$$

k —— 计算长度附加系数，按照表5.4.6取值为1.155，当允许长细比验算时 k 取1；

u_1, u_2 —— 计算长度系数，参照《扣件式规范》附录C表；

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度； $a = 0.20\text{m}$ ；

顶部立杆段： $a=0.2\text{m}$ 时， $u_1=1.649$ ， $l_0=3.619\text{m}$ ；

$$\lambda = 3619 / 15.9 = 228.239$$

允许长细比(k 取1) $\lambda_0 = 228.239 / 1.155 = 197.610 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.140$$

$$\sigma = 1.00 \times 6310 / (0.140 \times 505.5) = 89.019\text{N}/\text{mm}^2$$

$a=0.5\text{m}$ 时， $u_1=1.298$ ， $l_0=3.748\text{m}$ ；

$$\lambda = 3748 / 15.9 = 236.391$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 236.391 / 1.155 = 204.668 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.131$$

$$\sigma = 1.00 \times 6310 / (0.131 \times 505.5) = 95.044 \text{N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 $a=0.200$ 时, $\sigma = 89.019 \text{N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

非顶部立杆段: $u_2 = 1.951, l_0 = 3.380 \text{m}$;

$$\lambda = 3380 / 15.9 = 213.189$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 213.189 / 1.155 = 184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 6475 / (0.160 \times 505.5) = 80.048 \text{N/mm}^2, \text{立杆的稳定性计算 } \sigma < [f], \text{ 满足要}$$

求!

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{kN/m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.40m;

l_b —— 立杆横向间距, 1.10m;

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

风荷载产生的弯矩 $M_w = 1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.400 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.047 \text{kN} \cdot \text{m}$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk} = (6n / (n+1) (n+2)) * M_{Tk} / B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值(kN.m)，由公式计

$$\text{算: } M_{Tk} = 0.5H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$$

B —— 模板支撑架横向宽度(m)；

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数；

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度(m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 2.6 \times 0.40 \times (0.5 \times 2.6 + 0.60) = 0.430 \text{ kN.m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (0.430 / 8.00) = 0.029 \text{ kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时，立杆的轴心压力最大值；

$$\text{顶部立杆 } N_w = 5.982 + 1.350 \times 0.244 + 1.4 \times 0.6 \times 0.029 = 6.335 \text{ kN}$$

$$\text{非顶部立杆 } N_w = 5.982 + 1.350 \times 0.365 + 1.4 \times 0.6 \times 0.029 = 6.499 \text{ kN}$$

顶部立杆段：a=0.2m时， $u_1=1.649$ ， $l_0=3.619\text{m}$ ；

$$\lambda = 3619 / 15.9 = 228.239$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 228.239 / 1.155 = 197.610 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.140$$

$$\sigma = 1.00 \times 6335 / (0.140 \times 505.5) + 1.00 \times 47000 / 5262 = 98.248 \text{ N/mm}^2$$

a=0.5m时， $u_1=1.298$ ， $l_0=3.748\text{m}$ ；

$$\lambda = 3748 / 15.9 = 236.391$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 236.391 / 1.155 = 204.668 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.131$$

$$\sigma = 1.00 \times 6335 / (0.131 \times 505.5) + 1.00 \times 47000 / 5262 = 104.296 \text{ N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 a=0.200时， $\sigma = 98.248 \text{ N/mm}^2$ ，立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$ ，满足要求!

非顶部立杆段： $u_2=1.951$ ， $l_0=3.38\text{m}$ ；

$$\lambda = 3380 / 15.9 = 213.189$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 213.189 / 1.155 = 184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 6499 / (0.160 \times 505.5) + 1.00 \times 47000 / 5262 = 89.235 \text{N/mm}^2$$

立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

2、按模板规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力最大值, 它包括:

横杆的最大支座反力 $N_1 = 5.982 \text{kN}$ (已经包括组合系数)

脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.00 \times 1.35 \times 0.143 \times 2.550 = 0.493 \text{kN}$

$$N = 5.982 + 0.493 = 6.475 \text{kN}$$

i —— 计算立杆的截面回转半径, $i = 1.59 \text{cm}$;

A —— 立杆净截面面积, $A = 5.055 \text{cm}^2$;

W —— 立杆净截面模量(抵抗矩), $W = 5.262 \text{cm}^3$;

[f] —— 钢管立杆抗压强度设计值, $[f] = 205.00 \text{N/mm}^2$;

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度, $a = 0.20 \text{m}$;

h —— 最大步距, $h = 1.50 \text{m}$;

l_0 —— 计算长度, 取 $1.500 + 2 \times 0.200 = 1.900 \text{m}$;

λ —— 长细比, 为 $1900 / 15.9 = 120 < 150$ 满足要求!

ϕ —— 轴心受压立杆的稳定系数, 由长细比 l_0/i 查表得到 0.458;

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 6475 / (0.458 \times 505.5) = 27.964 \text{N/mm}^2$, 不考虑风荷载时立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\varphi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{ kN/m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.40m;

l_b —— 立杆横向间距, 1.10m;

风荷载产生的弯矩 $M_w = 1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.400 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.047 \text{ kN.m}$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk} = (6n / (n+1)(n+2)) * M_{Tk} / B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值 (kN.m), 由公式计

$$\text{算: } M_{Tk} = 0.5H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$$

B —— 模板支撑架横向宽度 (m);

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数;

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度 (m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 2.6 \times 0.40 \times (0.5 \times 2.6 + 0.60) = 0.430 \text{ kN.m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (0.430 / 8.00) = 0.029 \text{ kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

$$N_w = 5.982 + 1.350 \times 0.365 + 1.4 \times 0.6 \times 0.029 = 6.499 \text{ kN}$$

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 6499 / (0.458 \times 505.5) + 1.00 \times 47000 / 5262 = 36.958 \text{ N/mm}^2$

考虑风荷载时立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

模板承重架应尽量利用剪力墙或柱作为连接连墙件, 否则存在安全隐患。

六、模板支架整体稳定性计算

依据规范GB51210-2016, 模板支架应进行整体抗倾覆验算。

支架的抗倾覆验算应满足下式要求:

$$M_T < M_R$$

式中: M_T —支架的倾覆力矩设计值;

M_R —支架的抗倾覆力矩设计值。

$$B^2 l_a (g_{1k} + g_{2k}) + 2 \sum_{j=1}^n G_{jk} b_j \geq 3\gamma_0 M_{TK}$$

抗倾覆力矩:

$$M_R = 8.000^2 \times 0.400 \times (0.830 + 0.200) + 2 \times (0.000 \times 8.000 \times 0.400) \times 8.000 / 2 = 26.381 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

倾覆力矩:

$$M_T = 3 \times 1.000 \times 0.430 = 1.291 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

模板支架整体抗倾覆验算 $M_T < M_R$, 满足整体稳定性要求!

七、基础承载力计算

立杆基础底面的平均压力应满足下式的要求

$$p_k = N/A_g \leq \gamma_u f_a$$

其中 p_k —— 脚手架立杆基础底面处的平均压力设计值, $p_k = N/A_g = 25.90$ (kPa)

N —— 上部结构传至基础顶面的轴向力设计值 $N = 6.48 \text{ kN}$

A_g —— 基础底面面积 (m^2); $A_g = 0.25$

γ_u —— 永久荷载和可变荷载分项系数加权平均值, $\gamma_u = 1.363$

f_a —— 地基承载力设计值 (kN/m^2); $f_a = 68.00$

地基承载力设计值应按下列式计算

$$f_a = m_f \times f_{ak}$$

其中 m_f —— 脚手架地基承载力调整系数; $m_f = 0.40$

f_{ak} —— 地基承载力标准值； $f_{ak} = 170.00$

地基承载力的计算满足要求！

模板支撑架计算满足要求！

计算书：车库 250mm 板

扣件钢管楼板模板支架计算书

依据规范：

《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016

《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130-2011

《建筑施工模板安全技术规范》JGJ 162-2008

《建筑结构荷载规范》GB50009-2012

《钢结构设计规范》GB50017-2003

《混凝土结构设计规范》GB50010-2010

《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011

《建筑施工木脚手架安全技术规范》JGJ 164-2008

计算参数：

钢管强度为 205.0 N/mm^2 ，钢管强度折减系数取 1.00 。

模板支架搭设高度为 4.8m ，

立杆的纵距 $b=0.80\text{m}$ ，立杆的横距 $l=0.80\text{m}$ ，立杆的步距 $h=1.50\text{m}$ 。

面板厚度 12mm ，剪切强度 1.4N/mm^2 ，抗弯强度 17.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

内龙骨采用 $50. \times 80. \text{mm}$ 木方，间距 300mm ，

木方剪切强度 1.7N/mm^2 ，抗弯强度 17.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

梁顶托采用双钢管 $\phi 48 \times 3.5\text{mm}$ 。

模板自重 0.20kN/m^2 ，混凝土钢筋自重 25.10kN/m^3 。

施工均布荷载标准值 2.50kN/m^2 。

扣件计算折减系数取 1.00 。

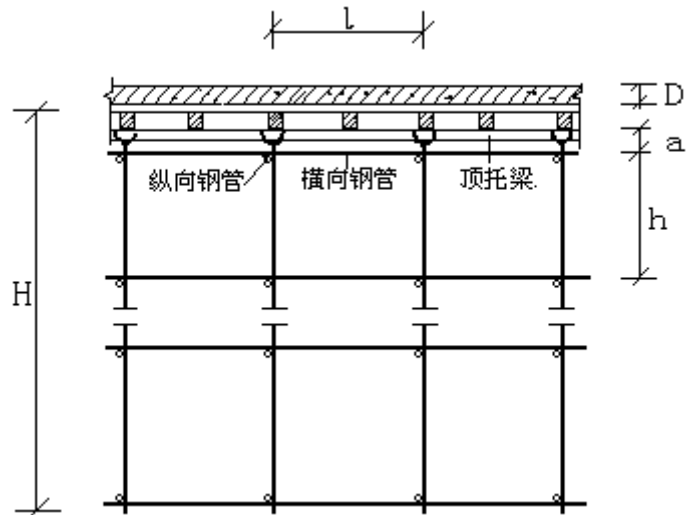


图1 楼板支撑架立面简图

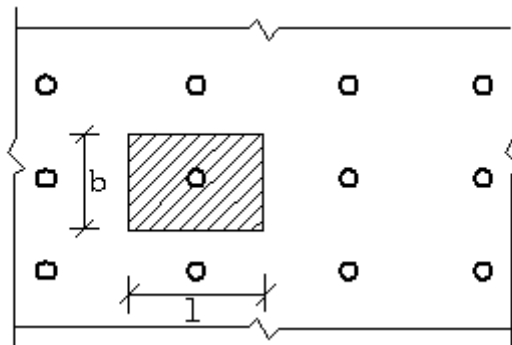


图2 楼板支撑架荷载计算单元

按照GB51210规范6.1.11条规定确定荷载组合分项系数如下：

由可变荷载效应控制的组合 $S=1.2 \times (25.10 \times 0.25 + 0.20) + 1.40 \times 2.50 = 11.270 \text{ kN/m}^2$

由永久荷载效应控制的组合 $S=1.35 \times 25.10 \times 0.25 + 0.7 \times 1.40 \times 2.50 = 10.921 \text{ kN/m}^2$

由于可变荷载效应控制的组合 S 最大，

永久荷载分项系数取1.2，可变荷载分项系数取1.40

采用的钢管类型为 $\phi 48.3 \times 3.6$ 。

钢管惯性矩计算采用 $I = \pi (D^4 - d^4) / 64$ ，抵抗距计算采用 $W = \pi (D^4 - d^4) / 32D$ 。

一、模板面板计算

面板为受弯结构，需要验算其抗弯强度和刚度。模板面板的按照三跨连续梁计算。

静荷载标准值 $q_1 = 25.100 \times 0.250 \times 1.000 + 0.200 \times 1.000 = 6.475 \text{ kN/m}$

活荷载标准值 $q_2 = (2.000+2.500) \times 1.000=4.500\text{kN/m}$

面板的截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为:

本算例中, 截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为:

截面抵抗矩 $W = 24.00\text{cm}^3$;

截面惯性矩 $I = 14.40\text{cm}^4$;

(1) 抗弯强度计算

$$f = \gamma_0 M / W < [f]$$

其中 f —— 面板的抗弯强度计算值(N/mm^2);

γ_0 —— 结构重要性系数;

M —— 面板的最大弯距($\text{N}\cdot\text{mm}$);

W —— 面板的净截面抵抗矩;

$[f]$ —— 面板的抗弯强度设计值, 取 $17.00\text{N}/\text{mm}^2$;

$$M = 0.100ql^2$$

其中 q —— 荷载设计值(kN/m);

经计算得到 $M = 0.100 \times (1.20 \times 6.475 + 1.40 \times 4.500) \times 0.300 \times 0.300 = 0.127\text{kN}\cdot\text{m}$

经计算得到面板抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M / W = 1.00 \times 0.127 \times 1000 \times 1000 / 24000 = 5.276\text{N}/\text{mm}^2$

面板的抗弯强度验算 $f < [f]$, 满足要求!

(2) 抗剪计算

$$\gamma_0 \gamma T = 3 \gamma_0 \gamma Q / 2bh < [T]$$

其中最大剪力 $Q = 0.600 \times (1.20 \times 6.475 + 1.40 \times 4.500) \times 0.300 = 2.533\text{kN}$

截面抗剪强度计算值 $T = 3 \times 1.00 \times 2533.0 / (2 \times 1000.000 \times 12.000) = 0.317\text{N}/\text{mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T] = 1.40\text{N}/\text{mm}^2$

面板抗剪强度验算小于 $[T]$, 满足要求!

(3) 挠度计算

$$v = 0.677ql^4 / 100EI < [v] = 1 / 250$$

面板最大挠度计算值 $v = 0.677 \times 6.475 \times 300^4 / (100 \times 9000 \times 144000) = 0.274\text{mm}$

面板的最大挠度小于 $300.0/250$, 满足要求!

二、模板支撑龙骨的计算

龙骨按照均布荷载计算。

1. 荷载的计算

(1) 钢筋混凝土板自重(kN/m):

$$q_{11} = 25.100 \times 0.250 \times 0.300 = 1.883\text{kN/m}$$

(2) 模板的自重线荷载(kN/m):

$$q_{12} = 0.200 \times 0.300 = 0.060\text{kN/m}$$

(3) 活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载(kN/m):

经计算得到, 活荷载标准值 $q_2 = (2.500 + 2.000) \times 0.300 = 1.350\text{kN/m}$

静荷载 $q_1 = 1.20 \times 1.883 + 1.20 \times 0.060 = 2.331\text{kN/m}$

活荷载 $q_2 = 1.40 \times 1.350 = 1.890\text{kN/m}$

计算单元内的龙骨集中力为 $(1.890 + 2.331) \times 0.800 = 3.377\text{kN}$

2. 龙骨的计算

按照三跨连续梁计算, 计算公式如下:

均布荷载 $q = P/l = 3.377/0.800 = 4.221\text{kN/m}$

最大弯矩 $M = 0.1ql^2 = 0.1 \times 4.22 \times 0.80 \times 0.80 = 0.270\text{kN.m}$

最大剪力 $Q = 0.6q_1 = 0.6 \times 0.800 \times 4.221 = 2.026\text{kN}$

最大支座力 $N = 1.1q_1 = 1.1 \times 0.800 \times 4.221 = 3.714\text{kN}$

龙骨的截面力学参数为

本算例中, 截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为:

截面抵抗矩 $W = 53.33\text{cm}^3$;

截面惯性矩 $I = 213.33\text{cm}^4$;

(1) 龙骨抗弯强度计算

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.270 \times 10^6 / 53333.3 = 5.07\text{N/mm}^2$

龙骨的抗弯计算强度小于 17.0N/mm^2 , 满足要求!

(2) 龙骨抗剪计算

最大剪力的计算公式如下:

$$Q = 0.6ql$$

截面抗剪强度必须满足:

$$\gamma_0 T = 3\gamma_0 Q / 2bh < [T]$$

截面抗剪强度计算值 $T = 3 \times 1.00 \times 2026.08 / (2 \times 50.00 \times 80.00) = 0.760\text{N/mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T] = 1.70\text{N/mm}^2$

龙骨的抗剪强度计算满足要求!

(3) 龙骨挠度计算

挠度计算按照规范要求采用静荷载标准值,

均布荷载通过变形受力计算的最大支座力除以龙骨计算跨度(即龙骨下小横杆间距)

得到 $q = 1.943\text{kN/m}$

最大变形 $v = 0.677ql^4 / 100EI = 0.677 \times 1.943 \times 800.0^4 / (100 \times 9000.00 \times 213334.0) = 0.281\text{mm}$

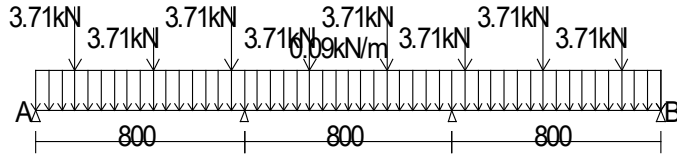
龙骨的最大挠度小于 $800.0/400$ (木方时取250), 满足要求!

三、托梁的计算

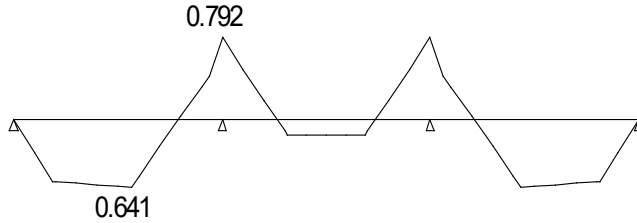
托梁按照集中与均布荷载下多跨连续梁计算。

集中荷载取次龙骨的支座力 $P = 3.714\text{kN}$

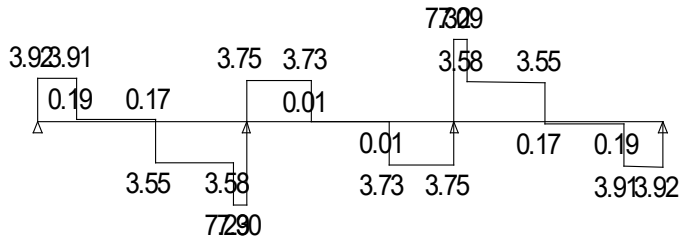
均布荷载取托梁的自重 $q = 0.092\text{kN/m}$ 。



托梁计算简图

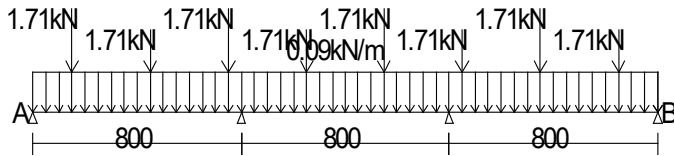


托梁弯矩图 (kN.m)

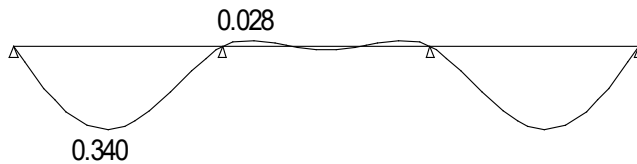


托梁剪力图 (kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



托梁变形计算受力图



托梁变形图 (mm)

经过计算得到最大弯矩 $M = 0.792 \text{ kN.m}$

经过计算得到最大支座 $F = 11.047 \text{ kN}$

经过计算得到最大变形 $V = 0.340 \text{ mm}$

顶托梁的截面力学参数为

截面抵抗矩 $W = 10.16\text{cm}^3$;

截面惯性矩 $I = 24.38\text{cm}^4$;

(1) 顶托梁抗弯强度计算

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.792 \times 10^6 / 10160.0 = 74.24\text{N/mm}^2$

顶托梁的抗弯计算强度小于 205.0N/mm^2 , 满足要求!

(2) 顶托梁挠度计算

最大变形 $v = 0.340\text{mm}$

顶托梁的最大挠度小于 $800.0/400$, 满足要求!

四、扣件抗滑移的计算

顶托类型立杆因轴心受力, 不需要计算扣件抗滑移。

五、模板支架荷载标准值(立杆轴力)

作用于模板支架的荷载包括静荷载、活荷载和风荷载。

1. 静荷载标准值包括以下内容:

(1) 脚手架的自重(kN):

$$N_{G1} = 0.139 \times 4.800 = 0.668\text{kN}$$

(2) 模板的自重(kN):

$$N_{G2} = 0.200 \times 0.800 \times 0.800 = 0.128\text{kN}$$

(3) 钢筋混凝土楼板自重(kN):

$$N_{G3} = 25.100 \times 0.250 \times 0.800 \times 0.800 = 4.016\text{kN}$$

经计算得到, 静荷载标准值 $N_G = (N_{G1} + N_{G2} + N_{G3}) = 4.812\text{kN}$ 。

2. 活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载。

经计算得到, 活荷载标准值 $N_Q = (2.500 + 2.000) \times 0.800 \times 0.800 = 2.880\text{kN}$

3. 不考虑风荷载时, 立杆的轴向压力设计值计算公式

$$N = 1.20N_G + 1.40N_Q$$

六、立杆的稳定性计算

1、按扣件脚手架规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时，立杆的稳定性计算公式

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\varphi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力设计值，

顶部立杆 N = 9.289kN，非顶部立杆 N = 9.806kN

φ —— 轴心受压立杆的稳定系数，由长细比 l_0/i 查表得到；

i —— 计算立杆的截面回转半径 (cm)； i = 1.59

A —— 立杆净截面面积 (cm²)； A = 5.06

W —— 立杆净截面抵抗矩 (cm³)； W = 5.26

σ —— 钢管立杆抗压强度计算值 (N/mm²)；

[f] —— 钢管立杆抗压强度设计值， [f] = 205.00N/mm²；

l_0 —— 计算长度 (m)；

参照《扣件式规范》2011，由公式计算

$$\text{顶部立杆段： } l_0 = k u_1 (h+2a) \quad (1)$$

$$\text{非顶部立杆段： } l_0 = k u_2 h \quad (2)$$

k —— 计算长度附加系数，按照表5.4.6取值为1.155，当允许长细比验算时k取1；

u_1, u_2 —— 计算长度系数，参照《扣件式规范》附录C表；

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度； a = 0.20m；

顶部立杆段： a=0.2m时， $u_1=1.540$ ， $l_0=3.380$ m；

$$\lambda = 3380/15.9 = 213.152$$

$$\text{允许长细比 (k取1) } \lambda_0 = 213.152/1.155 = 184.547 < 210$$

长细比验算满足要求!

$$\varphi = 0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 9289 / (0.160 \times 505.5) = 114.834 \text{N/mm}^2$$

a=0.5m时, $u_1=1.215$, $l_0=3.508\text{m}$;

$$\lambda = 3508 / 15.9 = 221.275$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 221.275 / 1.155 = 191.580 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.149$$

$$\sigma = 1.00 \times 9289 / (0.149 \times 505.5) = 123.495 \text{N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 a=0.200时, $\sigma = 114.834 \text{N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

非顶部立杆段: $u_2=1.951$, $l_0=3.380\text{m}$;

$$\lambda = 3380 / 15.9 = 213.189$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 213.189 / 1.155 = 184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.160$$

$\sigma = 1.00 \times 9806 / (0.160 \times 505.5) = 121.231 \text{N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{kN/m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.80m;

l_b —— 立杆横向间距, 0.80m;

N_w —— 考虑风荷载时，立杆的轴心压力最大值；

风荷载产生的弯矩 $M_w=1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.800 \times 1.500 \times 1.500/10=0.034\text{kN}\cdot\text{m}$ ；

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk}=(6n/(n+1)(n+2))*M_{Tk}/B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值(kN·m)，由公式计

算： $M_{Tk} = 0.5H^2l_a w_{fk} + Hl_a H_m w_{mk}$

B —— 模板支撑架横向宽度(m)；

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数；

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度(m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 4.8 \times 0.80 \times (0.5 \times 4.8 + 0.60) = 2.592\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (2.592 / 6.40) = 0.216\text{kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时，立杆的轴心压力最大值；

$$\text{顶部立杆 } N_w = 1.200 \times 4.380 + 1.400 \times 2.880 + 1.4 \times 0.6 \times 1.400 \times 0.034 = 9.470\text{kN}$$

$$\text{非顶部立杆 } N_w = 1.200 \times 4.812 + 1.400 \times 2.880 + 1.4 \times 0.6 \times 1.400 \times 0.034 = 9.987\text{kN}$$

顶部立杆段：a=0.2m时， $u_1=1.540$ ， $l_0=3.380\text{m}$ ；

$$\lambda = 3380 / 15.9 = 213.152$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 213.152 / 1.155 = 184.547 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 9470 / (0.160 \times 505.5) + 1.00 \times 34000 / 5262 = 123.542\text{N}/\text{mm}^2$$

a=0.5m时， $u_1=1.215$ ， $l_0=3.508\text{m}$ ；

$$\lambda = 3508 / 15.9 = 221.275$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 221.275 / 1.155 = 191.580 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.149$$

$$\sigma = 1.00 \times 9470 / (0.149 \times 505.5) + 1.00 \times 34000 / 5262 = 132.373\text{N}/\text{mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 $a=0.200$ 时, $\sigma=123.542\text{N}/\text{mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

非顶部立杆段: $u_2=1.951, l_0=3.38\text{m}$;

$$\lambda = 3380/15.9 = 213.189$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0 = 213.189/1.155 = 184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi = 0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 9987 / (0.160 \times 505.5) + 1.00 \times 34000 / 5262 = 129.939\text{N}/\text{mm}^2$$

立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

2、按模板规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力设计值, $N = 9.81\text{kN}$

i —— 计算立杆的截面回转半径, $i = 1.59\text{cm}$;

A —— 立杆净截面面积, $A = 5.055\text{cm}^2$;

W —— 立杆净截面模量(抵抗矩), $W = 5.262\text{cm}^3$;

$[f]$ —— 钢管立杆抗压强度设计值, $[f] = 205.00\text{N}/\text{mm}^2$;

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度, $a = 0.20\text{m}$;

h —— 最大步距, $h = 1.50\text{m}$;

l_0 —— 计算长度, 取 $1.500 + 2 \times 0.200 = 1.900\text{m}$;

λ —— 长细比, 为 $1900/15.9 = 120 < 150$ 满足要求!

ϕ —— 轴心受压立杆的稳定系数, 由长细比 l_0/i 查表得到 0.458 ;

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 9806 / (0.458 \times 505.5) = 42.351\text{N}/\text{mm}^2$, 不考虑风荷载时立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\varphi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2)；

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{ kN}/\text{m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m；

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.80m；

l_b —— 立杆横向间距, 0.80m；

风荷载产生的弯矩 $M_w = 1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.800 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.034 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ；

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk} = (6n / (n+1)(n+2)) * M_{Tk} / B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)，由公式计

$$\text{算: } M_{Tk} = 0.5 H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$$

B —— 模板支撑架横向宽度 (m)；

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数；

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度 (m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 4.8 \times 0.80 \times (0.5 \times 4.8 + 0.60) = 2.592 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (2.592 / 6.40) = 0.216 \text{ kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时，立杆的轴心压力最大值；

$$N_w = 1.200 \times 4.812 + 1.400 \times 2.880 + 1.4 \times 0.6 \times 0.216 = 9.987 \text{ kN}$$

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 9987 / (0.458 \times 505.5) + 1.00 \times 34000 / 5262 = 49.600 \text{ N}/\text{mm}^2$

考虑风荷载时立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

模板承重架应尽量利用剪力墙或柱作为连接连墙件，否则存在安全隐患。

七、模板支架整体稳定性计算

依据规范GB51210-2016, 模板支架应进行整体抗倾覆验算。

支架的抗倾覆验算应满足下式要求:

$$M_T < M_R$$

式中: M_T —支架的倾覆力矩设计值;

M_R —支架的抗倾覆力矩设计值。

$$B^2 l_a (g_{1k} + g_{2k}) + 2 \sum_{j=1}^n G_{jk} b_j \geq 3\gamma_0 M_{TK}$$

抗倾覆力矩:

$$M_R = 6.400^2 \times 0.800 \times (1.044 + 0.200) + 2 \times (0.000 \times 6.400 \times 0.800) \times 6.400 / 2 = 40.739 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

倾覆力矩:

$$M_T = 3 \times 1.000 \times 2.592 = 7.776 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

模板支架整体抗倾覆验算 $M_T < M_R$, 满足整体稳定性要求!

基础承载力计算

立杆基础底面的平均压力应满足下式的要求

$$p_k = N/A_g \leq \gamma_u f_a$$

其中 p_k —— 脚手架立杆基础底面处的平均压力设计值, $p_k = N/A_g = 39.22$ (kPa)

N —— 上部结构传至基础顶面的轴向力设计值 $N = 9.81 \text{ kN}$

A_g —— 基础底面面积 (m^2); $A_g = 0.25$

γ_u —— 永久荷载和可变荷载分项系数加权平均值, $\gamma_u = 1.254$

f_a —— 地基承载力设计值 (kN/m^2); $f_a = 68.00$

地基承载力设计值应按下列式计算

$$f_a = m_f \times f_{ak}$$

其中 m_f —— 脚手架地基承载力调整系数； $m_f = 0.40$

f_{ak} —— 地基承载力标准值； $f_{ak} = 170.00$

地基承载力的计算满足要求！

钢管楼板模板支架计算满足要求！

计算书：车库 2400x2400x950 柱帽

扣件钢管楼板模板支架计算书

依据规范：

《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016

《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130-2011

《建筑施工模板安全技术规范》JGJ 162-2008

《建筑结构荷载规范》GB50009-2012

《钢结构设计规范》GB50017-2003

《混凝土结构设计规范》GB50010-2010

《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011

《建筑施工木脚手架安全技术规范》JGJ 164-2008

计算参数：

钢管强度为 205.0 N/mm^2 ，钢管强度折减系数取1.00。

模板支架搭设高度为4.1m，

立杆的纵距 $b=0.40\text{m}$ ，立杆的横距 $l=0.40\text{m}$ ，立杆的步距 $h=1.50\text{m}$ 。

面板厚度12mm，剪切强度 1.4N/mm^2 ，抗弯强度 17.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

内龙骨采用 $50. \times 80. \text{mm}$ 木方，间距300mm，

木方剪切强度 1.7N/mm^2 ，抗弯强度 17.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

梁顶托采用双钢管 $\phi 48 \times 3.5\text{mm}$ 。

模板自重 0.20kN/m^2 ，混凝土钢筋自重 25.10kN/m^3 。

施工均布荷载标准值 2.50kN/m^2 。

扣件计算折减系数取1.00。

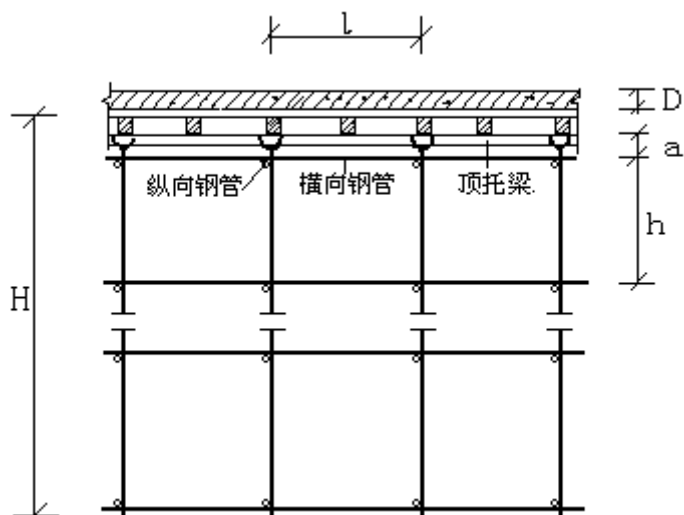


图1 楼板支撑架立面简图

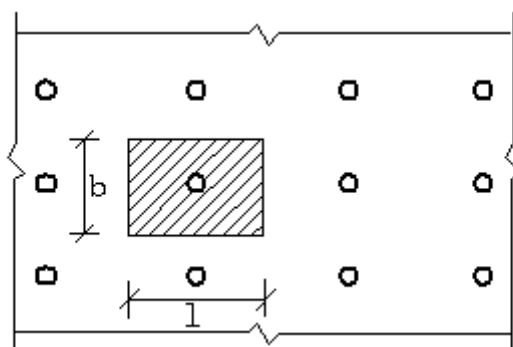


图2 楼板支撑架荷载计算单元

按照GB51210规范6.1.11条规定确定荷载组合分项系数如下：

由可变荷载效应控制的组合 $S=1.2 \times (25.10 \times 0.95 + 0.20) + 1.40 \times 2.50 = 32.354 \text{ kN/m}^2$

由永久荷载效应控制的组合 $S=1.35 \times 25.10 \times 0.95 + 0.7 \times 1.40 \times 2.50 = 34.641 \text{ kN/m}^2$

由于永久荷载效应控制的组合 S 最大，

永久荷载分项系数取1.35，可变荷载分项系数取 $0.7 \times 1.40 = 0.98$

采用的钢管类型为 $\phi 48.3 \times 3.6$ 。

钢管惯性矩计算采用 $I = \pi (D^4 - d^4) / 64$ ，抵抗距计算采用 $W = \pi (D^4 - d^4) / 32D$ 。

一、模板面板计算

面板为受弯结构，需要验算其抗弯强度和刚度。模板面板的按照三跨连续梁计算。

静荷载标准值 $q_1 = 25.100 \times 0.950 \times 1.000 + 0.200 \times 1.000 = 24.045 \text{ kN/m}$

活荷载标准值 $q_2 = (2.000 + 2.500) \times 1.000 = 4.500 \text{ kN/m}$

面板的截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为:

本算例中, 截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为:

截面抵抗矩 $W = 24.00\text{cm}^3$;

截面惯性矩 $I = 14.40\text{cm}^4$;

(1) 抗弯强度计算

$$f = \gamma_0 M / W < [f]$$

其中 f —— 面板的抗弯强度计算值(N/mm^2);

γ_0 —— 结构重要性系数;

M —— 面板的最大弯距($\text{N} \cdot \text{mm}$);

W —— 面板的净截面抵抗矩;

$[f]$ —— 面板的抗弯强度设计值, 取 $17.00\text{N}/\text{mm}^2$;

$$M = 0.100ql^2$$

其中 q —— 荷载设计值(kN/m);

经计算得到 $M = 0.100 \times (1.35 \times 24.045 + 0.98 \times 4.500) \times 0.300 \times 0.300 = 0.332\text{kN} \cdot \text{m}$

经计算得到面板抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M / W = 1.00 \times 0.332 \times 1000 \times 1000 / 24000 = 13.827\text{N}/\text{mm}^2$

面板的抗弯强度验算 $f < [f]$, 满足要求!

(2) 抗剪计算

$$\gamma_0 \gamma T = 3 \gamma_0 \gamma Q / 2bh < [T]$$

其中最大剪力 $Q = 0.600 \times (1.35 \times 24.045 + 0.98 \times 4.500) \times 0.300 = 6.637\text{kN}$

截面抗剪强度计算值 $T = 3 \times 1.00 \times 6637.0 / (2 \times 1000.000 \times 12.000) = 0.830\text{N}/\text{mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T] = 1.40\text{N}/\text{mm}^2$

面板抗剪强度验算小于 $[T]$, 满足要求!

(3) 挠度计算

$$v = 0.677ql^4 / 100EI < [v] = 1 / 250$$

面板最大挠度计算值 $v = 0.677 \times 24.045 \times 300^4 / (100 \times 9000 \times 144000) = 1.017\text{mm}$

面板的最大挠度小于 $300.0/250$, 满足要求!

二、模板支撑龙骨的计算

龙骨按照均布荷载计算。

1. 荷载的计算

(1) 钢筋混凝土板自重 (kN/m):

$$q_{11} = 25.100 \times 0.950 \times 0.300 = 7.154\text{kN/m}$$

(2) 模板的自重线荷载 (kN/m):

$$q_{12} = 0.200 \times 0.300 = 0.060\text{kN/m}$$

(3) 活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载 (kN/m):

经计算得到, 活荷载标准值 $q_2 = (2.500 + 2.000) \times 0.300 = 1.350\text{kN/m}$

静荷载 $q_1 = 1.35 \times 7.154 + 1.35 \times 0.060 = 9.738\text{kN/m}$

活荷载 $q_2 = 0.98 \times 1.350 = 1.323\text{kN/m}$

计算单元内的龙骨集中力为 $(1.323 + 9.738) \times 0.400 = 4.424\text{kN}$

2. 龙骨的计算

按照三跨连续梁计算, 计算公式如下:

均布荷载 $q = P/l = 4.424/0.400 = 11.061\text{kN/m}$

最大弯矩 $M = 0.1ql^2 = 0.1 \times 11.06 \times 0.40 \times 0.40 = 0.177\text{kN}\cdot\text{m}$

最大剪力 $Q = 0.6q_1 = 0.6 \times 0.400 \times 11.061 = 2.655\text{kN}$

最大支座力 $N = 1.1q_1 = 1.1 \times 0.400 \times 11.061 = 4.867\text{kN}$

龙骨的截面力学参数为

本算例中, 截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为:

截面抵抗矩 $W = 53.33\text{cm}^3$;

截面惯性矩 $I = 213.33\text{cm}^4$;

(1) 龙骨抗弯强度计算

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M/W = 1.00 \times 0.177 \times 10^6 / 53333.3 = 3.32\text{N/mm}^2$

龙骨的抗弯计算强度小于 $17.0\text{N}/\text{mm}^2$, 满足要求!

(2) 龙骨抗剪计算

最大剪力的计算公式如下:

$$Q = 0.6ql$$

截面抗剪强度必须满足:

$$\gamma_0 T = 3 \gamma_0 Q / 2bh < [T]$$

截面抗剪强度计算值 $T = 3 \times 1.00 \times 2654.69 / (2 \times 50.00 \times 80.00) = 0.996\text{N}/\text{mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T] = 1.70\text{N}/\text{mm}^2$

龙骨的抗剪强度计算满足要求!

(3) 龙骨挠度计算

挠度计算按照规范要求采用静荷载标准值,

均布荷载通过变形受力计算的最大支座力除以龙骨计算跨度(即龙骨下小横杆间距)

得到 $q = 7.214\text{kN}/\text{m}$

最大变形 $v = 0.677ql^4 / 100EI = 0.677 \times 7.214 \times 400.0^4 / (100 \times 9000.00 \times 2133334.0) = 0.065\text{mm}$

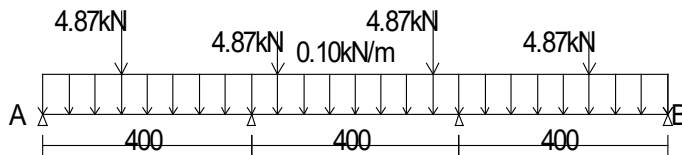
龙骨的最大挠度小于 $400.0/400$ (木方时取250), 满足要求!

三、托梁的计算

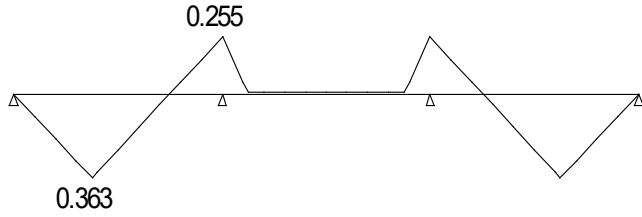
托梁按照集中与均布荷载下多跨连续梁计算。

集中荷载取次龙骨的支座力 $P = 4.867\text{kN}$

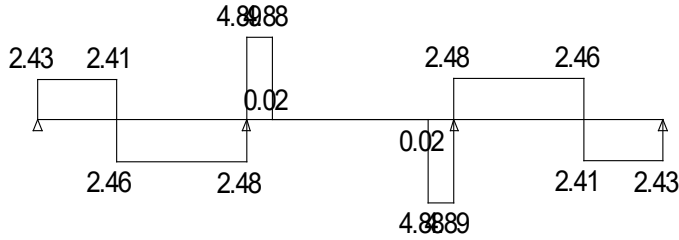
均布荷载取托梁的自重 $q = 0.104\text{kN}/\text{m}$ 。



托梁计算简图

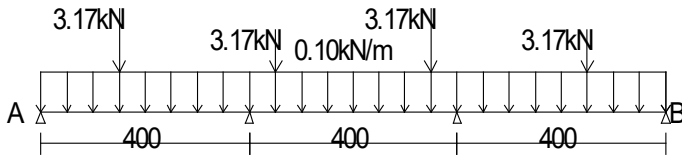


托梁弯矩图 (kN.m)

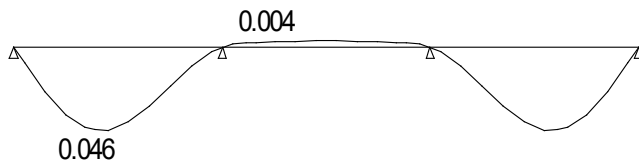


托梁剪力图 (kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



托梁变形计算受力图



托梁变形图 (mm)

经过计算得到最大弯矩 $M = 0.362 \text{ kN.m}$

经过计算得到最大支座 $F = 7.371 \text{ kN}$

经过计算得到最大变形 $V = 0.046 \text{ mm}$

顶托梁的截面力学参数为

截面抵抗矩 $W = 10.16 \text{ cm}^3$;

截面惯性矩 $I = 24.38 \text{ cm}^4$;

(1) 顶托梁抗弯强度计算

抗弯计算强度 $f = \gamma_0 M / W = 1.00 \times 0.362 \times 10^6 / 10160.0 = 33.93 \text{ N/mm}^2$

顶托梁的抗弯计算强度小于 $205.0\text{N}/\text{mm}^2$, 满足要求!

(2) 顶托梁挠度计算

最大变形 $v = 0.046\text{mm}$

顶托梁的最大挠度小于 $400.0/400$, 满足要求!

四、扣件抗滑移的计算

顶托类型立杆因轴心受力, 不需要计算扣件抗滑移。

五、模板支架荷载标准值(立杆轴力)

作用于模板支架的荷载包括静荷载、活荷载和风荷载。

1. 静荷载标准值包括以下内容:

(1) 脚手架的自重(kN):

$$N_{G1} = 0.106 \times 4.100 = 0.435\text{kN}$$

(2) 模板的自重(kN):

$$N_{G2} = 0.200 \times 0.400 \times 0.400 = 0.032\text{kN}$$

(3) 钢筋混凝土楼板自重(kN):

$$N_{G3} = 25.100 \times 0.950 \times 0.400 \times 0.400 = 3.815\text{kN}$$

经计算得到, 静荷载标准值 $N_G = (N_{G1} + N_{G2} + N_{G3}) = 4.282\text{kN}$ 。

2. 活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载。

经计算得到, 活荷载标准值 $N_Q = (2.500 + 2.000) \times 0.400 \times 0.400 = 0.720\text{kN}$

3. 不考虑风荷载时, 立杆的轴向压力设计值计算公式

$$N = 1.35N_G + 0.98N_Q$$

六、立杆的稳定性计算

1、按扣件脚手架规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\varphi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力设计值，

顶部立杆 N = 6.143kN，非顶部立杆 N = 6.487kN

φ —— 轴心受压立杆的稳定系数，由长细比 l_0/i 查表得到；

i —— 计算立杆的截面回转半径 (cm)； i = 1.59

A —— 立杆净截面面积 (cm²)； A = 5.06

W —— 立杆净截面抵抗矩 (cm³)； W = 5.26

σ —— 钢管立杆抗压强度计算值 (N/mm²)；

[f] —— 钢管立杆抗压强度设计值， [f] = 205.00N/mm²；

l_0 —— 计算长度 (m)；

参照《扣件式规范》2011，由公式计算

$$\text{顶部立杆段： } l_0 = k u_1 (h+2a) \quad (1)$$

$$\text{非顶部立杆段： } l_0 = k u_2 h \quad (2)$$

k —— 计算长度附加系数，按照表5.4.6取值为1.155，当允许长细比验算时k取1；

u_1, u_2 —— 计算长度系数，参照《扣件式规范》附录C表；

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度； a = 0.20m；

顶部立杆段： a=0.2m时， $u_1=1.540$ ， $l_0=3.380\text{m}$ ；

$$\lambda = 3380/15.9=213.152$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0=213.152/1.155=184.547 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\varphi = 0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 6143 / (0.160 \times 505.5) = 75.943 \text{N/mm}^2$$

a=0.5m时， $u_1=1.215$ ， $l_0=3.508\text{m}$ ；

$$\lambda = 3508/15.9=221.275$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0=221.275/1.155=191.580 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi=0.149$$

$$\sigma=1.00 \times 6143 / (0.149 \times 505.5) = 81.671 \text{N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 $a=0.200$ 时, $\sigma=75.943 \text{N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

非顶部立杆段: $u_2=1.951, l_0=3.380\text{m}$;

$$\lambda=3380/15.9=213.189$$

允许长细比(k取1) $\lambda_0=213.189/1.155=184.579 < 210$ 长细比验算满足要求!

$$\phi=0.160$$

$$\sigma=1.00 \times 6487 / (0.160 \times 505.5) = 80.193 \text{N/mm}^2, \text{立杆的稳定性计算 } \sigma < [f], \text{ 满足要}$$

求!

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{kN/m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.40m;

l_b —— 立杆横向间距, 0.40m;

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

风荷载产生的弯矩 $M_w = 1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.400 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.017 \text{kN} \cdot \text{m}$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk} = (6n / (n+1)(n+2)) * M_{Tk} / B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值(kN.m)，由公式计

$$\text{算: } M_{Tk} = 0.5H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$$

B —— 模板支撑架横向宽度(m)；

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数；

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度(m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 4.1 \times 0.40 \times (0.5 \times 4.1 + 0.60) = 0.978 \text{ kN.m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (0.978 / 3.20) = 0.163 \text{ kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时，立杆的轴心压力最大值；

$$\text{顶部立杆 } N_w = 1.350 \times 4.028 + 0.980 \times 0.720 + 1.4 \times 0.6 \times 0.980 \times 0.017 = 6.280 \text{ kN}$$

$$\text{非顶部立杆 } N_w = 1.350 \times 4.282 + 0.980 \times 0.720 + 1.4 \times 0.6 \times 0.980 \times 0.017 = 6.623 \text{ kN}$$

顶部立杆段：a=0.2m时， $u_1=1.540$ ， $l_0=3.380\text{m}$ ；

$$\lambda = 3380 / 15.9 = 213.152$$

$$\text{允许长细比(k取1)} \quad \lambda_0 = 213.152 / 1.155 = 184.547 < 210 \quad \text{长细比验算满足要求!}$$

$$\phi = 0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 6280 / (0.160 \times 505.5) + 1.00 \times 17000 / 5262 = 80.868 \text{ N/mm}^2$$

a=0.5m时， $u_1=1.215$ ， $l_0=3.508\text{m}$ ；

$$\lambda = 3508 / 15.9 = 221.275$$

$$\text{允许长细比(k取1)} \quad \lambda_0 = 221.275 / 1.155 = 191.580 < 210 \quad \text{长细比验算满足要求!}$$

$$\phi = 0.149$$

$$\sigma = 1.00 \times 6280 / (0.149 \times 505.5) + 1.00 \times 17000 / 5262 = 86.724 \text{ N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 a=0.200时， $\sigma = 80.868 \text{ N/mm}^2$ ，立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$ ，满足要求！

非顶部立杆段： $u_2=1.951$ ， $l_0=3.38\text{m}$ ；

$$\lambda = 3380 / 15.9 = 213.189$$

$$\text{允许长细比(k取1)} \quad \lambda_0 = 213.189 / 1.155 = 184.579 < 210 \quad \text{长细比验算满足要求!}$$

$$\phi=0.160$$

$$\sigma = 1.00 \times 6623 / (0.160 \times 505.5) + 1.00 \times 17000 / 5262 = 85.118 \text{N/mm}^2$$

立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

2、按模板规范计算立杆稳定性:

不考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} \leq f$$

其中 N —— 立杆的轴心压力设计值, $N = 6.49 \text{kN}$

i —— 计算立杆的截面回转半径, $i = 1.59 \text{cm}$;

A —— 立杆净截面面积, $A = 5.055 \text{cm}^2$;

W —— 立杆净截面模量(抵抗矩), $W = 5.262 \text{cm}^3$;

[f] —— 钢管立杆抗压强度设计值, $[f] = 205.00 \text{N/mm}^2$;

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度, $a = 0.20 \text{m}$;

h —— 最大步距, $h = 1.50 \text{m}$;

l_0 —— 计算长度, 取 $1.500 + 2 \times 0.200 = 1.900 \text{m}$;

λ —— 长细比, 为 $1900 / 15.9 = 120 < 150$ 满足要求!

ϕ —— 轴心受压立杆的稳定系数, 由长细比 l_0/i 查表得到 0.458;

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 6487 / (0.458 \times 505.5) = 28.015 \text{N/mm}^2$, 不考虑风荷载时立杆的稳定性

计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{\gamma_0 N}{\phi A} + \frac{\gamma_0 M_w}{W} \leq f$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 1.4 \times 0.6 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$$W_k = u_z \times u_s \times w_0 = 0.300 \times 1.250 \times 0.600 = 0.225 \text{kN/m}^2$$

h —— 立杆的步距, 1.50m;

l_a —— 立杆纵向间距(梁截面方向), 0.40m;

l_b —— 立杆横向间距, 0.40m;

风荷载产生的弯矩 $M_w=1.4 \times 0.6 \times 0.225 \times 0.400 \times 1.500 \times 1.500/10=0.017\text{kN}\cdot\text{m}$;

风荷载设计值产生的立杆段轴力 N_{wk} 计算公式

$$N_{wk}=(6n/(n+1)(n+2))*M_{Tk}/B$$

其中 M_{Tk} —— 模板支撑架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值(kN·m), 由公式计

算: $M_{Tk} = 0.5H^2 l_a w_{fk} + H l_a H_m w_{mk}$

B —— 模板支撑架横向宽度(m);

n —— 模板支撑架计算单元立杆横向跨数;

H_m —— 模板支撑架顶部竖向栏杆围挡(模板)的高度(m)。

$$M_{Tk} = 0.225 \times 4.1 \times 0.40 \times (0.5 \times 4.1 + 0.60) = 0.978\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{wk} = 6 \times 8 / (8+1) / (8+2) \times (0.978 / 3.20) = 0.163\text{kN}$$

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

$$N_w = 1.350 \times 4.282 + 0.980 \times 0.720 + 1.4 \times 0.6 \times 0.163 = 6.623\text{kN}$$

经计算得到 $\sigma = 1.00 \times 6623 / (0.458 \times 505.5) + 1.00 \times 17000 / 5262 = 31.839\text{N}/\text{mm}^2$

考虑风荷载时立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

模板承重架应尽量利用剪力墙或柱作为连接连墙件, 否则存在安全隐患。

七、模板支架整体稳定性计算

依据规范GB51210-2016, 模板支架应进行整体抗倾覆验算。

支架的抗倾覆验算应满足下式要求:

$$M_T < M_R$$

式中: M_T — 支架的倾覆力矩设计值;

M_R — 支架的抗倾覆力矩设计值。

$$B^2 l_a (g_{1k} + g_{2k}) + 2 \sum_{j=1}^n G_{jk} b_j \geq 3\gamma_0 M_{TK}$$

抗倾覆力矩:

$$M_R = 3.200^2 \times 0.400 \times (2.719 + 0.200) + 2 \times (0.000 \times 3.200 \times 0.400) \times 3.200 / 2 = 11.955 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

倾覆力矩:

$$M_T = 3 \times 1.000 \times 0.978 = 2.934 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

模板支架整体抗倾覆验算 $M_T < M_R$, 满足整体稳定性要求!

基础承载力计算

立杆基础底面的平均压力应满足下式的要求

$$p_k = N/A_g \leq \gamma_u f_a$$

其中 p_k —— 脚手架立杆基础底面处的平均压力设计值, $p_k = N/A_g = 25.95$ (kPa)

N —— 上部结构传至基础顶面的轴向力设计值 $N = 6.49 \text{ kN}$

A_g —— 基础底面面积 (m^2); $A_g = 0.25$

γ_u —— 永久荷载和可变荷载分项系数加权平均值, $\gamma_u = 1.363$

f_a —— 地基承载力设计值 (kN/m^2); $f_a = 68.00$

地基承载力设计值应按下列式计算

$$f_a = m_f \times f_{ak}$$

其中 m_f —— 脚手架地基承载力调整系数; $m_f = 0.40$

f_{ak} —— 地基承载力标准值; $f_{ak} = 170.00$

地基承载力的计算满足要求!

钢管楼板模板支架计算满足要求!