

目 录

第一章、工程概况 ..... 1

    1、项目基本情况..... 1

    2、高支模的概况信息..... 1

第二章、编制依据 ..... 2

第三章、施工准备及资源计划 ..... 3

    3.1 施工准备..... 3

    3.2 材料设备及劳动力配置计划..... 3

    3.3 施工进度计划..... 5

第四章、模板的设计和安装 ..... 5

    4.1 支撑体系的处理措施..... 5

    4.2 模板支撑系统的设计..... 5

    4.3 模板的制作和安装..... 9

    4.4 支撑体系搭设的构造要求..... 10

第五章、模板的拆除 ..... 13

    5.1 强度要求..... 13

    5.2 拆模申请..... 13

    5.3 安全防护..... 13

    5.4 技术要求..... 13

第六章、安全、质量管理措施 ..... 14

    6.1 安全管理体系..... 14

    6.2 施工安全技术措施..... 17

    6.3 高支模的质量管理措施..... 20

第七章、混凝土的浇筑 ..... 24

第八章、高大模板的安全应急预案 ..... 25

    当地救援部门明细表 ..... 27

第九章、500×1300 梁模板计算书 ..... 32

第十章、8.67m 板计算..... 49

## 第一章、工程概况

### 1、项目基本情况

工程名称：某某市人民法院综合审判法庭工程

建设单位：某某市人民法院

勘察单位：某某市创新岩土工程有限公司

设计单位：某某省城乡建筑设计院有限公司

施工单位：河南五建建设集团有限公司

监理单位：河南新恒丰建设监理有限公司

河南基建工程管理有限公司（人防）

工程地点：某某市午阳路与规划路交汇处西北角

序号	项目	某某市人民法院综合审判法庭			
1	功能	办公楼			
2	建筑规模	建筑面积（m <sup>2</sup> ）	15054.12m <sup>2</sup>		
		建筑层数：地上9层，地下1层 建筑层高：地下室4.5m，一层4.5m，二层4.2m，标准层3.6m，大审判庭层高8.7m。			
3	建筑高度	±0.000相当于绝对标高：	以午阳路中心为绝对0.000，相对于绝对标高为2.40m	建筑高度	35.40m
		室外高差	1.50m		

## 2、高支模的概况信息

高支模主要部位在大审判庭，层高为 8.7m，图纸部位为 ①/4 - 1/11 轴交 ①k - ①F 轴。大审判庭的高支模支架高度为 10.07m、10.06m、10.05m，标高为-1.5m 至 8.67m，高支模区域梁总数为 9 道主梁，梁最大截面为 500×1300mm。板厚 100mm、110mm、120mm；柱采取钢管环抱与架体连接固定，确保架体的稳定性。

为保证工程质量和安全，特编制此方案，根据有关规定必须对本工程的高支模进行验算，设计和验算按最不利因素进行，搭设高度和楼板厚度取最大值，验算内容包括立杆承载力、模板侧压力、脚手架整体稳定性，木方挠度、抗剪等。支撑体系采用扣件式钢管脚手架，梁下立杆连续设置剪刀撑及水平剪刀撑。

## 第二章、编制依据

- 1、当地的规定规范要求；
- 2、工程招标文件、施工图纸、图纸会审及设计变更的等；
- 3、建筑工程施工质量验收统一标准GB50300-2013；
- 4、混凝土结构工程施工质量验收规范GB50204-2015；
- 5、混凝土结构工程施工规范GB50666-2011；
- 6、混凝土结构设计规范GB50010-2011；
- 7、建筑施工模板安全技术规范JGJ162-2008；
- 8、建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范JGJ130-2011；
- 9、建筑施工安全检查标准JGJ59-2011；
- 10、建筑结构荷载规范GB50009-2012；
- 11、施工组织设计，施工图纸；
- 12、建质【2009】87 号文；
- 13、建质【2009】254 号文；
- 14、建质【2011】111 号文；

## 第三章、施工准备及资源计划

### 3.1 施工准备

#### 3.1.1 模板安装前的技术准备

##### 1、图纸的审核

项目部技术部门及施工部门首先针对设计图纸的要求进行核对，确保结构设计和建筑设计无冲突，尺寸标注无误，技术人员、施工员和施工班组能充分领会设计意图。

##### 2、方案的制定和安全技术交底

项目部技术部门编制高大模板工程施工专项方案，在方案的编制前，组织项目部安全部门、生产部门、质量部门的技术人员认真学习《建筑模板施工安全技术规范（JGJ162-2008）》、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》（JGJ130-2011）、《混凝土结构工程施工规范》（GB50666-2011）和《建筑施工高处作业安全技术规范》（JGJ80—91）。项目部的管理人员结合多年来积累的施工经验，提出合理化建议，对于所引用的规范中有要求不一致的方面，按更严格规范条文的执行，编制切实可行的施工专项方案。高大模板施工专项方案按照建质[2009]87号文的相关要求审批，现场施工严格按审批论证后的方案执行，项目工程技术负责人或方案编制人员根据专项施工方案和有关规范、标准的要求，对现场管理人员、操作班组、作业人员进行安全技术交底，并履行签字手续。安全技术交底的内容包括模板支撑工程工艺、工序、作业要点和搭设安全技术要求等内容，并保留记录。

### 3.2 材料设备及劳动力配置计划

#### 3.2.1 材料的选择

确保材料质量合格，货源充足，按材料进场计划分期分批进场，并按规定地点存放，做好遮盖保护。同时对各种进场材料进行抽检试验并附有新钢管应有产品质量合格证；其质量检验报告及其钢管材质检验方法应符合现行国家标准《金属拉伸试验方法》（GB/T228）的有关规定，质量应符合现行国家标准《碳素结构钢》（GB/T700）-2006中Q235-A级钢的规定。

钢管型号选用 $\Phi 48 \times 3.0$ 的钢管，钢管表面应平直光滑，不应有裂缝、结疤、分层、错

位、硬弯、毛刺、压痕和深的划道；钢管外径、壁厚、端面等的偏差应符合规范的规定；钢管必须涂有防锈漆；新扣件应有生产许可证、法定检测单位的测试报告和质量合格证；旧扣件使用前符合现行国家标准《木结构设计规范》GB50005 的规定。

3.2.2 材料的配置计划

表3.1 材料配置计划

序号	材料名称	单位	型号	用量
1	钢管	T	48×3.0	133
2	模板	M2	1830×915×15	2000
3	木方	M3	40x80	400
4	扣件	万个		6
5	顶托	个		5000

3.2.3 劳动力配置计划

根据劳动力需要量计划，组织工人进场，做好施工人员进场的安全、质量、防火、文明施工等教育工作，进行岗前培训，对关键技术工种必须持证上岗，按规定进行三级安全技术交底，交底内容包括：施工进度计划；各项安全、技术、质量保证措施；质量标准和验收规范要求；设计变更和技术核定等。必要时进行现场示范，同时健全各项规章制度，加强遵纪守法教育。项目部配置各类专业的管理人员，对高支模的整个过程进行技术、安全、质量的管理。

表3.2 劳动力投入计划

工种	木工	钢筋工	砼工	塔吊工	架子工
人数	40	30	30	2	30

表3.3 管理人员配置计划

职务	施工员	技术员	安全员	质量员	测量员
人数	1	1	1	1	1

3.2.4 测量仪器的配置计划

表3.4 测量及通讯设备配置计划

序号	名称	单位	数量	用途
1	全站仪	台	1	打点、放线
2	铅垂仪	台	1	垂直投点
3	水准仪	台	4	水平打点放线
4	水准标尺	台	10	控制水平
5	钢卷尺	把	5	量距离
6	吊锤	个	10	垂直控制
7	对讲机	台	4	信息沟通

3.3 施工进度计划

按各个单体的施工进度确定高支模的的进度，高支模的支撑架搭设、浇筑墙柱、浇筑梁板时间必须满足总进度计划的需求，详见施工总进度计划。

第四章、模板的设计和安装

4.1 支撑体系的处理措施

竖向模板和支架立柱支承部分安装在基础上时，应加设垫板，垫板应有足够强度和支承面积，且应中心承载。

4.2 模板支撑系统的设计

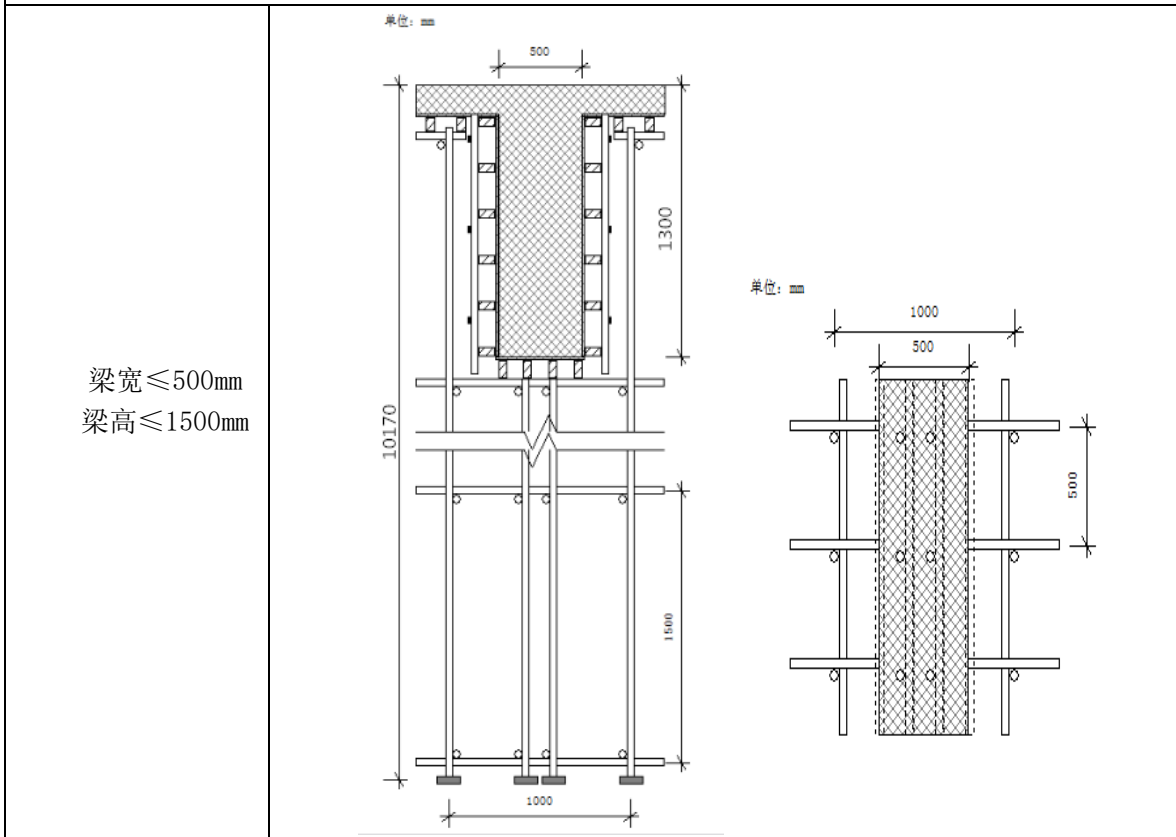
4.2.1 各种梁截面梁底支撑体系的设计

本方案主要将梁的支撑形式按照梁跨度方向的立杆间距分为两大类，一类是梁两侧的间距为1000mm，梁下增设承重立杆2道。另一类是沿梁跨方向的间距为500mm。板底的立杆间距为900mm。

各梁截面梁底的具体支撑形式如表4.1所示：

表4.1 各梁截面梁底的支撑形式

梁底采用40×80mm的木方，间距150mm，托梁采用48×3.0mm双钢管，梁底承重立杆和板底采用顶托支撑。水平杆步距1500mm，最顶部一道水平杆距离板底或梁底不大于400mm，立杆布置间距平面图、剖面图如下：



#### 4.2.2 梁侧模加固的设计

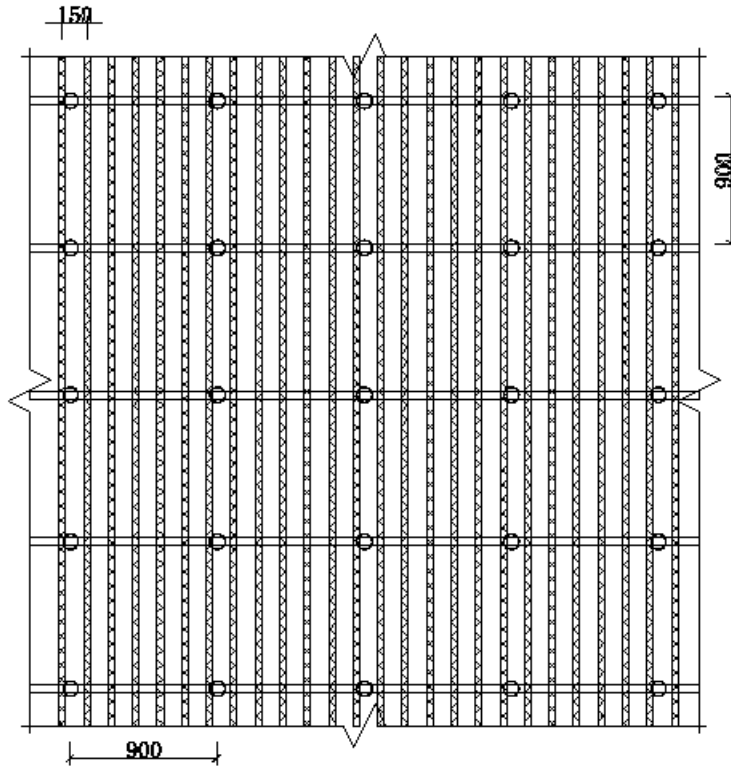
模板面板采用普通胶合板，内龙骨间距150mm，内龙骨采用40×80mm木方，外龙骨采用双钢管48mm×3.0 mm间距500mm。对拉螺栓采用直径14mm，布置道数按梁高确定，从梁底上150mm为第一道，再往上每间隔小于等于300mm加一道，沿梁跨度方向间距500mm一排。

#### 4.2.3 梁底模加固的设计

梁底模板面板采用普通胶合板，梁底支撑小楞平行于梁跨度方向布设，采用40×80mm木方，梁底支撑大楞采用双钢管48mm×3.0 mm，用顶托支撑，梁底沿梁跨度方向，按梁两边立杆间距增设承重立杆，承重立杆和梁底支撑小楞布设根数详见表4.1剖面图。

4.2.4 板模板支撑体系的设计

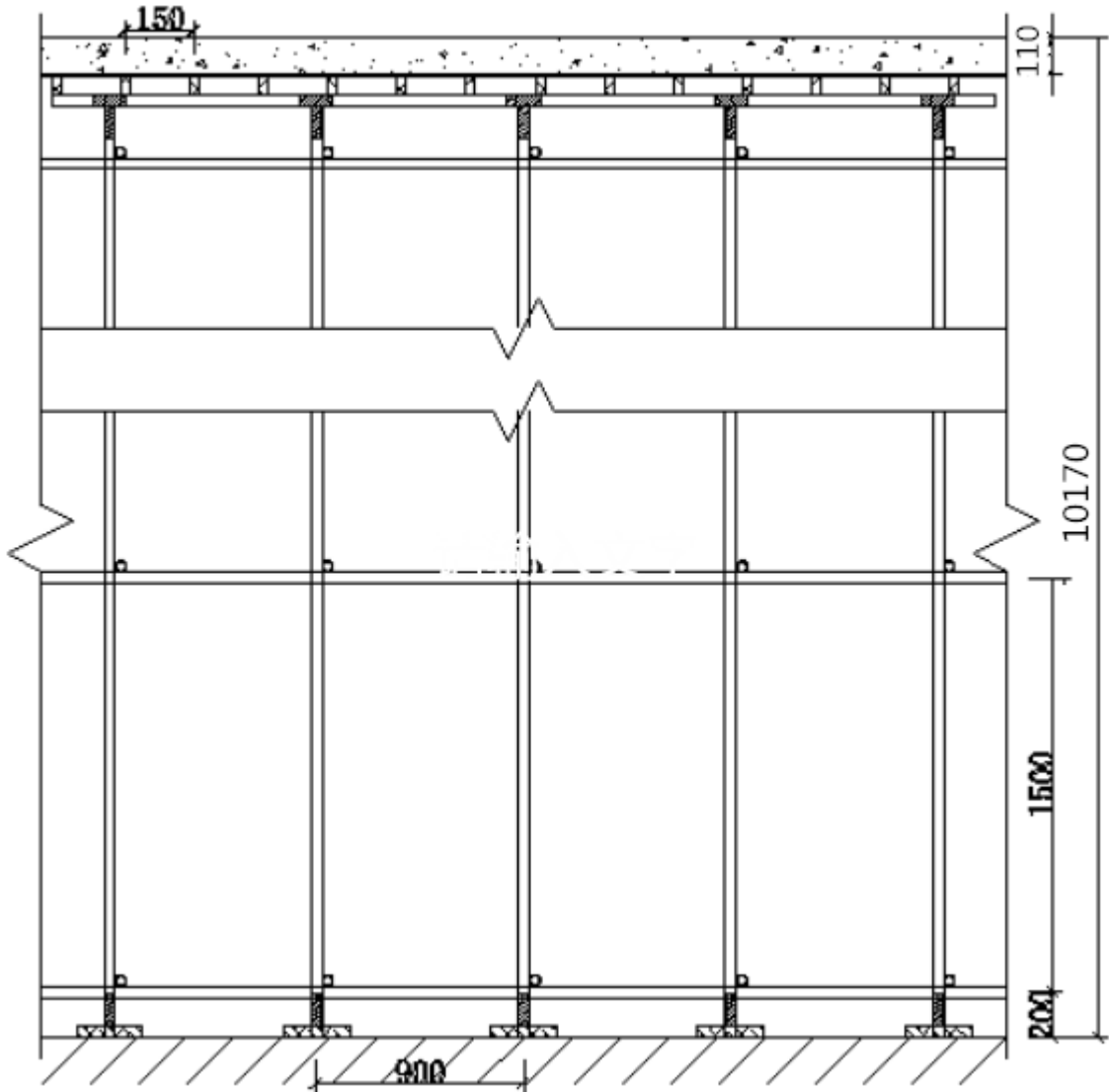
所有高支模板底第一层龙骨40×80mm 单木枋@150mm,第二层龙骨采用Φ48×3.0mm 双钢管,用顶托支撑,一类是梁两侧的间距为1000mm,梁下增设承重立杆2道。另一类是沿梁跨方向的间距为500mm。板底的立杆间距为900mm,水平杆间距1500mm,距支撑面向上200mm 设置纵横向扫地杆,立杆下设置垫板100×100,如图4.4、4.5 所示:具体支撑示意图详见附页。



模板设计平面图

模板设计剖面图(模板支架纵向)





模板设计剖面图(模板支架横向)

#### 4.2.5 柱模板的设计

柱模板采用木胶板，竖向次楞采用 $40 \times 80$  方木间距150mm，水平主楞采用 $48 \times 3.0$ mm 的双钢管，采用M14 高强对拉螺栓拉接固定，纵横间距500mm，第一道水平主楞距地200mm，如图4.6 所示：

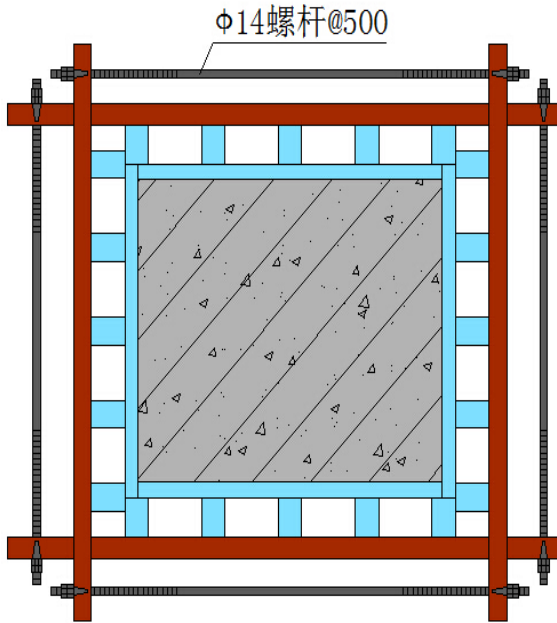


图4.6 柱模板安装图

### 4.3 模板的制作和安装

#### 4.3.1 模板制作

- 1、木枋选材应统一规格尺寸，木枋宽、窄面均应刨平直，且宽面与窄面成直角。
- 2、梁板模、柱模按图纸尺寸、并结合现场实际情况下料。

施工要求

#### 4.3.2 顶板施工

- (1) 顶板施工中应严格按前述施工数据进行满堂架、小楞、模板的施工。
- (2) 施工中应注意楼板厚度及板面标高。

#### 4.3.3 梁模板施工

- (1) 梁模安装先安装底模，底模安装时中心线准确，拉通线校正，底模应水平，然后安装侧模，侧模与底模成直角。

(2) 按规定跨度 $\geq 4\text{m}$ 时，模板应起拱，起拱高度应为全跨长度的 $1/1000$ — $3/1000$ ，且不超过 $3\text{cm}$ 。本工程起拱高度按此表执行。

编号	梁号	跨度	起拱高度
1	WKL-7(1)	16.3m	30mm
2	WKL-4(4)	7.75m、8.4m	30mm
3	WKL-3(4A)	7.75m、8.4m	30mm
4	WKL-5(4)	7.75m、8.4m	30mm
5	WKL-6(3)	7.1m、6.2m	30mm
6	WL-1(3)	7.1m、6.2m	30mm

(3) 梁的支撑架应与板、柱的支承架相连接，形成一个整体稳定、刚性良好的支承系统。

#### 4.3.4 柱模板施工

为保证柱子的垂直度正确，柱子模板支撑必须与支撑承重架相连，防止砼浇筑时荷载影响造成位移。

### 4.4 支撑体系搭设的构造要求

#### 4.4.1 立杆底座

每根立柱底部应加设木垫块 $100 \times 100\text{mm}$ ，垫板厚度不得小于 $50\text{mm}$ ，立杆立在木垫块的中心。

#### 4.4.2 可调顶托

顶部应设可调支托，U 型支托与楞梁两侧间如有间隙，必须楔紧，其螺杆伸出钢管顶部不得大于200mm，螺杆外径与立柱钢管内径的间隙不得大于3mm，安装时应保证上下同心。

#### 4.4.3 扫地杆

在立柱底距地面200mm 高处，沿纵横水平方向应按纵下横上的顺序设扫地杆。

#### 4.4.4 剪刀撑

在梁底采用“八”字支撑，支撑下部最好在梁柱交叉点，满堂模板和共享空间模板支架立柱，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 左右设由下至上的竖向连续式的剪刀撑，其宽度宜为4~6m，纵横向相邻的两竖向连续式剪刀撑之间增加之字斜撑。在剪刀撑部位的顶部、扫地杆处设置水平剪刀撑，并在有水平剪刀撑的部位，应在每个剪刀撑中间处增加一道水平剪刀撑，水平剪刀撑的按间隔6M设置一道，梁底沿梁纵向至少有一排竖向剪刀撑，剪刀撑杆件的底端应与地面顶紧，夹角宜为 $45^{\circ}$  ~ $60^{\circ}$ 。

如图4.7 所示：

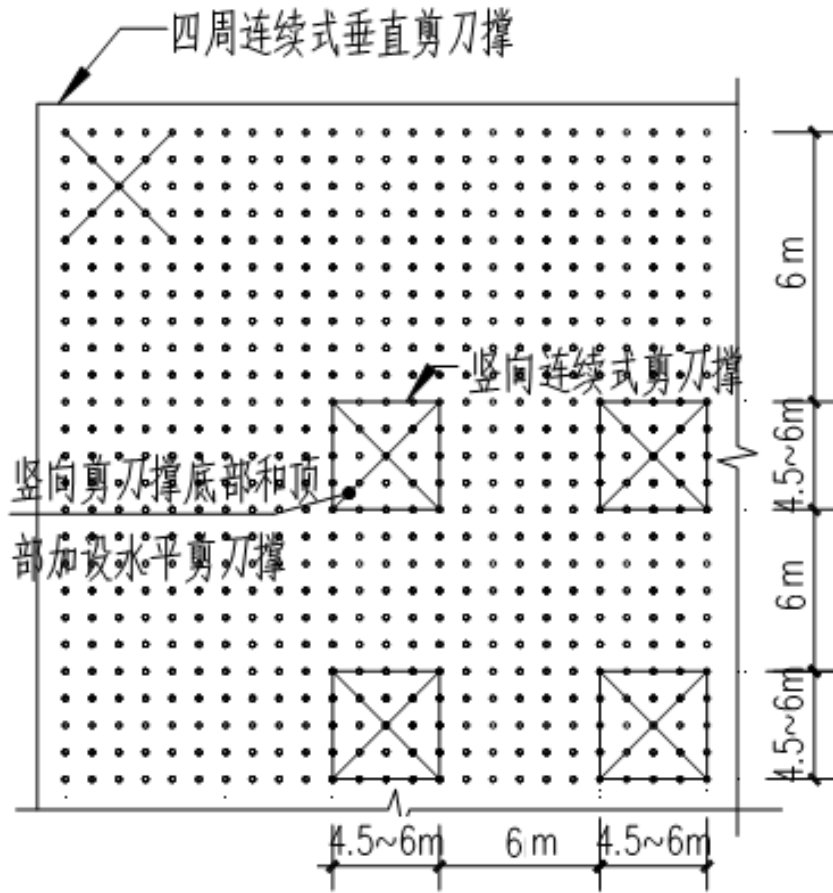


图4.7 剪刀撑的平面布置图

## 第五章、模板的拆除

### 5.1 强度要求

模板的拆除必须在混凝土的达到一定的强度后方可拆除，各种结构类型的拆模强度如表

5.1 所示：

构件类型	构件跨度 (m)	达到设计的混凝土立方体抗压强度标准值的百分率 (%)
板	≤2m	≥50
	2<跨度≤8	≥75%
	>8	≥100
梁	≤8	≥75
	>8	≥100
悬臂构件	--	≥100

### 5.2 拆模申请

拆除模板前，应经施工技术人员按试块强度检查，确认砼已达到拆模强度时，填写拆模申请，方可拆模。

上层楼板浇砼时，下一层楼板的模板支撑不得拆除，并对砼的强度发展情况分层进行核算，确保下层楼板能够安全承载。

### 5.3 安全防护

高处、复杂结构模板的拆除，应有专人指挥和切实可靠的安全措施，并在下面标出作业区，严禁非操作人员进入作业区。操作人员应配挂好安全带，禁止站在模板上的横拉杆上操作，拆下的模板应集中吊运，并多点捆牢，不准向下乱扔。

### 5.4 技术要求

工作前，应检查所使用的工具是否牢固，扳手等工具必须用绳链挂在身上，工作时思想要集中，防止钉子扎脚和从空中滑落。拆除模板一般应采用长撬杠，严禁操作人员站在正拆除的模板下。

拆模应遵循先安装后拆除，后安装先拆除的原则。

拆模间歇时，应将已活动的模板、拉杆、支撑等固定牢固，严防突然掉落、倒塌伤人。已拆除的模板、拉杆、支撑等及时运走或妥善堆放，严防操作人员因扶空、踏空坠落。在混凝土墙体、平板上留洞时，应在模板拆除后，随即在墙洞上做好安全护栏，或将洞盖严。

拆除时不可用力过猛，模板及支撑拆除后要及时运走，保持施工现场的整洁、文明。

模板拆除后，要派专人负责除去板上的铁钉、板面粘结的剩余砼及涂刷脱模剂，以延长模板使用寿命。

## 第六章、安全、质量管理措施

### 6.1 安全管理体系

#### 6.1.1 安全管理组织机构

项目按需要建立以单位主要负责人为首的生产安全管理小组，救援领导小组成员必须保持手机24 小时畅通。安全管理领导小组组成成员如表6.1 所示：

表6.1 安全管理领导小组成员

成员	职务	联系电话	备注
鲁付山	组长	13838125860	
陈保强	副组长	13384980116	
马永建	成员	15538330811	
张祖光	成员	13938208891	
梁彬	成员	18613735350	
王磊	成员	18603801393	
杨金权	成员	18336997107	

## 6.1.2 安全责任制度和安全管理职责

### 一、安全生产责任制度

建立以安全生产责任制为核心的各项安全管理制度。主要包括各级各类人员的安全生产责任制、安全生产目标管理制度、安全检查制度、安全教育制度、安全技术措施计划制度、安全交底制度、特种作业人员管理制度、安全验收制度、班组安全活动制度、事故报告与调查处理制度、安全奖罚制度等。安全生产责任目标层层分解，落实到人。

#### 1、安全生产教育和培训制度

为了高大模板工程的安全顺利施工，新老职工和新岗位职工必须接受及时和全面的安全教育，提高职工的安全意识，特制定如下安全教育制度：

1)、凡新老职工进入本工程项目参加现场施工的人员，必须经过三级教育（公司、项目部和班组），未经过安全教育的工人一律禁止上岗作业；新工人进场必须接受不小于50 小时的安全知识等教育，并经书面考试合格后方可施工。

2)、工人上岗前必须经过安全技术交底，了解和熟练掌握本工种的操作技能，未经过安全技术交底的工人禁止上岗作业；

3)、班组必须在每天早上开工前或晚上收工后组织本班工人进行安全作业注意事项，总结昨天或今天的安全情况，并征求工人意见和合理化建议，更完善地做好安全工作；

4)、专业施工员必须每周召集班组组织全班人员进行本周安全总结和下周提出要求，集思广益，征求工人的合理意见和方法，做到每周有总结，有要求，有记录，有表扬，有批评，有奖罚；

5)、项目部对班组定期和不定期的安全教育检查，发现有违反本规定，没有及时组织教育工作的行为，每次对班组长罚款100 元。

6) 定期组织员工学习国家有关法规、规范和上级有关规定、文件；重点进行安全生产思想教育、安全知识教育、安全技术教育、事故教育和法制教育。

7) 经常进行安全生产教育，特别是加强高空、雨季、夜间和季节性施工及临时用电的安全教育，使职工正确认识生产与安全的关系。

#### 2、安全生产奖惩制度

1) 对在安全生产中作出显著成绩的班组和个人给予奖励和表彰；对落后的班组和个人应予以处罚和教育，对事故责任者根据有关规定作出相应的处罚或追究相应的责任。



2)由项目安全主管制定安全生产考核和策划办法，并由项目经理发布实施。

3)对每次的安全检查进行评分，对于得分<95分项目的责任者进行一定的经济处罚，对得分≥95分项目的责任者进行一定的经济奖励。

4)定期开展安全知识竞赛，对成绩突出者进行一定的奖励。

5)对检查中提出的问题没有按时整改或整改不彻底的责任者，进行相应的经济处罚。

### 3、安全生产检查与验收制度

#### 1)、安全检查：

**定期检查：**项目部每周检查一次，且各种节假日前均要进行一次检查，节后要复查，检查时要求由项目经理主持，安全主管主要负责，技术、工程、机械、后勤、保卫和班组长等各部门均要配合参加并落实整改责任。

**临时性检查：**包括施工高峰期、机构和人员有重大变动、节假日前后、工伤和事故之后、上级临时安排的检查。检查时生产经理主持，安全主管负责，各主管工长、班组长均要参加并落实相关整改责任。

**验收性检查：**包括外脚手架使用前的验收，检查时由技术总工和安全主管负责，各主管工长、安装单位、机械、电工均要参加并落实相关整改责任。

**专业性检查：**包括各专项施工方案等，在施工前由技术总工主持，木工工长、钢筋工长、模板班组长、钢筋班组长均要参加并严格按经批准后的专项方案要求施工。

对检查出的问题要开出整改通知单，限期整改，进行复检，对存在重大安全隐患的部位要责令停工整改，各相关责任人分别落实相应的责任，项目经理落实领导责任，项目副经理落实具体的实施领导责任，技术总工落实技术责任，安全员落实监督责任，主管工长和班组长落实各主管和承包范围内的整改责任。

#### 2)、安全验收：

本工程坚持“验收合格才能使用”的原则进行施工安全验收，所有验收都必须进行记录并办理书面确认手续，否则无效。

### 4、安全生产岗位认证制度

安全员和特种作业人员必须持证上岗；

特殊工种的操作人员要做到有安全操作证才能上岗工作，这主要指塔吊司机、司索、架

子工、电焊工、电工等特殊工种。

#### 5、安全事故处理制度

现场发生的安全事故，都要本着“四不放过”的原则进行处理，查明原因，教育大家，并落实整改措施。大、重大事故必须及时向上级部门及有关部门汇报，积极配合和接受有关部门的调查和处理。

#### 6、坚持安全交底制度

技术部在编制施工方案、技术措施时，必须编制详细的、有针对性的安全措施，并向操作人员进行书面交底，双方签字认可。高大模板支撑系统搭设、拆除及混凝土浇筑过程中，应有专业技术人员进行现场指导，设专人负责安全检查，发现险情，立即停止施工并采取应急措施，排除险情后，方可继续施工。

## 6.2 施工安全技术措施

### 6.2.1 高大模板安全施工管理要求

1、从事模板作业的人员，应经常组织安全技术培训。从事高处作业人员，应定期体检，不符合要求的不得从事高处作业。

2、排架的搭设必须由持证架子工搭设。

3、安装和拆除模板时，操作人员应配戴安全帽、系安全带、穿防滑鞋。

4、安全帽和安全带应定期检查，不合格者严禁使用。

5、模板及配件进场应有出厂合格证或当年的检验报告，安装前应对所用部件（立柱、扣件等）进行认真检查，不符合要求者不得使用。

6、模板工程应严格按施工方案设计与安全技术措施规定施工。在安装、拆除作业前，工程技术人员应以书面形式向作业班组进行施工操作的安全技术交底，作业班组应对照书面交底进行上、下班的自检和互检。所有的交底必须落实签字手续。

### 6.2.2 施工过程中动态检查的内容

- 1、底座位置应正确，顶托螺杆伸出长度应符合方案中的要求。
- 2、立杆的规格尺寸和垂直度应符合要求，不得出现偏心荷载。
- 3、扫地杆、水平拉杆、剪刀撑等的设置应符合规定，固定应可靠。
- 4、安全网和各种安全设施应符合要求。
- 5、在高处安装和拆除模板时，周围应设安全网或搭脚手架，并应加设防护栏杆。在临街面及交通要道地区，尚应设警示牌，派专人看管。
- 6、作业时，模板和配件不得随意堆放，模板应放平放稳，严防滑落。
- 7、脚手架或操作平台上临时堆放的模板不宜超过3层，连接件应放在箱盒或工具袋中，不得散放在脚手板上。脚手架或操作平台上的施工总荷载不得超过29其设计值。
- 8、对所用扣件应用扭矩扳手进行抽检，达到合格后方可承力使用。
- 9、施工用的临时照明和行灯的电压不得超过36V；满堂模板不得超过12V。夜间施工时，应有足够的照明，并应制定夜间施工的安全措施。施工用临时照明和机电设备线严禁非电工乱拉乱接。同时还应经常检查线路的完好情况，严防绝缘破损漏电伤人。
- 10、模板安装时，上下应有人接应，随装随运，严禁抛掷。不得将脚手板支搭在模板上。
- 11、支模过程中如遇中途停歇，应将已就位模板或支架连接稳固，不得浮搁或悬空。拆模中途停歇时，应将已松扣或已拆松的模板、支架等拆下运走，防止构件坠落或作业人员扶空坠落伤人。
- 12、严禁人员攀登模板、斜撑杆、拉条或绳索等。
- 13、模板施工中应设专人负责安全检查，发现问题应报告有关人员处理。当遇险情时，应立即停工和采取应急措施；待修复或排除险情后，方可继续施工。
- 14、五级及以上风力时，应停止高空吊运作业。

### 6.2.3 模板安装和拆除的安全技术措施

#### 一、高大模板安装的安全技术措施

- 1、应遵守高处作业安全技术规范有关规定。
- 2、架子作业时，必须戴安全帽，系紧安全带，穿工作鞋，戴工作卡，铺脚手架不准马虎

操作。搭设中应统一指挥，思想集中，相互配合，严禁在支架搭设过程中，嘻笑打闹，材料工具不能随意乱抛乱扔，吊运材料的下方不准站人。

3、凡遇六级以上大风、雷雨时，均不得进行高空作业，特别是雨后施工，要注意防滑。

4、在现场安装模板时，所有工具应装入工具袋内，防止高处作业时，工具掉下伤人。

5、立柱接长严禁搭接，必须采用对接扣件连接，相邻两立杆的对接接头不得在同一步内，且对接接头沿竖向错开的距离不得小于500 mm，各接头中心距主节点不得大于步距的1/3。

6、严禁将上段的钢管立柱与下段的钢管立柱错开固定在水平拉杆上。

7、支架扣件的紧固是否符合要求，可使用力矩扳手实测，达到45N·M以上，过小则扣件易滑移，过大则会引起扣件的铸铁断裂。

8、所有钢管、扣件等材料必须经检验符合规格，无缺陷方可使用。

9、模板及其支撑系统在安装过程中必须设置防倾覆的可靠临时措施。

10、施工现场应搭设工作梯，作业人员不得爬支架上下。

11、高大模板上空临边要有足够的操作平台和安全防护，特别是在平台外缘部分应加强防护。

12、模板安装应避免材料、机具、工具过于集中堆放，而且荷载不得超过本工程方案计算的规定。

13、模板支撑不得使用腐朽、扭裂、劈裂的材料。

14、安装模板应按工序进行，当模板没有固定前，不得进行下一道工序作业。禁止利用拉杆、支撑攀登上下。

15、支模时，支撑、拉杆不准连接在脚手架或其它不稳固的物件上。在混凝土浇筑前，要有专人检查，发现变形、松动等现象。要及时加固和修理，防止塌模伤人。

16、安装模板所用的电动的工具必须有防触电保护，移动电箱要有接地装置，严格实行“一机，一闸”。电线不乱拉乱接。

17、支架搭设过程中，由下向上逐步搭设，按方案进行扫地杆，纵横水拉杆搭设，且架体周圈剪刀撑随升高及时搭设，水平剪刀撑也同时跟进。确保架体稳定，不出现坍塌。

## 二、高大模板拆除的安全技术措施

1、高大模板支撑系统搭设和拆除过程中，周围应设置围栏和警戒标志，并派专人看守，严禁非操作人员进入作业范围。

2、高大模板支撑系统的拆除作业必须自上而下逐层进行，严禁上下层同时拆除作业，分段拆除的高度不应大于两层。

3、拆模的顺序和方法采取先支的后拆、后支的先拆、先拆非承重模板、后拆承重模板，且从上面下进行拆除。拆下的模板不得抛扔，按指定地点堆放。

4、高大模板支撑系统拆除时，严禁将拆卸的杆件向地面抛掷，应有专人传递至地面，并按规格分类均匀堆放。多人同时操作时，应分工明确、统一信号或行动，要具有足够的操作面，人员必须站在安全处。

5、高处拆模时，要符合有关高处作业的规定。严禁使用大锤和撬棍，操作层上临时拆下的模板堆放不能超过3层。

6、在提前拆除互相搭接并涉及其他的后拆模板时，要补设临时支撑。拆模时，应逐块拆卸，不得成片撬落或拉倒。

7、拆除梁下立杆时，要从跨中开始，对称地分别向两端拆除。拆除时，严禁连同梁底板向旁侧一片拉倒的拆除方法。

### 6.3 高支模的质量管理措施

#### 6.3.1 模板允许偏差

模板搭设的允许偏差如表6.2 所示：

项目		允许偏差	检查方法
轴线位置		5	钢尺检查
底模上表面标高		±5	水准仪或拉线、钢尺检查
截面内部尺寸	基础	±5	钢尺检查
	柱、墙、梁	±3	钢尺检查
层高垂直度	不大于 5m	5	经纬仪或吊线、钢尺检查
	大于 5m	8	经纬仪或吊线、钢尺检查
相邻两板表面高低差		2	钢尺检查
表面平整度		3	2m靠尺和塞尺检查

注：检查轴线位置时，应沿纵、横两个方向量测，并取其中的较大值。

### 6.3.2 质量通病的防治

#### 1、柱模板

防止炸模，造成断面尺寸鼓出，漏浆，根部烂根，混凝土不密实或蜂窝麻面、偏斜、柱身扭曲的现象。

防治措施：

- 1) 柱模位置事先放线，按放线位置钉好压脚板后再安柱模板。
- 2) 对拉螺栓直径、间距竖楞的间距及围檩间距必须满足模板设计要求。
- 3) 四周斜撑要牢固。
- 4) 施工员要逐一检查，并用扭力扳手进行检查力矩。

#### 2、柱模板

防止炸模，倾斜变形，柱体厚薄不一，柱平面面高低不平，柱根跑浆、露筋。

防治措施：

1) 柱模位置事先放线，按放线位置钉好压脚板后再安柱模板，柱身放线应准确，误差控制在允许范围内，模板就位调整应认真，穿柱螺栓要全部穿齐、拧紧。

2) 对拉螺栓直径、间距、竖楞的间距及围檩间距必须满足模板设计要求。

3) 四周斜撑要牢固。

4) 模板之间，应根据柱的厚度用钢筋内撑作撑头，上口用卡具按设计要求尺寸卡紧，以保证柱体厚度一

有防水要求时，应采用焊有止水片的螺栓。

5) 模板清理干净，隔离剂涂刷均匀，拆模不能过早。

6) 模板拼装时缝隙过大，连接固定措施不牢固，应加强检查，及时处理。

#### 3、梁模板

防止梁身不平直，梁底不平及下挠，梁侧模炸模，局部模板嵌入柱梁间，拆除困难的现象。

防治措施：

1) 梁侧模必须拉线通直后固定。梁侧模必须有压脚板。

2) 梁底支撑间距应满足模板设计要求，能保证在砼重量和施工荷载作用下不变形，梁底模应按规定起拱。

3) 支梁木模时应遵守边模包底模的原则。梁模与柱模连接处,应考虑模板吸湿后长向膨胀的影响,下料尺寸一般应略为缩短,使混凝土浇筑后不致嵌入柱内。

4) 混凝土浇筑前,充分用水浇透。

#### 4、板模

板防止板中部下挠,板底混凝土面不平现象。

防治措施:

1) 楼面模板厚度要一致,搁栅面要平整,并有足够强度和刚度。

2) 板模按规定起拱。

3) 支撑系统符合规定保证项目要求。

4、外墙、外柱在楼层标高处接槎处理

防止接槎处不平、漏浆。

防治措施:

1) 严格控制定位轴线的精度,保证上下层不出现错台。

2) 严格控制外墙、外柱的垂直度。外墙柱预埋锁脚螺杆,主要作用要来加固模板下脚,防止错台的产生,控制好外墙垂直度。外模支设好后应覆盖下一层墙、柱砼面10~20cm,模板与砼面挤压紧密,模板与砼空隙处应填塞海绵条。

3) 模板支设好后应覆盖下一层墙、柱砼面10~20cm,模板与砼面挤压紧密,模板与砼空隙处应填塞海绵条。

### 6.3.3 高大模板的检查验收

#### 一、验收总要求

高大模板支撑系统应在搭设完成后,由公司负责人组织验收,验收人员应包括施工单位和项目两级技术人员、项目安全、质量、施工人员,监理单位的总监和专业监理工程师。验收合格,经施工单位项目技术负责人及项目总监理工程师签字后,方可进入后续工序的施工。

#### 二、验收程序

1、高大模板支撑系统搭设前后,应由项目技术负责人组织对需要处理或加固的地基、基础进行验收,并留存记录。

2、项目负责人组织自检,项目部质检员、安全员验收。公司工程部、安全部、技术部复

检后整改。

3、整改完成后项目部会同监理公司共同验收，验收通过后方可进行下道工序施工。

4、以《建筑施工模板安全技术规范》（JGJ162-2008）、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》（JGJ130-2011）、《某某市人民法院综合审判法庭工程高大模板专项方案》为依据进行检查与验收。

5、立杆验收：检查是否按规定每根立杆底部设置了底座，梁底立杆是否按规定设置，相邻立杆的接头是否按要求错开，立杆垂直度允许偏差。

6、纵横水平拉结杆检查与验收。

7、扣件拧紧检查与验收：进行扣件拧紧扭力矩抽样检查。

8、剪刀撑检查与验收：检查剪刀撑是否按支撑系统平面布置图设置。

9、盘扣支架搭设完毕后，立杆的垂直度偏差不应大于模板支架的1/500，且不得大于50mm。

10、采用扣件钢管支架立杆的搭设垂直度偏差不宜大于5/1000，且不应大于100mm。

#### 6.3.4 支架检查过程中的要点

为了确保按专项方案搭设和使用(承载)安全的使用,高大模板检查验收应进行3~4次。

第一次布架验收：放线标定立杆后，对位置进行检查。在搭设完2~3步架以后，检查立杆的垂直度和横杆的水平度是否符合要求。

第二次中间检查：检查立杆的垂直的偏差变化，是否过大影响到向上搭设，二是检查水平剪刀撑的竖向剪刀撑的设置情况。

第三次搭设完成验收：注意验收架顶点标高是否符合方案要求，避免出现支点过高部位受力过大情况，并为沉降监控要求提供基础依据。

第四次为浇筑混凝土前的检查验收：模板和钢筋施工期间，支架已开始承载并发生一些自身的调整情况，包括节点松动、底部位移、杆件变形，对出现上述情况的，必须及时进行加固处理。

#### 6.4 施工监测措施

根据多年来多个案例的总结分析，当支架一旦出现可观察到的异常和变化情况时，大多已濒临危险状态，派人进去加固是不安全的。因此必须确保高大模板支架在浇筑时的绝对安



全，而不应寄希望于出问题后去加固处理，为此，一、我们要加强从支架搭设到验收的过程中的检查。二、严格控制浇筑工艺，确保均衡施载。严格控制施工活载。三、在浇筑施工中，混凝土浇筑过程中，应派专人在安全区域内监测模板支架的工作状态，发生异常时观测人员应及时报告施工负责人，情况紧急时施工人员应迅速撤离，并应进行相应加固处理。随后的处理则必须采取可靠措施，以确保处理人员的安全。

一、监控监测小组：项目部专门成立高大模板施工监控监测领导小组具体人员如下：

组长：鲁付山

副组长：陈保强

组员：张祖光、梁彬、王磊、杨金权、马永健

二、监测

1、监测要贯穿在模板支撑系统搭设、钢筋安装、混凝土浇筑过程中及混凝土终凝前后。

2、在浇筑混凝土时，用两台经纬仪，分别对纵横立杆和支撑体系的水平杆进行变形观测，发现实测挠度值接近，立即向监测组同时向现场施工人员示警。接警后，监测小组立即调动相关人员和设备进行加固处理。

3、在浇筑混凝土时，安全员、兼职安全员要跟班作业，加强对支撑体系变形的巡视，支撑系统内不得有人施工作业，高大模板搭设允许偏差及预警值要求如表6.3 所示：

表6.3 高大模板搭设允许偏差及预警值要求

项目		允许偏差 mm	预警值 mm	检查工具
立杆钢管弯曲	3m<L≤4m	≤12	8mm	经纬仪、水准仪
	4m<L≤6m	≤20	12mm	
水平杆、斜杆、钢管弯曲	1≤6m	≤30	25mm	
立杆垂直度全高		绝对偏差≤25	20mm	
支撑体系水平位移		≤10 mm	6mm	
支撑沉降		≤10mm	6mm	

## 第七章、混凝土的浇筑

### 7.1 混凝土浇筑的安全控制

1、混凝土浇筑前，施工单位项目技术负责人、项目总监确认模板支架符合安全和质量要求，钢筋安装工程达到隐蔽的条件，安装预留完毕，天气条件许可，能具备混凝土浇筑的安全生产条件后，签署混凝土浇筑令，方可浇筑混凝土。

2、浇筑过程确保支撑系统受力均匀，避免引起高大模板支撑系统的失稳倾斜。

3、先浇筑高支模部位两侧的柱，待柱混凝土过到具备拆模强度时，在本方案中要求先浇筑柱混凝土，再将支撑系统与柱连接、抱紧或顶紧，然后浇梁板混凝土。

4、浇筑时，在控制施工荷载，混凝土不能集中浇筑在一处，堆高不得超过20cm，面积不得大于1m<sup>2</sup>，随浇随铺。混凝土梁的浇筑高度不得大于400mm。

### 7.2 混凝土浇筑的施工措施

1、框架结构中，柱和梁板的混凝土浇筑顺序，按先浇筑柱混凝土，后浇筑梁板混凝土的顺序进行。使梁板下的立杆与柱有刚性连结，浇筑过程应符合专项施工方案要求，并确保支撑系统受力均匀，避免引起高大模板支撑系统的失稳倾斜。

2、梁板按框架顺序浇筑，每框架内先将梁根据高度水平分层浇筑，每次浇筑高度不大于400mm，浇筑时对称浇筑，楼面砼浇筑推进方向应从中间部分开始向两边推进。若采用砼泵输送，水平方向推进速度为每小时约3~5m，大型梁砼浇筑速度每小时2.5~3m 混凝土浇筑顺序。

3、主体混凝土采用平板振动器和插入式振捣器振捣，振捣时不得触动钢筋和预埋件。梁柱节点钢筋较密时要加强振捣。

4、浇筑过程中要有木工、钢筋工值班，随时观察模板、钢筋、预埋件和插筋等有松动、变形等情况，必须立即停止浇筑，撤离作业人员，并采取相应的加固措施。

5、泵送混凝土时必须连续进行，如果发生故障，停歇时间超过45 分钟或混凝土出现离析现场，应立即用压力水或其他方法冲洗管内残留的混凝土。

6、混凝土养护以湿保为主，覆盖塑料薄膜。

## 第八章、高大模板的安全应急预案

8.1 概况

- (1) 针对本工程高支模及模板工程的实际情况，项目经理部设应急救援领导小组，由项目经理部相关人员组成；
- (2) 项目经理对应急救援工作全面负责。

8.2 生产安全事故应急救援组织机构

(1) 项目按需要建立以单位主要负责人为首的生产安全事故应急救援领导小组，救援领导小组成员必须保持手机24 小时畅通。当接到事故报告后，领导小组成员应能以最快的速度集合，并迅速到达事故现场，应急救援领导小组组成如下：

- 组 长：鲁付山
- 副组长：陈保强
- 组 员：张祖光、梁彬、杨金权、王磊、马永建

(2) 项目经理部各班组建各班应急救援小组，并抽调人员参加项目应急救援小组的应急救援演习。

(3) 相关联系方式：

- 项目经理电话：13838125860
- 就医医院电话：0373-2022282
- 就医医院地址：某某市新华东街

8.3 应急救援组织

应急救援小组成员及联系方式表

序号	姓名	职务	联系方式
1	鲁付山	项目经理	13838125860
2	陈保强	项目总工	13384980116
3	梁彬	安全员	18613735350
4	王磊	材料员	18603801393
5	张祖光	质检员	13938208891

6	杨金权	施工员	18336997107
7	马永建	施工员	15538330811

8.4 应急响应

1、重大事故发生后，项目部应立即启动应急救援预案，事故现场主要负责人或现场人员应当积极采取有效的抢救措施，进行全方位的抢救和应急处理；项目部的主要负责人在抢险救援和事故调查处理期间不得擅自离职守；同时向公司领导报告，公司领导根据实际情况在法定时间内，向负有安全生产监督管理职责的政府部门报告；

2、采取有效措施，积极组织抢救，防止事故蔓延扩大；

3、保护事故现场，如需要移动物体的，应在现场作好记号；

4、通讯电话：如发生火灾，立即采取现场灭火器材进行扑灭，如火势不能控制，立即拨打（火警）119 报警，如发生人员伤亡、中毒、传染性等疾病等事故，现场应积极采取必要的医疗救护措施，并立即拨打急救请求电话救助。任何人不得隐瞒、缓报、谎报或者授意他人隐瞒、缓报、谎报安全事故；

当地救援部门明细表

序号	当地救援单位	地址	联系方式
1	某某市人民医院	某某市新华东街	0373-2022282
2	某某市派出所	某某市	0373-5096900
3	某某市消防大队	某某省某某市解放大道 15 号	0373-2337119

5、项目部确定重大事故未能有效控制时，应当立即向公司提出启动上一级的重大事故应急救援预案的建议；启动公司的重大事故应急救援预案及申请启动上级预案，必须由经理批准，公司应急预案领导小组立即组织实施；

6、项目部应急预案启动后，项目经理部各部门各专业班组应当根据预案规

定的职责要求，服从项目经理部安全生产应急救援领导小组统一指挥，立即到达规定岗位，采取有关的控制措施；

7、应急救援领导小组及应急抢救人员分工如下：

1) 指挥组：组长、副组长负责组织指挥各方面力量处理重大事故，统一指挥对重大事故现场的应急救援，控制事故蔓延和扩大；

2) 现场抢救组：组长、副组长、组员及各班组长负责对重大事故应急抢险、抢救处理，协助地方有关部门对事故原因进行调查，并会同公司总工一起提出事故技术措施并分析事故原因，保护好事故现场，防止事故进一步扩大，负责事故现场整改措施的落实，对抢险工作人员安排、救援指导或督察。必要时，应对现场人员进行疏散或者隔离，并可以依法对事故区域实行封闭；

3) 技术措施保障组：组长、副组长、组员在接受项目部抢险救援指令后，应及时提供抢险救援技术措施、方案，确保措施及时、合理、有效；

4) 物资供应保障组：组长、副组长、组员有权紧急调集人员、储备的物资、交通工具以及相关设施、设备，全力配合救援小组的物资供应。做到信息准确，物资供应充足；

5) 资金保障组：组长、副组长为事故建立和准备应急救援专项资金，同时积极配合物资供应组的资金保障；

6) 信息组：组长、副组长、组员及班组长建立重大事故信息上报、通告制度，保持本项目应急救援体系的有效性，积极响应外部机构的应急救援；

7) 事故处理组：组长、副组长、组员根据重大事故应急处理的需要，依法妥善处理事故的后续人员安定或安抚工作，对事件的处理要公正合理、合法。

## 8.5 针对性措施和应急措施

### 8.5.1 坍塌事故的预防与应急

坍塌事故往往伤害人员多，后果严重，多为重大或特大人身伤亡事故，本工程必须做好支撑系统与竖向结构实体的连接处理，确保各个节点的连接必须牢固可靠。本工程绝不允许发生坍塌事故。如果不幸发生坍塌事故后，应立即报告分公司和公司主管领导和生产安全部。因塌方造成人身事故后，应同时采取两个方面的措施，一方面立即扒挖，抢救伤员并密切注意伤员情况，防止二次受伤；另一方面对伤员上部的坍塌部位采取临时支撑措施，防止因二次坍塌伤及抢救者或加重事故后果。排险和抢救应由有经验的人指挥进行。对危害大的复杂

情况，应由生产安全部门及有关技术部门共同商定处理措施。

### 8.5.2 高处坠落事故预防与应急

#### 1、预防：

- ①以预防坠落事故为目标，对于可能发生坠落事故等特定危险施工的同时，在施工前，制订防范措施，并应在日常安全检查中加以确认。
- ②凡身体不适合从事高处作业的人员，不得从事高处作业。从事高处作业的人员按规定进行体检和定期体检。
- ③严禁穿硬塑料底等易滑鞋、高跟鞋进入施工现场。
- ④作业人员严禁互相打闹，以免失足发生坠落事故。
- ⑤不得攀爬脚手架。
- ⑥进行悬空作业时，应有牢靠的立足点并正确系挂安全带。
- ⑦建筑物临边、基坑周边等，必须设置1.2m 高且能承受任何方向的100N 外力的临时护栏，护栏围密目式（2000目）的安全网。
- ⑧边长大于250mm 的预留洞口，采用木板盖板加防滑移措施，边长大于1500mm 的洞口，四周设置防护栏杆并围密目式（2000目）安全网，洞口下挂安全平网。
- ⑨各种架子搭好后，项目经理必须组织架子工和使用的班组共同检查验收，验收合格后，方准上架操作。使用时，特别是台风暴雨后，要检查架子是否稳固，发现问题及时加固，确保使用安全。
- ⑩施工使用的临时梯子要牢固，踏步300—400mm，与地面角度成60—70 度，梯脚要有防滑措施，顶端捆扎牢固或设专人扶梯。

#### 2、应急预案：

当发生高处坠落事故后，抢救的重点放在对休克、骨折和出血上进行处理。

1) 发生高处坠落事故，应马上组织抢救伤者，首先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。遇呼吸、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、保暖、平卧、少动，并将下肢抬高约20度左右，尽快送医院进行抢救治疗。

2) 出现颅脑外伤，必须维持呼吸道通畅。昏迷者应平卧，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。有骨折者，应初步固定后再搬运。遇有凹陷骨折、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或清洁布等覆盖伤口，用绷带或布条包扎后，及时送就近有条件的医院治疗。

3) 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，将伤者平卧放在帆布担架或硬板上，以免受伤的脊椎移位、断裂造成截瘫，招致死亡。抢救脊椎受伤者，搬运过程，严禁只抬伤者的两肩与两腿或单肩背运。

4) 发现伤者手足骨折，不要盲目搬运伤者。应在骨折部位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、竹头等，在无材料的情况下，上肢可固定在身侧，下肢与另一侧下肢缚在一起。

5) 遇有创伤性出血的伤员，应迅速包扎止血，使伤员保持在头低脚高的卧位，并注意保暖。正确的现场止血处理措施：

a) 一般伤口小的止血法：先用生理盐水（0.9%NaCl 溶液）冲洗伤口，涂上红汞水，然后盖上消毒纱布，用绷带，较紧地包扎。

b) 加压包扎止血法：用纱布、棉花等作成软垫，放在伤口上再加包扎，来增强压力而达到止血。

c) 止血带止血法：选择弹性好的橡皮管、橡皮带或三角巾、毛巾、带状布条等，上肢出血结扎在上臂上1/2处（靠近心脏位置），下肢出血结扎在大腿上1/3 处（靠近心脏位置）。结扎时，在止血带与皮肤之间垫上消毒纱布棉纱。每隔25—40 分钟放松一次，每次放松0.5—1 分钟。

6) 动用最快的交通工具或其它措施，及时把伤者送往邻近医院抢救，运送途中应尽量减少颠簸。同时，密切注意伤者的呼吸、脉搏、血压及伤口的情况。

### 8.5.3 触电事故的预防与应急

预防工作，主要必须明确在脚手架上禁止拉电缆电源线，这是主要的预防措施。

1) 有人触电时，抢救者首先要立刻断开近处电源（拉闸、拔插头），如触电距开关太远，用电工绝缘钳或干燥木柄铁锹、斧子等切断电线断开电源，或用绝缘物如木板、木棍等不导电材料拉开触电者或者挑开电线，使之脱离电源，切忌直接用手或金属材料及潮湿物件直接

去拉电线和触电的人，以防止解救的人再次触电。触电人脱离电源后，如果触电人神志清醒，但有些心慌、四肢麻木、全身无力；或者触电人在触电过程中曾一度昏迷，但已清醒过来，应使触电人安静休息，不要走动，严密观察，必要时送医院诊治。

2) 触电人已失去知觉，但心脏还在跳动，还有呼吸，应使触电人在空气清新的地方舒适、安静地平躺，解开妨碍呼吸的衣扣、腰带，若天气寒冷要注意保持体温，并迅速请医生（或打120）到现场诊治。如果触电人已失去知觉、呼吸停止，但心脏还在跳动，尽快把他仰面放平进行人工呼吸。

3) 如果触电人呼吸和心脏跳动完全停止，应立即进行人工呼吸和心脏胸外按压急救。

#### 8.5.4 物体打击的预防与应急

##### 1、防止物体打击的预防措施：

1) 加强对员工的安全知识教育，提高安全意识和技能。

2) 凡现场人员必须正确佩戴符合标准要求的安全帽。

3) 经常进行安全检查，对于凡有可能造成落物或对人员形成打击威胁的部位，必须进行日巡查，保证其安全可靠。

4) 施工现场严禁抛掷作业（其中包括脚手架拆除、施工临时设施拆除及垃圾废料清理）。

5) 作业前项目负责人必须根据现场情况进行安全技术交底，使作业人员明确安全生产状态及要点，避免事故发生。

6) 作业前安全管理人员及操作手必须对设备进行检查和空载运行，在确定无故障情况时方能进行作业。

##### 2、物体打击事故应急救援措施：

1) 发生物体打击事故，要迅速启动项目求援小组，及时停止阻断事故源的工作和作业，防止事故的扩大，并根据伤害的性质和程度，利用现场的一切条件，实施相应的救护措施。

2) 及时速报上级预案指挥部，伤势严重的应及时拨打120 求救。

3) 出血性外伤应及时采取应急止血措施，避免伤员因失血过多造成生命危险。

4) 骨折性伤员，在挪动伤员时冷静小心，采取正确的方法救护避免伤势扩大。

5) 脊椎骨折伤员要保证伤员平稳卧姿式，严禁采用抱、拉、抬、背、搭腿等方法处理，



以防脊髓受伤导致伤情加重，以致造成瘫痪。

6) 对事故现场要注意保护，以便调查组调查。

## 第九章、500×1300 梁模板计算书

计算依据：

- 1、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008
- 2、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130—2011
- 3、《混凝土结构设计规范》GB 50010-2010
- 4、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
- 5、《钢结构设计规范》GB 50017-2003

### 一、工程属性

新浇混凝土梁名称	500×1300	混凝土梁截面尺寸(mm×mm)	500×1300
模板支架高度H(m)	10.07	模板支架横向长度B(m)	32.3
模板支架纵向长度L(m)	16.3	梁侧楼板厚度(mm)	110

### 二、荷载设计

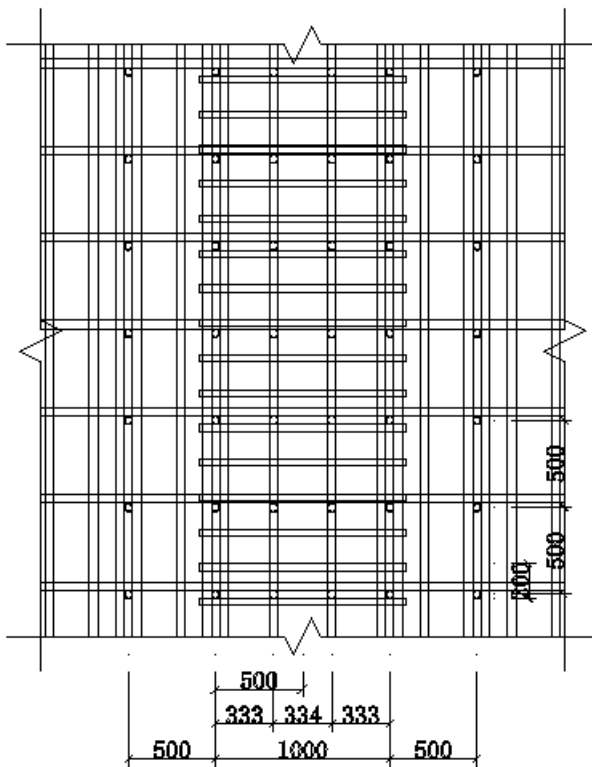
模板及其支架自重标准值 $G_{1k}(kN/m^2)$	面板	0.1	
	面板及小梁	0.3	
	楼板模板	0.5	
	模板及其支架	0.75	
新浇筑混凝土自重标准值 $G_{2k}(kN/m^3)$	24		
混凝土梁钢筋自重标准值 $G_{3k}(kN/m^3)$	1.5	混凝土板钢筋自重标准值 $G_{3k}(kN/m^3)$	1.1
当计算支架立柱及其他支承结构构件时 $Q_{1k}(kN/m^2)$	1		

对水平面模板取值 $Q_{2k}(kN/m^2)$	2		
风荷载标准值 $\omega_k(kN/m^2)$	基本风压 $\omega_0(kN/m^2)$	0.3	非自定义:0.342
	地基粗糙程度	B类(城市郊区)	
	模板支架顶部 距地面高度(m)	10.07	
	风压高度变化 系数 $\mu_z$	1.097	
	风荷载体型系 数 $\mu_s$	1.04	

### 三、模板体系设计

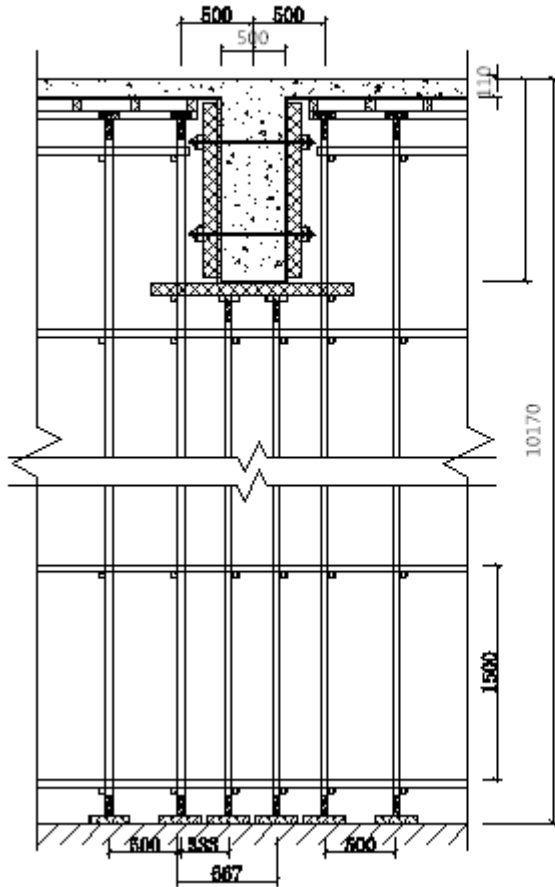
新浇混凝土梁支撑方式	梁两侧有板，梁底小梁垂直梁跨方向
梁跨度方向立柱间距 $l_a(mm)$	500
梁两侧立柱间距 $l_b(mm)$	1000
步距 $h(mm)$	1500
新浇混凝土楼板立柱间距 $l'_a(mm)$ 、 $l'_b(mm)$	500、500
混凝土梁距梁两侧立柱中的位置	居中
梁左侧立柱距梁中心线距离(mm)	500
梁底增加立柱根数	2
梁底增加立柱布置方式	按梁两侧立柱间距均分
梁底增加立柱依次距梁左侧立柱距离(mm)	333、667
梁底支撑主梁最大悬挑长度(mm)	200
每跨距内梁底支撑小梁间距(mm)	200
结构表面的要求	结构表面外露

设计简图如下：



平面图

本图梁侧支撑构造仅作示意，具体详见梁侧模板设计



立面图

#### 四、面板验算

面板类型	覆面木胶合板	面板厚度t(mm)	15
面板抗弯强度设计值 [f](N/mm <sup>2</sup> )	17	面板抗剪强度设计值 [τ](N/mm <sup>2</sup> )	1.5
面板弹性模量E(N/mm <sup>2</sup> )	5000	验算方式	三等跨连续梁

按三等跨连续梁计算：

截面抵抗矩： $W = bh^2/6 = 500 \times 15 \times 15 / 6 = 18750 \text{mm}^3$ ，截面惯性矩： $I =$

$bh^3/12 = 500 \times 15 \times 15 \times 15 / 12 = 140625 \text{mm}^4$

$q_1 = 0.9 \times \max[1.2(G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.3Q_{2k},$

$1.35(G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.3\psi_c Q_{2k}] \times b = 0.9 \times \max[1.2 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 1.3) + 1.3 \times 2,$

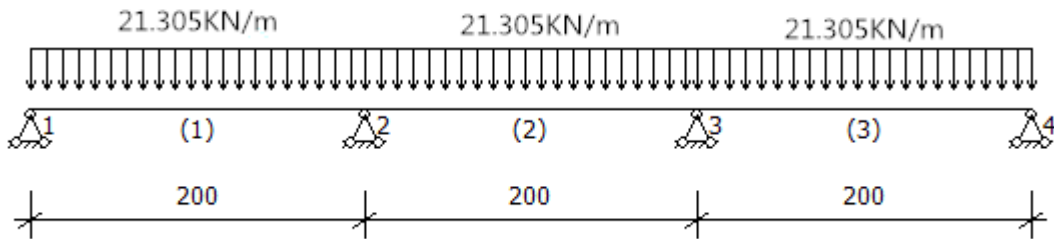
$$1.35 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 1.3) + 1.3 \times 0.7 \times 2] \times 0.45 = 21.305 \text{ kN/m}$$

$$q_{1\text{静}} = 0.9 \times 1.35 \times [G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h] \times b = 0.9 \times 1.35 \times [0.1 + (24 + 1.5) \times 1.3] \times 0.45 = 18.179 \text{ kN/m}$$

$$q_{1\text{活}} = 0.9 \times 1.3 \times 0.7 \times Q_{2k} \times b = 0.9 \times 1.3 \times 0.7 \times 2 \times 0.5 = 0.819 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = [1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h)] \times b = [1 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 1.3)] \times 0.5 = 16.625 \text{ kN/m}$$

简图如下：



### 1、抗弯验算

$$M_{\text{max}} = 0.1q_{1\text{静}}L^2 + 0.117q_{1\text{活}}L^2 = 0.1 \times 18.179 \times 0.2^2 + 0.117 \times 0.819 \times 0.2^2 = 0.077 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma = M_{\text{max}}/W = 0.077 \times 10^6 / 18750 = 4.11 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 17 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

### 2、挠度验算

$$v_{\text{max}} = 0.677q_2L^4 / (100EI) = 0.677 \times 16.625 \times 200^4 / (100 \times 5000 \times 140625) = 0.256 \text{ mm} \leq [v] = L/400 =$$

$$200/400 = 0.5 \text{ mm}$$

满足要求！

### 3、支座反力计算

设计值(承载能力极限状态)

$$R_{\text{max}} = 1.1q_{1\text{静}}L + 1.2q_{1\text{活}}L = 1.1 \times 18.179 \times 0.2 + 1.2 \times 0.819 \times 0.2 = 4.196 \text{ kN}$$

标准值(正常使用极限状态)

$$R'_{\text{max}} = 1.1q_2L = 1.1 \times 16.625 \times 0.2 = 3.66 \text{ kN}$$

## 五、小梁验算

小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	40×80
小梁抗弯强度设计值	11.44	小梁抗剪强度设计值	1.23

[f](N/mm <sup>2</sup> )		[τ](N/mm <sup>2</sup> )	
小梁截面抵抗矩W(cm <sup>3</sup> )	42.67	小梁弹性模量E(N/mm <sup>2</sup> )	7040
小梁截面惯性矩I(cm <sup>4</sup> )	170.67		

承载能力极限状态：

面板传递给小梁 $q_1=4.497/0.5=8.994\text{kN/m}$

小梁自重 $q_2=0.9\times 1.35\times(0.3-0.1)\times 0.2=0.049\text{kN/m}$

梁左侧楼板传递给小梁荷载 $F_1=0.9\times\max[1.2\times(0.5+(24+1.1)\times 0.12)+1.3\times 2, 1.35\times(0.5+(24+1.1)\times 0.12)+1.3\times 0.7\times 2]\times(0.5-0.45/2)/2\times 0.2+0.9\times 1.35\times 0.5\times(1.3-0.12)\times 0.2=0.29\text{kN}$

梁右侧楼板传递给小梁荷载 $F_2=0.9\times\max[1.2\times(0.5+(24+1.1)\times 0.12)+1.3\times 2, 1.35\times(0.5+(24+1.1)\times 0.12)+1.3\times 0.7\times 2]\times((1-0.5)-0.45/2)/2\times 0.2+0.9\times 1.35\times 0.5\times(1.3-0.12)\times 0.2=0.29\text{kN}$

正常使用极限状态：

面板传递给小梁 $q_1=3.544/0.5=7.088\text{kN/m}$

小梁自重 $q_2=1\times(0.3-0.1)\times 0.2=0.04\text{kN/m}$

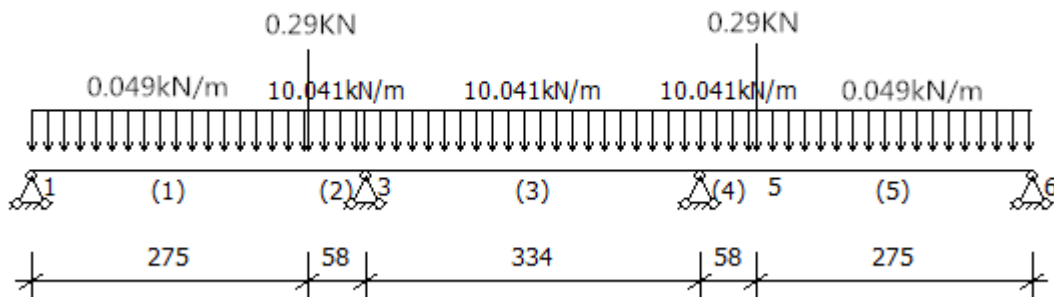
梁左侧楼板传递给小梁荷载

$F_1=(1\times 0.5+1\times(24+1.1)\times 0.12)\times(0.5-0.5/2)/2\times 0.2+1\times 0.5\times(1.3-0.12)\times 0.2=0.206\text{kN}$

梁右侧楼板传递给小梁荷载

$F_2=(1\times 0.5+1\times(24+1.1)\times 0.12)\times((1-0.5)-0.5/2)/2\times 0.2+1\times 0.5\times(1.3-0.12)\times 0.2=0.206\text{kN}$

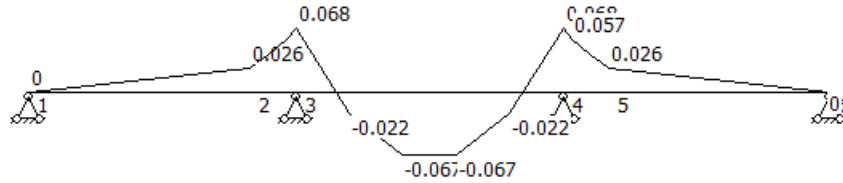
计算简图如下：



承载能力极限状态

正常使用极限状态

1、抗弯验算

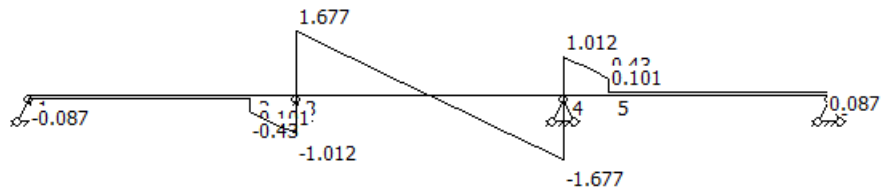


小梁弯矩图(kN·m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.068 \times 10^6 / 42670 = 1.586 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 11.44 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



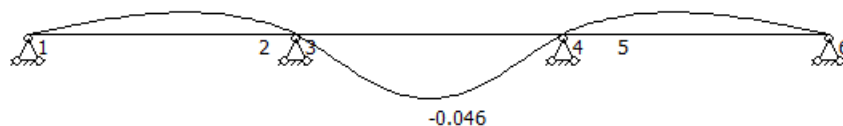
小梁剪力图(kN)

$$V_{\max} = 1.677 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 1.677 \times 1000 / (2 \times 40 \times 80) = 0.786 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.23 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算



小梁变形图(mm)

$$v_{\max} = 0.046\text{mm} \leq [v] = L/400 = 334/400 = 0.835\text{mm}$$

满足要求!

#### 4、支座反力计算

承载能力极限状态

$$R_1 = 0.087\text{kN}, R_2 = 2.689\text{kN}, R_3 = 2.689\text{kN}, R_4 = 0.087\text{kN}$$

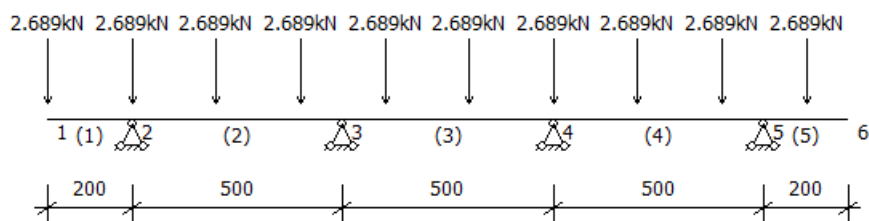
正常使用极限状态

$$R'_1 = 0.073\text{kN}, R'_2 = 2.09\text{kN}, R'_3 = 2.09\text{kN}, R'_4 = 0.073\text{kN}$$

### 六、主梁验算

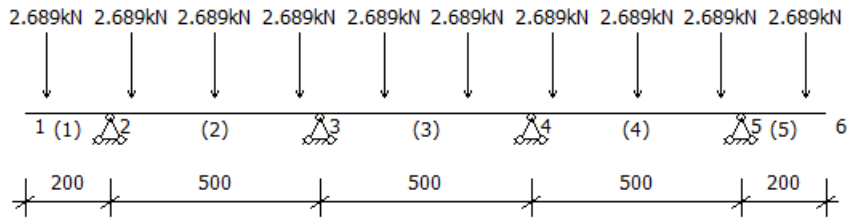
主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48×3
主梁计算截面类型(mm)	Φ48×3	主梁抗弯强度设计值 [f](N/mm <sup>2</sup> )	205
主梁抗剪强度设计值 [τ](N/mm <sup>2</sup> )	125	主梁截面抵抗矩W(cm <sup>3</sup> )	4.49
主梁弹性模量E(N/mm <sup>2</sup> )	206000	主梁截面惯性矩I(cm <sup>4</sup> )	10.78
主梁计算方式	三等跨连续梁	可调托座内主梁根数	1

由上节可知  $P = \max[R_2, R_3] = 2.689\text{kN}$ ,  $P' = \max[R'_2, R'_3] = 2.09\text{kN}$



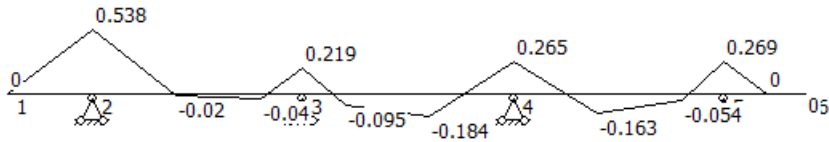
主梁计算简图一



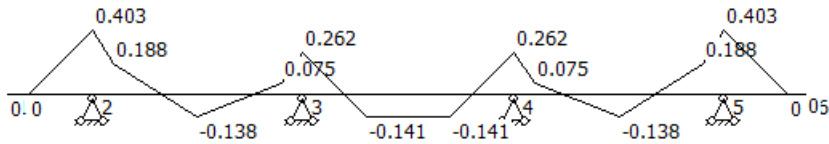


主梁计算简图二

1、抗弯验算



主梁弯矩图一(kN·m)

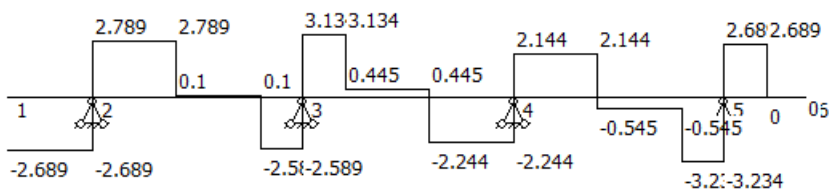


主梁弯矩图二(kN·m)

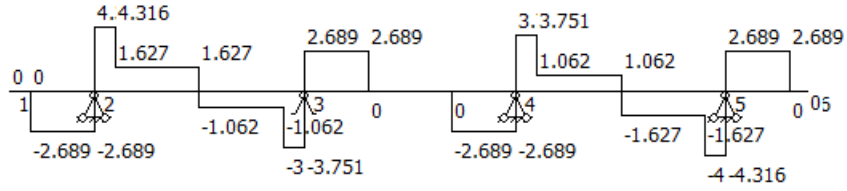
$$\sigma = M_{\max} / W = 0.538 \times 10^6 / 4490 = 119.822 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



主梁剪力图一(kN)



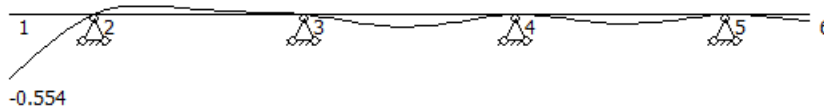
主梁剪力图二(kN)

$$V_{\max} = 4.316 \text{ kN}$$

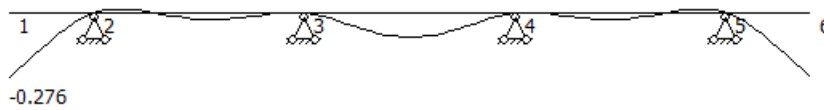
$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 2 \times 4.316 \times 1000 / 424 = 20.358 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 125 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

### 3、挠度验算



主梁变形图一(mm)



主梁变形图二(mm)

$$\text{跨中 } v_{\max} = 0.106 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 500/400 = 1.25 \text{ mm}$$

满足要求!

$$\text{悬臂端 } v_{\max} = 0.554 \text{ mm} \leq [v] = 2l_2/400 = 2 \times 200/400 = 1 \text{ mm}$$

满足要求!

#### 4、支座反力计算

图一：  $R_{max}=8.167kN$

图二：  $R_{max}=7.005kN$

用小梁的支座反力分别代入可得：

承载能力极限状态

图一

立柱2：  $R_2=8.167kN$ ， 立柱3：  $R_3=8.167kN$

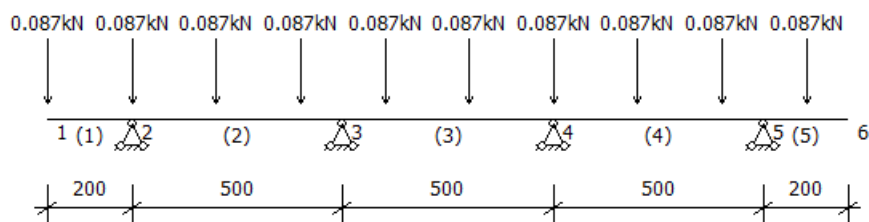
图二

立柱2：  $R_2=7.005kN$ ， 立柱3：  $R_3=7.005kN$

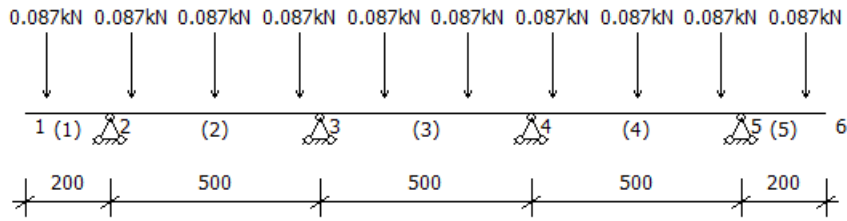
#### 七、纵向水平钢管验算

钢管截面类型(mm)	Φ48×3	钢管计算截面类型(mm)	Φ48×3
钢管截面面积A(mm <sup>2</sup> )	424	钢管截面回转半径i(mm)	15.9
钢管弹性模量E(N/mm <sup>2</sup> )	206000	钢管截面惯性矩I(cm <sup>4</sup> )	10.78
钢管截面抵抗矩W(cm <sup>3</sup> )	4.49	钢管抗弯强度设计值 [f](N/mm <sup>2</sup> )	205
钢管抗剪强度设计值 [τ](N/mm <sup>2</sup> )	125		

由小梁验算一节可知  $P=\max[R_1, R_4]=0.087kN$ ，  $P'=\max[R_1', R_4']=0.073kN$

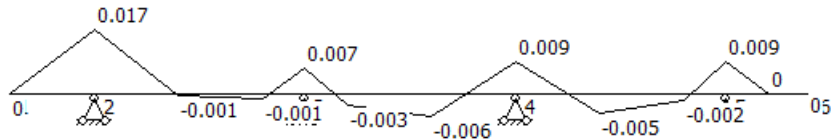


纵向水平钢管计算简图一

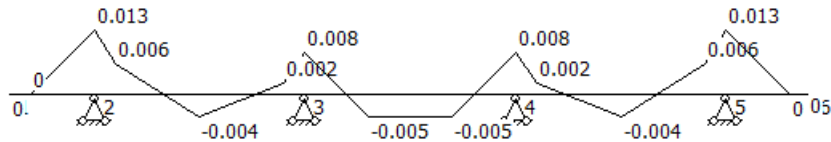


纵向水平钢管计算简图二

1、抗弯验算



纵向水平钢管弯矩图一(kN·m)

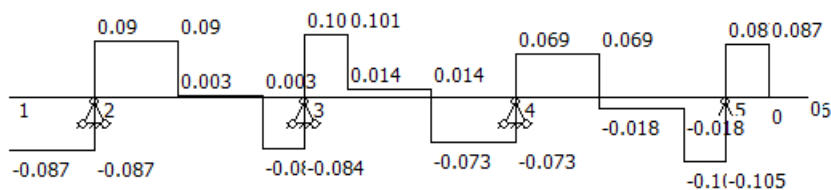


纵向水平钢管弯矩图二(kN·m)

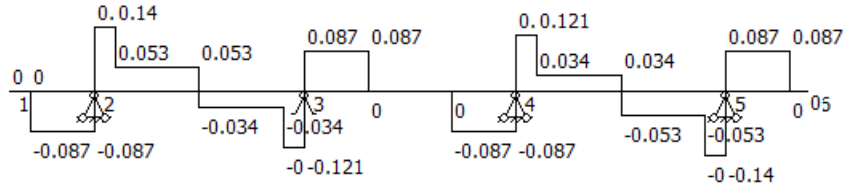
$$\sigma = M_{\max} / W = 0.017 \times 10^6 / 4490 = 3.786 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



纵向水平钢管剪力图一(kN)



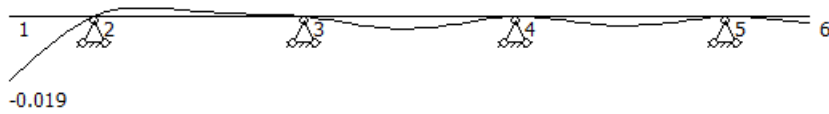
纵向水平钢管剪力图二(kN)

$V_{max} = 0.14 \text{ kN}$

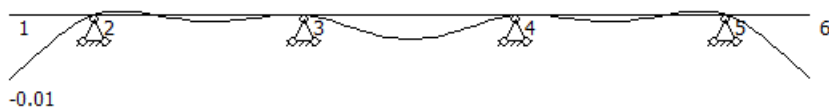
$\tau_{max} = 2V_{max}/A = 2 \times 0.14 \times 1000 / 424 = 0.659 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 125 \text{ N/mm}^2$

满足要求!

3、挠度验算



纵向水平钢管变形图一(mm)



纵向水平钢管变形图二(mm)

跨中  $v_{max} = 0.004 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 500/400 = 1.25 \text{ mm}$

满足要求!

悬臂端  $v_{max} = 0.019 \text{ mm} \leq [v] = 2l_2/400 = 2 \times 200/400 = 1 \text{ mm}$

满足要求!

#### 4、支座反力计算

图一：  $R_{max}=0.264kN$

图二：  $R_{max}=0.227kN$

用小梁两侧的支座反力分别代入可得：

承载能力极限状态

图一：

立柱1：  $R_1=0.264kN$ ， 立柱4：  $R_4=0.264kN$

图二：

立柱1：  $R_1=0.227kN$ ， 立柱4：  $R_4=0.227kN$

#### 八、可调托座验算

荷载传递至立柱方式	可调托座	可调托座承载力容许值[N](kN)	30
扣件抗滑移折减系数 $k_c$	0.8		

##### 1、扣件抗滑移验算

两侧立柱最大受力  $N = \max[R_1, R_4] = \max[0.264, 0.264] = 0.264kN \leq 0.8 \times 8 = 6.4kN$

单扣件在扭矩达到40~65N·m且无质量缺陷的情况下，单扣件能满足要求！

##### 2、可调托座验算

可调托座最大受力  $N = \max[R_2, R_3] = 8.167kN \leq [N] = 30kN$

满足要求！

#### 九、立柱验算

剪刀撑设置	普通型	立柱顶部步距 $h_d$ (mm)	750
立柱伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 $a$ (mm)	200	顶部立柱计算长度系数 $\mu_1$	1.427
非顶部立柱计算长度系数 $\mu_2$	1.808	钢管截面类型(mm)	$\Phi 48 \times 3$
钢管计算截面类型(mm)	$\Phi 48 \times 3$	钢材等级	Q235
立柱截面面积 $A$ ( $mm^2$ )	424	回转半径 $i$ (mm)	15.9
立柱截面抵抗矩 $W$ ( $cm^3$ )	4.49	抗压强度设计值 $[f]$ ( $N/mm^2$ )	205

支架自重标准值 $q(kN/m)$	0.1
-------------------	-----

### 1、长细比验算

顶部立柱段： $l_{01}=k\mu_1(h_d+2a)=1\times 1.427\times(750+2\times 200)=1641.05mm$

非顶部立柱段： $l_{02}=k\mu_2h=1\times 1.808\times 1500=2712mm$

$\lambda=l_0/i=2712/15.9=170.566\leq[\lambda]=210$

长细比满足要求！

### 2、风荷载计算

$M_w=1\times\phi_c\times 1.4\times\omega_k\times l_a\times h^2/10=1\times 0.9\times 1.4\times 0.342\times 0.5\times 1.5^2/10=0.048kN\cdot m$

### 3、稳定性计算

根据《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ130-2011，荷载设计值 $q_1$ 有所不同：

#### 1)面板验算

$q_1=1\times[1.2\times(0.1+(24+1.5)\times 1.4)+1.4\times 0.9\times 2]\times 0.45=20.466kN/m$

#### 2)小梁验算

$F_1=1\times[1.2\times(0.1+(24+1.1)\times 0.12)+1.4\times 0.9\times 1]\times(0.5-0.45/2)/2\times 0.2+1\times 1.2\times 0.5\times(1.4-0.12)\times 0.2=$

0.304kN

$F_2=1\times[1.2\times(0.1+(24+1.1)\times 0.12)+1.4\times 0.9\times 1]\times((1-0.5)-0.45/2)/2\times 0.2+1\times 1.2\times 0.5\times(1.4-0.12)\times 0.2$

=0.304kN

$q_1=10.056kN/m$

$q_2=0.048kN/m$

同上四~七计算过程，可得：

$R_1=0.276kN, R_2=8.146kN, R_3=8.146kN, R_4=0.276kN$

顶部立柱段： $l_{01}=k\mu_1(h_d+2a)=1.217\times 1.427\times(750+2\times 200)=1997.158mm$

$\lambda_1=l_{01}/i=1997.158/15.9=125.607$ ，查表得， $\phi_1=0.423$

立柱最大受力 $N_w=\max[R_1+N_{边1}, R_2, R_3, R_4+N_{边2}]+M_w/l_b=$

$\max[0.276+1\times[1.2\times(0.5+(24+1.1)\times 0.12)+1.4\times 0.9\times 1]\times(0.5+0.5-0.45/2)/2\times 0.5, 8.146, 8.146,$

$0.276+1\times[1.2\times(0.5+(24+1.1)\times 0.12)+1.4\times 0.9\times 1]\times(0.5+1-0.5-0.45/2)/2\times 0.5]+0.048/1=8.195kN$

$f=N/(\phi A)+M_w/W=8194.546/(0.423\times 424)+0.048\times 10^6/4490=56.38N/mm^2\leq[f]=205N/mm^2$

满足要求！

非顶部立柱段： $l_{02}=k\mu_2h=1.217\times 1.808\times 1500=3300.504\text{mm}$

$\lambda_2=l_{02}/i=3300.504/15.9=207.579$ ，查表得， $\phi_2=0.169$

立柱最大受力 $N_w=\max[R_1+N_{\text{边}1}, R_2, R_3, R_4+N_{\text{边}2}]+1\times 1.2\times 0.1\times (13.75-1.4)+M_w/l_b=$   
 $\max[0.276+1\times [1.2\times (0.5+(24+1.1)\times 0.12)+1.4\times 0.9\times 1]\times (0.5+0.5-0.45/2)/2\times 0.5, 8.146, 8.146,$   
 $0.276+1\times [1.2\times (0.5+(24+1.1)\times 0.12)+1.4\times 0.9\times 1]\times (0.5+1-0.5-0.45/2)/2\times 0.5]+1.482+0.048/1=$   
 $9.677\text{kN}$

$f=N/(\phi A)+M_w/W=9676.546/(0.169\times 424)+0.048\times 10^6/4490=145.732\text{N/mm}^2\leq [f]=$   
 $205\text{N/mm}^2$

满足要求！

### 十、高宽比验算

根据《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ130-2011 第6.9.7：支架高宽比不应大于3

$H/B=13.75/36.4=0.378\leq 3$

满足要求，不需要进行抗倾覆验算！

### 十一、立柱支承面承载力验算

支撑层楼板厚度h(mm)	110	混凝土强度等级	C40
混凝土的龄期(天)	14	混凝土的实测抗压强度 $f_c(\text{N/mm}^2)$	7.488
混凝土的实测抗拉强度 $f_t(\text{N/mm}^2)$	0.858	立柱垫板长a(mm)	100
立柱垫板宽b(mm)	100		

$F_1=N=9.677\text{kN}$

#### 1、受冲切承载力计算

根据《混凝土结构设计规范》GB50010-2010第6.5.1条规定，见下表

公式	参数剖析	
$F_1\leq(0.7\beta_h f_t+0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0$	$F_1$	局部荷载设计值或集中反力设计值



	$\beta_h$	截面高度影响系数：当 $h \leq 800\text{mm}$ 时，取 $\beta_h = 1.0$ ；当 $h \geq 2000\text{mm}$ 时，取 $\beta_h = 0.9$ ；中间线性插入取用。
	$f_t$	混凝土轴心抗拉强度设计值
	$\sigma_{pc,m}$	临界面周长上两个方向混凝土有效预压应力按长度的加权平均值，其值控制在 $1.0\text{--}3.5\text{N/mm}^2$ 范围内
	$u_m$	临界截面周长：距离局部荷载或集中反力作用面积周边 $h_0/2$ 处板垂直截面的最不利周长。
	$h_0$	截面有效高度，取两个配筋方向的截面有效高度的平均值
$\eta = \min(\eta_1, \eta_2)$ $\eta_1 = 0.4 + 1.2/\beta_s, \eta_2 = 0.5 + a_s \times h_0 / 4U_m$	$\eta_1$	局部荷载或集中反力作用面积形状的影响系数
	$\eta_2$	临界截面周长与板截面有效高度之比的影响系数
	$\beta_s$	局部荷载或集中反力作用面积为矩形时的长边与短边尺寸比较， $\beta_s$ 不宜大于4；当 $\beta_s < 2$ 时取 $\beta_s = 2$ ，当面积为圆形时，取 $\beta_s = 2$
	$a_s$	板柱结构类型的影响系数：对中柱，取 $a_s = 40$ ，对边柱，取 $a_s = 30$ ；对角柱，取 $a_s = 20$
说明	在本工程计算中为了安全和简化计算起见，不考虑上式中 $\sigma_{pc,m}$ 之值，将其取为0，作为板承载能力安全储备。	

可得： $\beta_h = 1$ ， $f_t = 0.858\text{N/mm}^2$ ， $\eta = 1$ ， $h_0 = h - 20 = 280\text{mm}$ ，

$$u_m = 2[(a+h_0)+(b+h_0)] = 1520\text{mm}$$

$$F = (0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0$$

$$= (0.7 \times 1 \times 0.858 + 0.25 \times 0) \times 1 \times 1520 \times 280 / 1000 = 255.615\text{kN} \geq F_1 = 9.677\text{kN}$$

满足要求！

## 2、局部受压承载力计算

根据《混凝土结构设计规范》GB50010-2010第6.6.1条规定，见下表

公式	参数剖析
----	------

$F_1 \leq 1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln}$	$F_1$	局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值
	$f_c$	混凝土轴心抗压强度设计值;可按本规范表4.1.4-1取值
	$\beta_c$	混凝土强度影响系数,按本规范第6.3.1条的规定取用
	$\beta_l$	混凝土局部受压时的强度提高系数
	$A_{ln}$	混凝土局部受压净面积
$\beta_l = (A_b/A_l)^{1/2}$	$A_l$	混凝土局部受压面积
	$A_b$	局部受压的计算底面积,按本规范第6.6.2条确定

可得:  $f_c = 7.488\text{N/mm}^2$ ,  $\beta_c = 1$ ,

$\beta_l = (A_b/A_l)^{1/2} = [(a+2b) \times (b+2b)/(ab)]^{1/2} = [(300) \times (300)/(100 \times 100)]^{1/2} = 3$ ,  $A_{ln} = ab = 10000\text{mm}^2$

$F = 1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln} = 1.35 \times 1 \times 3 \times 7.488 \times 10000/1000 = 303.264\text{kN} \geq F_1 = 9.677\text{kN}$

满足要求!

## 第十章、8.67m 板计算

计算依据:

- 1、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008
- 2、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130—2011
- 3、《混凝土结构设计规范》GB 50010-2010
- 4、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
- 5、《钢结构设计规范》GB 50017-2003

### 一、工程属性

新浇混凝土楼板名称	BBBBBB	新浇混凝土楼板板厚(mm)	110
模板支架高度H(m)	10.17	模板支架纵向长度L(m)	32.3
模板支架横向长度B(m)	16.3		

### 二、荷载设计

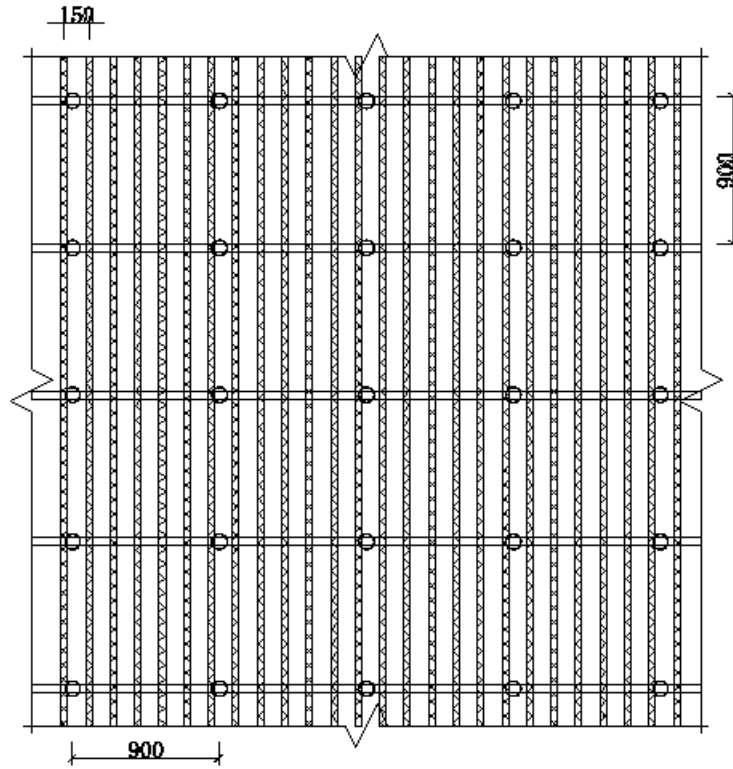
模板及其支架自重标准值	面板	0.1
-------------	----	-----

G <sub>1k</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	面板及小梁		0.3
	楼板模板		0.5
	模板及其支架		0.75
混凝土自重标准值G <sub>2k</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	24	钢筋自重标准值G <sub>3k</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	1.1
Q <sub>1k</sub> 施工人员及设备荷载标准值	当计算面板和小梁时的均布活荷载(kN/m <sup>2</sup> )		2.5
	当计算面板和小梁时的集中荷载(kN)		2.5
	当计算主梁时的均布活荷载(kN/m <sup>2</sup> )		1.5
	当计算支架立柱及其他支承结构构件时的均布活荷载(kN/m <sup>2</sup> )		1
风荷载标准值ω <sub>k</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	基本风压 ω <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	0.3	0.099
	地基粗糙程度	C类(有密集建筑群市区)	
	模板支架顶部 距地面高度(m)	15.75	
	风压高度变化 系数μ <sub>z</sub>	0.663	
	风荷载体型系 数μ <sub>s</sub>	0.5	

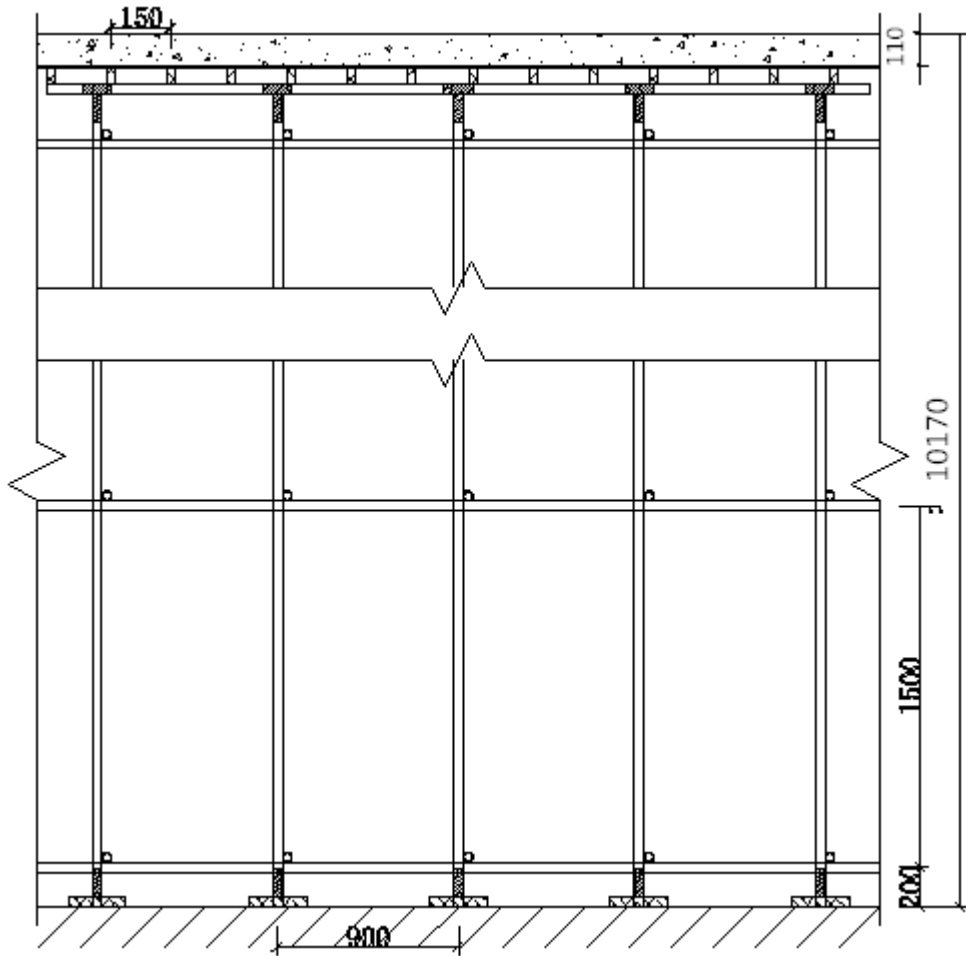
### 三、模板体系设计

主梁布置方向	平行立柱纵向 方向	立柱纵向间距l <sub>a</sub> (mm)	900
立柱横向间距l <sub>b</sub> (mm)	900	水平拉杆步距h(mm)	1500
小梁间距l(mm)	150	小梁最大悬挑长度l <sub>1</sub> (mm)	200
主梁最大悬挑长度l <sub>2</sub> (mm)	200	结构表面的要求	结构表面外露

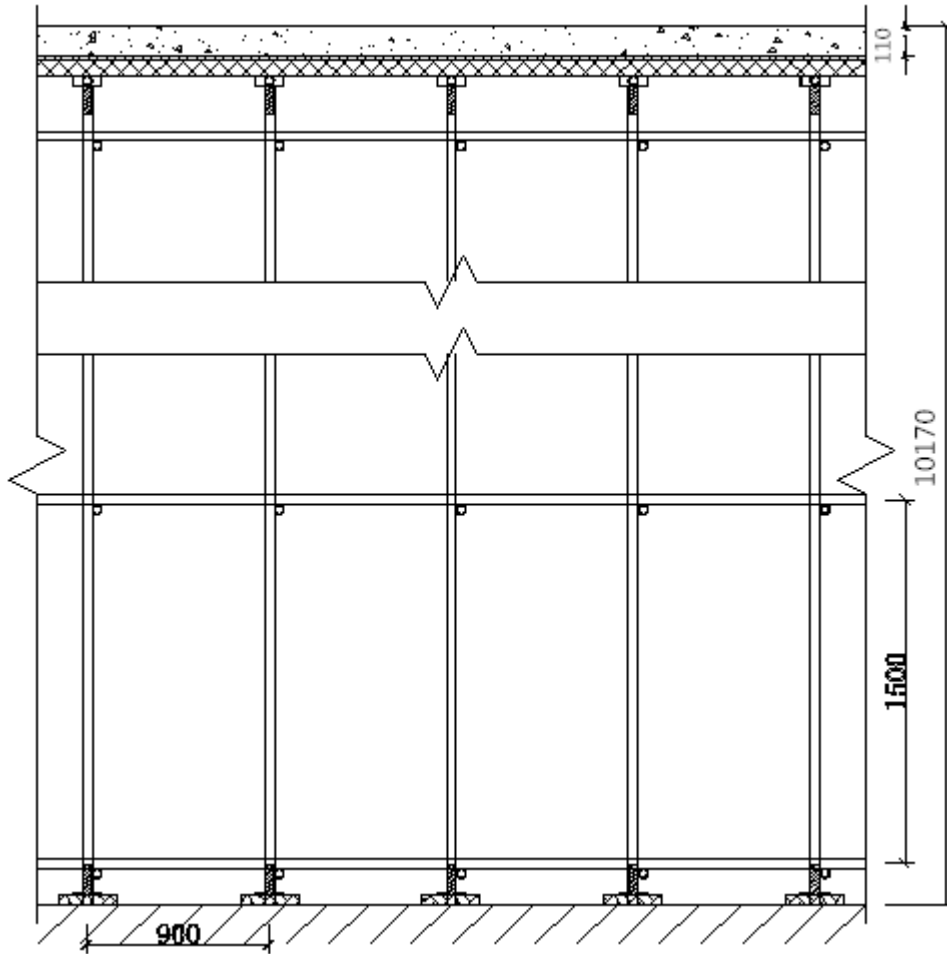
设计简图如下：



模板设计平面图



模板设计剖面图(模板支架纵向)



模板设计剖面图(模板支架横向)

#### 四、面板验算

面板类型	覆面木胶合板	面板厚度t(mm)	15
面板抗弯强度设计值 [f](N/mm <sup>2</sup> )	15	面板抗剪强度设计值 [τ](N/mm <sup>2</sup> )	1.4
面板弹性模量E(N/mm <sup>2</sup> )	10000	面板计算方式	三等跨连续梁

楼板面板应搁置在梁侧模板上，本例以三等跨连续梁，取1m单位宽度计算。

$$W = bh^2/6 = 1000 \times 15 \times 15 / 6 = 37500 \text{mm}^3, I = bh^3/12 = 1000 \times 15 \times 15 \times 15 / 12 = 281250 \text{mm}^4$$

承载能力极限状态

$$q_1 = 0.9 \times \max[1.2(G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.4 \times Q_{1k}, 1.35(G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.4 \times 0.7 \times Q_{1k}] \times b = 0.9 \times \max[1.2 \times (0.1 + (24 + 1.1) \times 0.11) + 1.4 \times 2.5,$$

$$1.35 \times (0.1 + (24 + 1.1) \times 0.11) + 1.4 \times 0.7 \times 2.5] \times 1 = 7.17 \text{ kN/m}$$

$$q_{1\text{静}} = 0.9 \times [\gamma_G(G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h)] \times b = 0.9 \times [1.2 \times (0.1 + (24 + 1.1) \times 0.11) \times 1] = 3.09 \text{ kN/m}$$

$$q_{1\text{活}} = 0.9 \times (\gamma_Q Q_{1k}) \times b = 0.9 \times (1.4 \times 2.5) \times 1 = 3.15 \text{ kN/m}$$

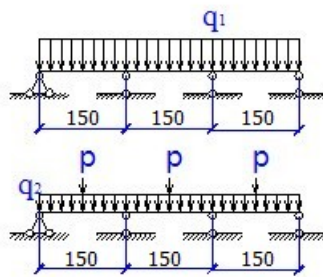
$$q_2 = 0.9 \times 1.2 \times G_{1k} \times b = 0.9 \times 1.2 \times 0.1 \times 1 = 0.108 \text{ kN/m}$$

$$p = 0.9 \times 1.4 \times Q_{1k} = 0.9 \times 1.4 \times 2.5 = 3.15 \text{ kN}$$

正常使用极限状态

$$q = (\gamma_G(G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h)) \times b = (1 \times (0.1 + (24 + 1.1) \times 0.11)) \times 1 = 2.861 \text{ kN/m}$$

计算简图如下：



### 1、强度验算

$$M_1 = 0.1q_{1\text{静}}L^2 + 0.117q_{1\text{活}}L^2 = 0.1 \times 3.09 \times 0.15^2 + 0.117 \times 3.15 \times 0.15^2 = 0.015 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = \max[0.08q_2L^2 + 0.213pL, 0.1q_2L^2 + 0.175pL] = \max[0.08 \times 0.108 \times 0.15^2 + 0.213 \times 3.15 \times 0.15, 0.1 \times 0.108 \times 0.15^2 + 0.175 \times 3.15 \times 0.15] = 0.101 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{max}} = \max[M_1, M_2] = \max[0.015, 0.101] = 0.101 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma = M_{\text{max}}/W = 0.101 \times 10^6 / 37500 = 2.689 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 15 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

### 2、挠度验算

$$v_{\text{max}} = 0.677q_l^4 / (100EI) = 0.677 \times 2.861 \times 150^4 / (100 \times 10000 \times 281250) = 0.003 \text{ mm}$$

$$v = 0.003 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 150/400 = 0.375 \text{ mm}$$

满足要求！

## 五、小梁验算

小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	40×80
------	----	------------	-------

小梁抗弯强度设计值 [f](N/mm <sup>2</sup> )	15.44	小梁抗剪强度设计值 [τ](N/mm <sup>2</sup> )	1.78
小梁截面抵抗矩W(cm <sup>3</sup> )	42.67	小梁弹性模量E(N/mm <sup>2</sup> )	9350
小梁截面惯性矩I(cm <sup>4</sup> )	170.67	小梁计算方式	三等跨连续梁

$$q_1 = 0.9 \times \max[1.2(G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.4Q_{1k}, 1.35(G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.4 \times 0.7 \times Q_{1k}] \times b = 0.9 \times \max[1.2 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.11) + 1.4 \times 2.5, 1.35 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.11) + 1.4 \times 0.7 \times 2.5] \times 0.15 = 1.116 \text{ kN/m}$$

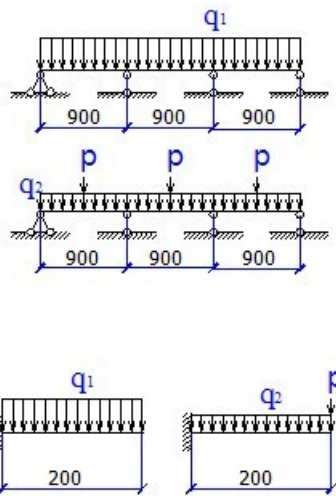
因此， $q_{1\text{静}} = 0.9 \times 1.2 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 0.9 \times 1.2 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.11) \times 0.15 = 0.5 \text{ kN/m}$

$$q_{1\text{活}} = 0.9 \times 1.4 \times Q_{1k} \times b = 0.9 \times 1.4 \times 2.5 \times 0.15 = 0.472 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 0.9 \times 1.2 \times G_{1k} \times b = 0.9 \times 1.2 \times 0.3 \times 0.15 = 0.049 \text{ kN/m}$$

$$p = 0.9 \times 1.4 \times Q_{1k} = 0.9 \times 1.4 \times 2.5 = 3.15 \text{ kN}$$

计算简图如下：



### 1、强度验算

$$M_1 = 0.1q_{1\text{静}}L^2 + 0.117q_{1\text{活}}L^2 = 0.1 \times 0.5 \times 0.9^2 + 0.117 \times 0.472 \times 0.9^2 = 0.085 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = \max[0.08q_2L^2 + 0.213pL, 0.1q_2L^2 + 0.175pL] = \max[0.08 \times 0.049 \times 0.9^2 + 0.213 \times 3.15 \times 0.9, 0.1 \times 0.049 \times 0.9^2 + 0.175 \times 3.15 \times 0.9] = 0.607 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_3 = \max[q_1L_1^2/2, q_2L_1^2/2 + pL_1] = \max[1.009 \times 0.2^2/2, 0.049 \times 0.2^2/2 + 3.15 \times 0.2] = 0.631 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{max}} = \max[M_1, M_2, M_3] = \max[0.088, 0.607, 0.631] = 0.631 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



$$\sigma = M_{\max} / W = 0.631 \times 10^6 / 42670 = 14.787 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 15.44 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

### 2、抗剪验算

$$V_1 = 0.6q_{1\text{静}}L + 0.617q_{1\text{活}}L = 0.6 \times 0.5 \times 0.9 + 0.617 \times 0.472 \times 0.9 = 0.532 \text{ kN}$$

$$V_2 = 0.6q_2L + 0.675p = 0.6 \times 0.049 \times 0.9 + 0.675 \times 3.15 = 2.152 \text{ kN}$$

$$V_3 = \max[q_1L_1, q_2L_1 + p] = \max[1.116 \times 0.2, 0.049 \times 0.2 + 3.15] = 3.16 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = \max[V_1, V_2, V_3] = \max[0.532, 2.152, 3.16] = 3.16 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 3.16 \times 1000 / (2 \times 40 \times 80) = 1.481 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.78 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

### 3、挠度验算

$$q = (\gamma_G(G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h)) \times b = (1 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.11)) \times 0.15 = 0.46 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{挠度, 跨中 } v_{\max} &= 0.677qL^4 / (100EI) = 0.677 \times 0.497 \times 900^4 / (100 \times 9350 \times 170.67 \times 10^4) = 0.138 \text{ mm} \leq [v] \\ &= L/400 = 900/400 = 2.25 \text{ mm}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{悬臂端 } v_{\max} &= ql_1^4 / (8EI) = 0.497 \times 200^4 / (8 \times 9350 \times 170.67 \times 10^4) = 0.006 \text{ mm} \leq [v] = 2 \times l_1 / 400 = \\ &2 \times 200 / 400 = 1 \text{ mm} \end{aligned}$$

满足要求!

## 六、主梁验算

主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48×3
主梁计算截面类型(mm)	Φ48×3	主梁抗弯强度设计值 [f](N/mm <sup>2</sup> )	205
主梁抗剪强度设计值 [τ](N/mm <sup>2</sup> )	125	主梁截面抵抗矩W(cm <sup>3</sup> )	4.49
主梁弹性模量E(N/mm <sup>2</sup> )	206000	主梁截面惯性矩I(cm <sup>4</sup> )	10.78
主梁计算方式	三等跨连续梁	可调托座内主梁根数	1

### 1、小梁最大支座反力计算

$$\begin{aligned} q_1 &= 0.9 \times \max[1.2(G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.4Q_{1k}, 1.35(G_{1k} \\ &+ (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.4 \times 0.7 \times Q_{1k}] \times b = 0.9 \times \max[1.2 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.11) + 1.4 \times 1.5, \end{aligned}$$

$$1.35 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.11 + 1.4 \times 0.7 \times 1.5) \times 0.15 = 0.958 \text{ kN/m}$$

$$q_{1\text{静}} = 0.9 \times 1.2 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 0.9 \times 1.2 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.11) \times 0.15 = 0.528 \text{ kN/m}$$

$$q_{1\text{活}} = 0.9 \times 1.4 \times Q_{1k} \times b = 0.9 \times 1.4 \times 1.5 \times 0.15 = 0.283 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = (\gamma_G (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h)) \times b = (1 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.11)) \times 0.15 = 0.489 \text{ kN/m}$$

承载能力极限状态

按三等跨连续梁,  $R_{\text{max}} = (1.1q_{1\text{静}} + 1.2q_{1\text{活}})L = 1.1 \times 0.528 \times 0.9 + 1.2 \times 0.283 \times 0.9 = 0.828 \text{ kN}$

按悬臂梁,  $R_1 = 0.852 \times 0.2 = 0.17 \text{ kN}$

$$R = \max[R_{\text{max}}, R_1] = 0.869 \text{ kN};$$

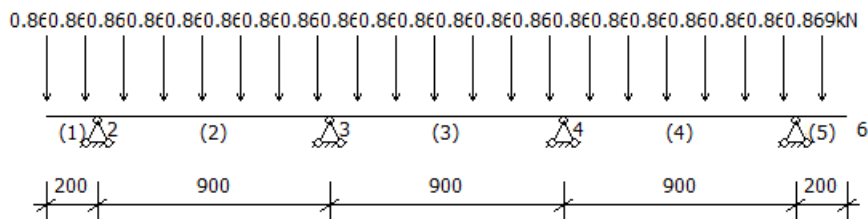
正常使用极限状态

按三等跨连续梁,  $R'_{\text{max}} = 1.1q_2L = 1.1 \times 0.489 \times 0.9 = 0.484 \text{ kN}$

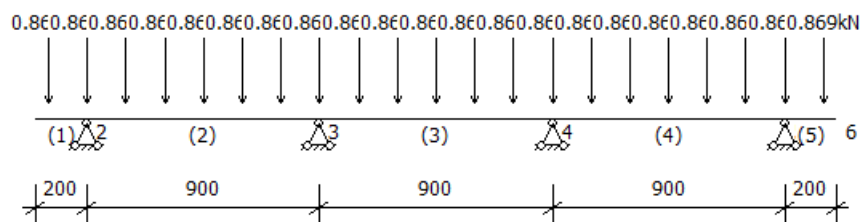
按悬臂梁,  $R'_1 = q_2l_1 = 0.489 \times 0.2 = 0.098 \text{ kN}$

$$R' = \max[R'_{\text{max}}, R'_1] = 0.522 \text{ kN};$$

计算简图如下:

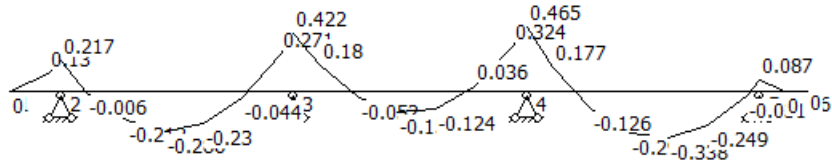


主梁计算简图一

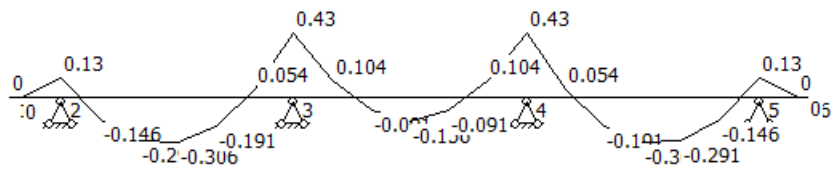


主梁计算简图二

## 2、抗弯验算



主梁弯矩图一(kN·m)

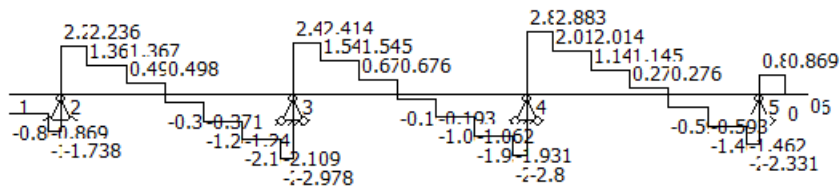


主梁弯矩图二(kN·m)

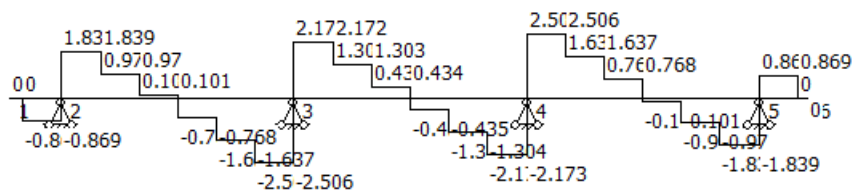
$$\sigma = M_{\max} / W = 0.465 \times 10^6 / 4490 = 103.572 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

### 3、抗剪验算



主梁剪力图一(kN)

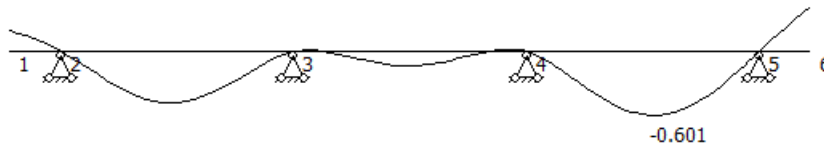


主梁剪力图二(kN)

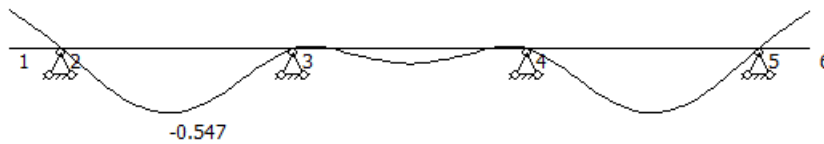
$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 2 \times 2.978 \times 1000 / 424 = 14.049 \text{N/mm}^2 \leq [\tau] = 125 \text{N/mm}^2$$

满足要求!

#### 4、挠度验算



主梁变形图一(mm)



主梁变形图二(mm)

跨中  $v_{\max} = 0.601 \text{mm} \leq [v] = 900/400 = 2.25 \text{mm}$

悬挑段  $v_{\max} = 0.424 \text{mm} \leq [v] = 2 \times 200/400 = 1 \text{mm}$

满足要求!

#### 5、支座反力计算

承载能力极限状态

图一

支座反力依次为  $R_1 = 3.974 \text{kN}$ ,  $R_2 = 5.393 \text{kN}$ ,  $R_3 = 5.682 \text{kN}$ ,  $R_4 = 3.2 \text{kN}$

图二

支座反力依次为  $R_1 = 3.577 \text{kN}$ ,  $R_2 = 5.547 \text{kN}$ ,  $R_3 = 5.547 \text{kN}$ ,  $R_4 = 3.577 \text{kN}$

#### 七、可调托座验算

荷载传递至立柱方式	可调托座	可调托座承载力容许值[N](kN)	30
-----------	------	-------------------	----

按上节计算可知, 可调托座受力  $N = 5.682 \text{kN} \leq [N] = 30 \text{kN}$

满足要求!

### 八、立柱验算

剪刀撑设置	加强型	立柱顶部步距 $h_d$ (mm)	750
立柱伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 $a$ (mm)	200	顶部立柱计算长度系数 $\mu_1$	1.386
非顶部立柱计算长度系数 $\mu_2$	1.755	钢管截面类型(mm)	$\Phi 48 \times 3$
钢管计算截面类型(mm)	$\Phi 48 \times 3$	钢材等级	Q235
立柱截面面积 $A$ (mm <sup>2</sup> )	424	立柱截面回转半径 $i$ (mm)	15.9
立柱截面抵抗矩 $W$ (cm <sup>3</sup> )	4.49	抗压强度设计值 $[f]$ (N/mm <sup>2</sup> )	205
支架自重标准值 $q$ (kN/m)	0.15		

#### 1、长细比验算

顶部立柱段： $l_{01} = k\mu_1(h_d + 2a) = 1 \times 1.386 \times (750 + 2 \times 200) = 1594\text{mm}$

非顶部立柱段： $l_0 = k\mu_2 h = 1 \times 1.755 \times 1500 = 2632\text{mm}$

$\lambda = \max[l_{01}, l_0] / i = 2632.5 / 15.9 = 165.566 \leq [\lambda] = 210$

满足要求!

#### 2、立柱稳定性验算

根据《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ130-2011，荷载设计值 $q_1$ 有所不同：

小梁验算

$q_1 = 1 \times [1.2 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.11) + 1.4 \times 0.9 \times 1] \times 0.15 = 0.74\text{kN/m}$

同上四~六步计算过程，可得：

$R_1 = 3.795\text{kN}$ ， $R_2 = 5.298\text{kN}$ ， $R_3 = 5.427\text{kN}$ ， $R_4 = 3.417\text{kN}$

顶部立柱段：

$l_{01} = k\mu_1(h_d + 2a) = 1.217 \times 1.386 \times (750 + 2 \times 200) = 1939.776\text{mm}$

$\lambda_1 = l_{01} / i = 1939.776 / 15.9 = 121.998$

查表得， $\phi = 0.446$

不考虑风荷载：

$N_1 = \text{Max}[R_1, R_2, R_3, R_4] = \text{Max}[3.795, 5.298, 5.427, 3.417] = 5.427\text{kN}$

$$f = N_1 / (\phi A) = 5427 / (0.446 \times 424) = 28.698 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

考虑风荷载:

$$M_w = 1 \times \gamma_Q \phi_c \omega_k \times l_a \times h^2 / 10 = 1 \times 1.4 \times 0.9 \times 0.099 \times 0.9 \times 1.5^2 / 10 = 0.025 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{1w} = \text{Max}[R_1, R_2, R_3, R_4] + M_w / l_b = \text{Max}[3.795, 5.298, 5.427, 3.417] + 0.025 / 0.9 = 5.455 \text{ kN}$$

$$f = N_{1w} / (\phi A) + M_w / W = 5455 / (0.446 \times 424) + 0.025 \times 10^6 / 4490 = 34.415 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

非顶部立柱段:

$$l_0 = k \mu_2 h = 1.217 \times 1.755 \times 1500 = 3203.753 \text{ mm}$$

$$\lambda = l_0 / i = 3203.753 / 15.9 = 201.494$$

查表得,  $\phi_1 = 0.179$

不考虑风荷载:

$$N = \text{Max}[R_1, R_2, R_3, R_4] + 1 \times \gamma_G \times q \times H = \text{Max}[3.795, 5.298, 5.427, 3.417] + 1 \times 1.2 \times 0.15 \times 15.75 = 8.262 \text{ kN}$$

$$f = N / (\phi_1 A) = 8.262 \times 10^3 / (0.179 \times 424) = 108.859 \text{ N/mm}^2 \leq [\sigma] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

考虑风荷载:

$$M_w = 1 \times \gamma_Q \phi_c \omega_k \times l_a \times h^2 / 10 = 1 \times 1.4 \times 0.9 \times 0.099 \times 0.9 \times 1.5^2 / 10 = 0.025 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$N_w$

$$= \text{Max}[R_1, R_2, R_3, R_4] + 1 \times \gamma_G \times q \times H + M_w / l_b = \text{Max}[3.795, 5.298, 5.427, 3.417] + 1 \times 1.2 \times 0.15 \times 15.75 + 0.025 / 0.9 = 8.29 \text{ kN}$$

$$f = N_w / (\phi_1 A) + M_w / W = 8.29 \times 10^3 / (0.179 \times 424) + 0.025 \times 10^6 / 4490 = 114.796 \text{ N/mm}^2 \leq [\sigma] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

## 九、高宽比验算

根据《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ130-2011 第6.9.7: 支架高宽比不应大于3

$$H/B = 10.17 / 16.3 = 0.64 \leq 3$$

满足要求, 不需要进行抗倾覆验算 !

## 2、局部受压承载力计算

根据《混凝土结构设计规范》GB50010-2010第6.6.1条规定，见下表

公式	参数剖析	
$F_l \leq 1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln}$	$F_l$	局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值
	$f_c$	混凝土轴心抗压强度设计值；可按本规范表4.1.4-1取值
	$\beta_c$	混凝土强度影响系数，按本规范第6.3.1条的规定取用
	$\beta_l$	混凝土局部受压时的强度提高系数
	$A_{ln}$	混凝土局部受压净面积
$\beta_l = (A_b/A_l)^{1/2}$	$A_l$	混凝土局部受压面积
	$A_b$	局部受压的计算底面积，按本规范第6.6.2条确定

可得： $f_c=6.902\text{N/mm}^2$ ， $\beta_c=1$ ，

$\beta_l = (A_b/A_l)^{1/2} = [(a+2b) \times (b+2b)/(ab)]^{1/2} = [(600) \times (600)/(200 \times 200)]^{1/2} = 3$ ， $A_{ln} = ab = 40000\text{mm}^2$

$F = 1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln} = 1.35 \times 1 \times 3 \times 6.902 \times 40000 / 1000 = 1118.124\text{kN} \geq F_1 = 8.29\text{kN}$

满足要求！