

(此文档为 Word 格式，下载后可以任意编辑修改!)

文件备案编号:

施工方案

工程名称:

编制单位:

编制人: _____

审核人: _____

批准人: _____

编制日期: 年 月 日



说明

建 筑一生网，提供最新最全的建筑规范、建筑图集，最实用的建筑施工、设计、监理咨询资料，打造一个建筑人自己的工具性网站。

请关注本站微信或加入本站官方交流群，获得最新规范、图集等资料。

网站地址: <https://coyis.com>

本站特色页面:

➤ **规范更新** 页面:

提供最新、最全的建筑规范下载

地址: <https://coyis.com/gfgx>

➤ **图集、构造做法** 页面:

提供最新、最全的建筑图集构造下载

地址: <https://coyis.com/tjgx>

➤ **申明** :

建筑一生网提供的所有资料均来自互联网下载，
纯属学习交流。如侵犯您的版权的请联系我们，我们会尽快改正。请网友在下载后 24 小时内删除!

微信公号



建筑一生④

扫一扫二维码，加入群聊。

目 录

1、编制依据	1
2、工程概况	1
3、材料选用及要求	1
4、施工工艺	2
5、模板工程的有关验算	3
6、模板安装支设要点	87
7、模板验收	89
8、模板拆除	91
9、环境、职业健康安全措施	92
10、事故应急救援预案措施	93
11、附图	94

1、编制依据

- 1.1 *****工程图纸。
- 1.2 《砼结构工程施工质量验收规范》(GB50204-2002)。
- 1.3 集团公司总部下发的《施工组织设计(方案)编制大纲》。
- 1.4 《施工手册》(第四版)。
- 1.5 建书施工安全计算软件
- 1.6 《建筑施工模板安全技术规范》(JGJ162-2008)
- 1.7 《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ130-2011
- 1.8 《建筑结构荷载规范》(GB50009-2001) 2006 年版
- 1.9 集团公司下发的《危险性较大分部分项工程管理细则》
- 4、《建筑施工手册》第四版(缩印本)
- 5、《建筑施工现场管理标准》DBJ14-033-2005
- 6、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》(JGJ130-2011)
- 7、《建筑结构荷载规范》(GB50009-2001) 2006 年版
- 8、《混凝土模板用胶合板 GB/T17656-2008》
- 9、《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GB 50018-2002)
- 10、《木结构设计规范》(GB50005-2003)

2、工程概况

*****工程，框架剪力墙结构，地下一层，地上十六层，建筑面积***m²，地下部分层高 5.0m，一、二层层高 4.0m，标准层层高 2.9m。混凝土采用商品混凝土，用输送泵泵送。梁板的主要截面尺寸：现浇板厚 110mm、150mm（地下室顶板）厚，模板架体设计按 150mm 进行设计；梁主要截面尺寸：300×800mm（地下室梁）、250×500mm（标准层梁），模板架体支设将分别进行设计。剪力墙厚度 200mm；柱截面尺寸 600×800mm

3、材料选用及要求

材料种类	规格型号	材质
模板	10mm 厚	木胶合板

木方	50×80mm	杉木
钢管	Ø48×2.7mm	Q235
扣件	/	锻铸铁

3.1 本工程采用 10mm 厚木胶板，其强度、刚度满足施工要求，木胶板表面平整光滑，易脱模。

3.2 钢管：采用 $\Phi 48 \times 2.7\text{mm}$ 钢管，有弯折、空洞、锈蚀、裂纹等严重影响架体结构实体稳定性的管体严禁使用。

3.3 扣件：有裂纹、滑丝的扣件严禁使用。

3.4 架体底座采用木垫板，木垫板宽不小于 300mm，厚度不小于 50mm，垫板的延伸不得少于 3 跨。

4、施工工艺

4.1 支设流程：柱、剪力墙 → 梁 → 板

4.2 柱模板安装

4.3 剪力墙模板的安装

4.4 梁模板的安装

4.5 板模板的安装

4.6 梁板模板支撑系统的搭设

4.3.2 架体支设要求

1) 采用 $\Phi 48 \times 2.7\text{mm}$ 钢管搭设，立杆支设时可调底座配合使用。梁设双排架体，板设满堂架体，柱、梁、板应连成整体。

2) 立杆底部应设置垫板，距基面、顶面 200mm 搭设扫地杆。架体安装在木垫板上，垫板地面应夯实整平。

3) 剪刀撑要求：满堂架体外侧周圈应设由下至上的竖向连续剪刀撑，中间在纵横向每隔 6m 左右设置由下至上的竖向连续剪刀撑，每隔六排立杆应设置一道纵向剪刀撑，由底至顶连续设置，架设于梁处。并于在剪刀撑部位的顶部、中部、扫地杆处设置水平剪刀撑。见后附

图三、附图四。

4) 柱模板设计：采用木胶板，柱箍采用 $\Phi 48$ 钢管进行加固，第一步距地 15cm，其余每步间距 40cm，同时为确保柱模不位移及其整体性，柱模间还需加水平撑，其水平撑可与底梁支撑连为一个整体。并用对拉螺栓加固。

5) 梁模板设计：采用木胶板，设双排架体，梁底每跨加设 1 道小横杆（均分），梁侧立杆应通到板底。对于较大梁侧模，可采用中部加设对拉螺栓进行加固。梁底端部探出横杆不宜大于 200mm，如有其他因素超过者应在端头另加支撑。

6) 现浇板模板设计：采用木胶板，设满堂架体，横杆步距 1.5 米，扫地杆距地 200mm。快拆头调整标高。在最上一层横杆钢管上加设小横杆，钢管上铺设木方次楞，木方次楞上铺木胶板。

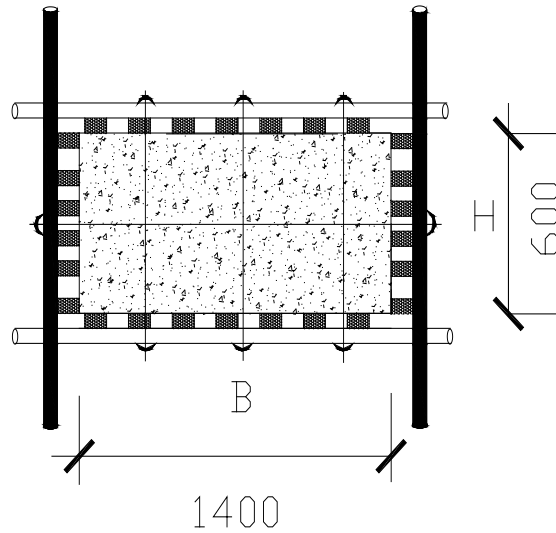
5、模板工程的有关验算

5.1 柱模板系统验算

柱模板工程参数

柱模板参数					
柱截面宽度	1.4m	截面高度	0.6m	柱高度	8m
面板	12mm 厚木胶合板				
次楞	竖楞采用方木，宽度:50mm，高度:80mm，柱宽度 B 方向设置 10 个竖楞，柱高度 H 方向设置 6 个竖楞				
柱箍	双钢管，间距 400mm				
对拉螺栓	直径 12mm，柱宽度 B 方向设置 3 个对拉螺栓，柱高度 H 方向设置 1 个对拉螺栓				
荷载参数					

振捣砼对侧模板 压力	4kN/m ²	倾倒砼对侧模板 压力	4kN/m ²
---------------	--------------------	---------------	--------------------



柱截面图

新浇砼对模板侧压力标准值计算

新浇筑的混凝土作用于模板的侧压力标准值，依据建筑施工模板安全技术规范，按下列公式计算，取其中的较小值：

$$F = 0.22\gamma_c t_0 \beta_1 \beta_2 \sqrt{V} = 0.22 \times 24 \times 5.7 \times 1.2 \times 1.2 \times 1.00 = 43.338 \text{ kN/m}^2$$

$$F = \gamma_c H = 24 \times 8 = 192.000 \text{ kN/m}^2$$

其中 γ_c -- 混凝土的重力密度，取24kN/m³；

t_0 -- 新浇混凝土的初凝时间，按200/(T+15)计算，取初凝时间为5.7小时。T：混凝土的入模温度，经现场测试，为20℃；

V -- 混凝土的浇筑速度，取1m/h；

H -- 混凝土侧压力计算位置处至新浇混凝土顶面总高度，取8m；

β_1 -- 外加剂影响修正系数，取1.2；

β_2 — 混凝土坍落度影响修正系数，取1.2。

根据以上两个公式计算，新浇筑混凝土对模板的侧压力标准值取较小值 43.338kN/m^2 。

柱侧模板面板验算

面板采用木胶合板，厚度为 12mm ，验算跨中最不利抗弯强度和挠度。计算宽度取 1000mm 。

面板的截面抵抗矩 $W=1000 \times 12 \times 12 / 6 = 24000\text{mm}^3$ ；

截面惯性矩 $I=1000 \times 12 \times 12 \times 12 / 12 = 144000\text{mm}^4$ ；

(一) 强度验算

1、面板按三跨连续板计算，其计算跨度取支承面板的次楞间距， $L=0.16\text{m}$ 。

2、荷载计算

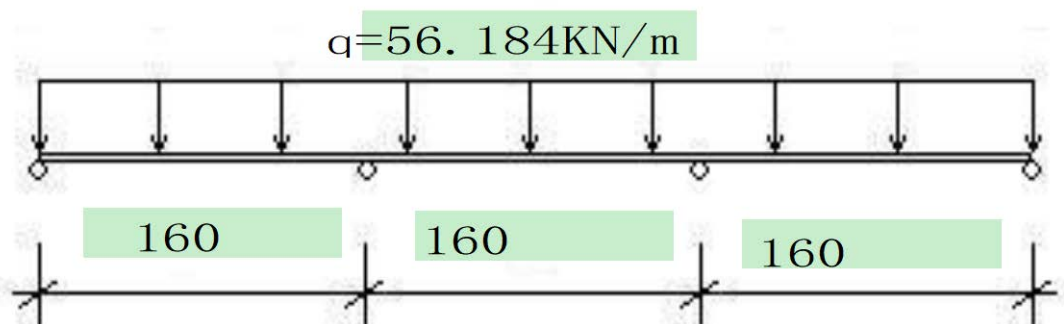
新浇筑混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k}=43.338\text{kN/m}^2$ ，倾倒砼对侧模板产生的荷载标准值 $Q_{2k}=4\text{kN/m}^2$ 。

均布线荷载设计值为：

$$q_1=0.9 \times [1.2 \times 43.338 + 1.4 \times 4] \times 1 = 51.845\text{kN/m}$$

$$q_1=0.9 \times [1.35 \times 43.338 + 1.4 \times 0.7 \times 4] \times 1 = 56.184\text{kN/m}$$

根据以上两者比较应取 $q_1=56.184\text{kN/m}$ 作为设计依据。



3、强度验算

施工荷载为均布线荷载：

$$M_1=0.1q_1l^2=0.1 \times 56.184 \times 0.16^2=0.14\text{KN} \cdot \text{m}$$

面板抗弯强度设计值 $f=12.5\text{N}/\text{mm}^2$ ；

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.14 \times 10^6}{24000} = 5.83\text{N}/\text{mm}^2 < f=12.5\text{N}/\text{mm}^2$$

面板强度满足要求！

（二）挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值，仅考虑永久荷载标准值，故其作用效应的线荷载计算如下：

$$q = 1 \times 43.338=43.338\text{KN}/\text{m}；$$

面板最大容许挠度值： $160/250=0.64\text{mm}$ ；

面板弹性模量： $E = 4500\text{N}/\text{mm}^2$ ；

$$v = \frac{0.677ql^4}{100EI} = \frac{0.677 \times 43.338 \times 160^4}{100 \times 4500 \times 144000} = 0.30\text{mm} < 0.64\text{mm}$$

满足要求！

柱侧模板次楞验算

次楞采用 $50 \times 80\text{mm}$ （宽度 \times 高度）方木，间距： 0.16m ，截面抵抗矩 W 和截面惯性矩 I 分别为：

$$\text{截面抵抗矩 } W = 50 \times 80 \times 80 / 6 = 53333\text{mm}^3；$$

$$\text{截面惯性矩 } I = 50 \times 80 \times 80 \times 80 / 12 = 213333\text{mm}^4；$$

（一）强度验算

1、次楞承受面板传递的荷载，按均布荷载作用下三跨连续梁计算，其计算跨度取柱箍间距， $L=0.4\text{m}$ 。

2、荷载计算

新浇筑混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k}=43.338\text{kN}/\text{m}^2$ ，倾倒砼对

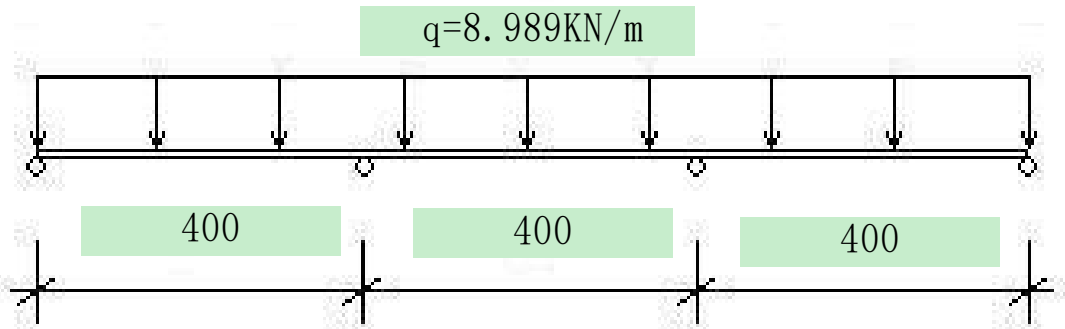
侧模板产生的荷载标准值 $Q_{2k}=4\text{kN/m}^2$ 。

均布线荷载设计值为：

$$q_1=0.9 \times [1.2 \times 43.338 + 1.4 \times 4] \times 0.16 = 8.295\text{kN/m}$$

$$q_2=0.9 \times [1.35 \times 43.338 + 1.4 \times 0.7 \times 4] \times 0.16 = 8.989\text{kN/m}$$

根据以上两者比较应取 $q=8.989\text{kN/m}$ 作为设计依据。



3、强度验算

计算最大弯矩：

$$M_{\max}=0.1q_1l^2=0.1 \times 8.989 \times 0.4^2=0.144\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{最大支座力： } 1.1q_1l=1.1 \times 8.989 \times 0.4=3.96\text{kN}$$

次楞抗弯强度设计值 $[f]=17\text{N/mm}^2$ 。

$$\Sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.144 \times 10^6}{53333} = 2.700\text{N/mm}^2 < 17\text{N/mm}^2$$

满足要求！

(二) 抗剪强度验算

$$\text{次楞最大剪力设计值 } V_1=0.6q_1l=0.6 \times 8.989 \times 0.4=2.157\text{kN}$$

木材抗剪强度设计值 $f_v=1.7\text{N/mm}^2$ ；

抗剪强度按下式计算：

$$\tau = \frac{3V}{2bh} = \frac{3 \times 2.157 \times 10^3}{2 \times 50 \times 80} = 0.809\text{N/mm}^2 < f_v=1.7\text{N/mm}^2$$

次楞抗剪强度满足要求!

(三) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值, 仅考虑永久荷载标准值, 故其作用效应的线荷载计算如下:

$$q = 43.338 \times 0.16 = 6.934 \text{ kN/m};$$

$$\text{次楞最大容许挠度值} = 400/250 = 1.6 \text{ mm};$$

$$\text{次楞弹性模量: } E = 10000 \text{ N/mm}^2;$$

$$v = \frac{0.677ql^4}{100EI} = \frac{0.677 \times 6.934 \times 400^4}{100 \times 10000 \times 2133333} = 0.056 \text{ mm} < 1.6 \text{ mm}$$

满足要求!

柱宽度 B 方向柱箍的验算

柱箍采用双钢管, 间距400mm。截面抵抗矩 $W = 8980 \text{ mm}^3$; 截面惯性矩 $I = 215600 \text{ mm}^4$; 截面积 = 848 mm^2

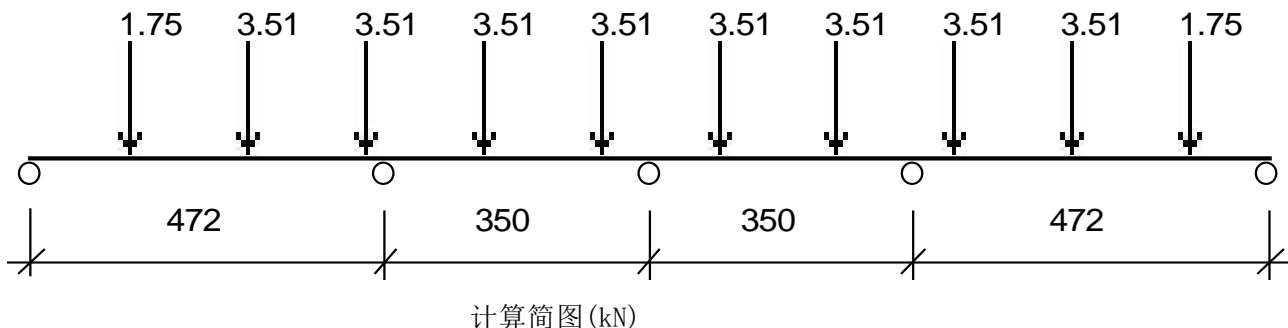
(一) 强度验算

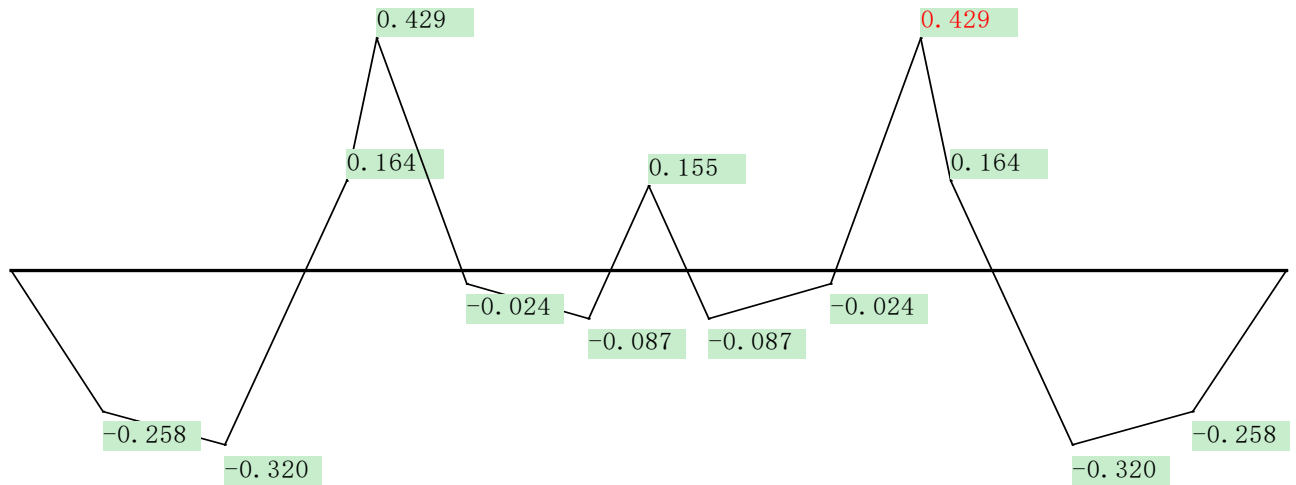
竖楞作用在柱箍上的集中荷载P计算如下:

$$P_1 = 0.9 \times [1.2 \times 43.338 + 1.4 \times 4] \times 0.156 \times 0.4 = 3.235 \text{ kN}$$

$$P_2 = 0.9 \times [1.35 \times 43.338 + 1.4 \times 0.7 \times 4] \times 0.156 \times 0.4 = 3.506 \text{ kN}$$

根据以上两者比较应取 $P = 3.506 \text{ kN}$ 作为设计依据。





弯矩图 (kN.m)

经计算，从左到右各支座力分别为：

$$N_1=2.152\text{kN}; N_2=10.519\text{kN}; N_3=6.212\text{kN}; N_4=10.519\text{kN}; N_5=2.152\text{kN}$$

；

最大弯矩 $M_{\max}=0.429\text{kN.m}$ ；

柱箍抗弯强度设计值 $[f]$ (N/mm^2) = $205\text{N}/\text{mm}^2$ ；

柱箍按弯曲受拉杆件设计，柱箍轴向拉力设计值 $N=1.936\text{kN}$ 。

$$\sigma = \frac{N}{A_n} + \frac{M_{\max}}{W} = \frac{1936}{848} + \frac{0.429 \times 10^6}{8980} = 50.056\text{N}/\text{mm}^2 < 205\text{N}/\text{mm}^2$$

满足要求！

(二) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载，仅考虑永久荷载标准值，故其作用效应下的集中荷载计算如下： $P=43.338 \times 0.156 \times 0.4=2.704\text{kN}$ 。

柱箍的最大容许挠度值： $[\omega] = 3\text{mm}$ ；

经计算最大变形 $V_{\max}=0.106\text{mm} < 3\text{mm}$

满足要求！

柱宽度 B 方向柱箍的对拉螺栓验算

对拉螺栓可承受的最大轴向拉力设计值 N_t^b ：

$$N_t^b = A_n F_t^b$$

A_n ——对拉螺栓净截面面积

F_t^b ——螺栓的抗拉强度设计值

本工程对拉螺栓采用M12，其截面面积 $A_n=76.0\text{mm}^2$ ，可承受的最大轴向拉力设计值 $N_t^b=12.92\text{kN}$ 。

对拉螺栓轴力设计值 $N=10.519\text{kN} < 12.92\text{kN}$ 。

满足要求！

柱高度 H 方向柱箍的验算

柱箍采用双钢管，间距400mm。截面抵抗矩 $W = 8980\text{mm}^3$ ；截面惯性矩 $I = 215600\text{mm}^4$ ；截面积= 848mm^2

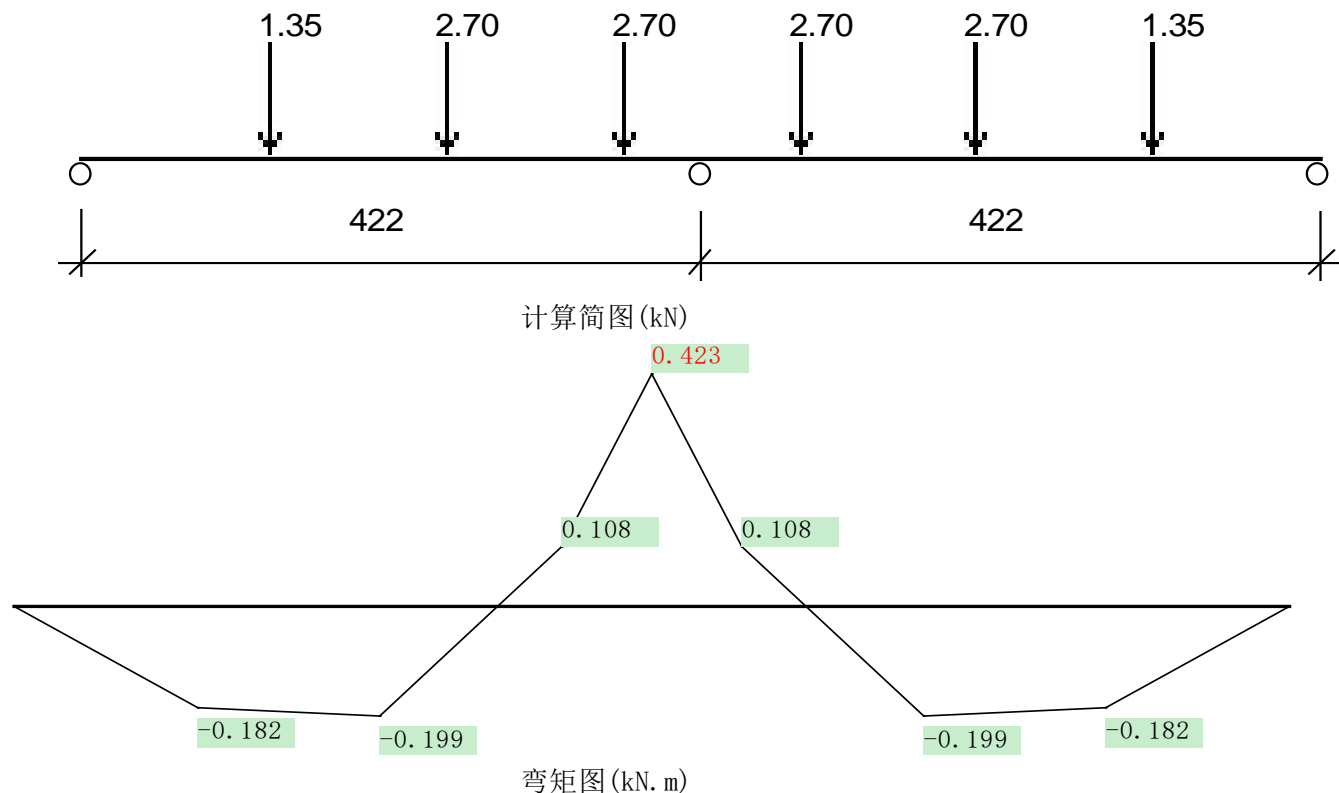
(一) 强度验算

竖楞作用在柱箍上的集中荷载P计算如下：

$$P_1=0.9 \times [1.2 \times 43.338 + 1.4 \times 4] \times 0.12 \times 0.4 = 2.489\text{kN}$$

$$P_2=0.9 \times [1.35 \times 43.338 + 1.4 \times 0.7 \times 4] \times 0.12 \times 0.4 = 2.697\text{kN}$$

根据以上两者比较应取 $P= 2.697\text{kN}$ 作为设计依据。



经计算，从左到右各支座力分别为：

$N_1=1.489\text{kN}; N_2=10.506\text{kN}; N_3=1.489\text{kN};$

最大弯矩 $M_{\max}=0.423\text{kN}\cdot\text{m};$

柱箍抗弯强度设计值 $[f] \text{ (N/mm}^2\text{)} = 205\text{N/mm}^2;$

柱箍按弯曲受拉杆件设计，柱箍轴向拉力设计值 $N=1.655\text{kN}。$

$$\sigma = \frac{N}{A_n} + \frac{M_{\max}}{W} = \frac{1655}{848} + \frac{0.423 \times 10^6}{8980} = 49.056\text{N/mm}^2 < 205\text{N/mm}^2$$

满足要求!

(二) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载，仅考虑永久荷载标准值，故其作用效应下的集中荷载计算如下： $P=43.338 \times 0.12 \times 0.4=2.08\text{kN}。$

柱箍的最大容许挠度值： $[\omega] = 784/500=1.6\text{mm};$

经计算最大变形 $V_{\max}=0.049 \text{ mm} < 1.6\text{mm}$

满足要求!

柱高度 H 方向柱箍的对拉螺栓验算

对拉螺栓可承受的最大轴向拉力设计值 $N_t^b:$

$$N_t^b = A_n F_t^b$$

A_n ——对拉螺栓净截面面积

F_t^b ——螺栓的抗拉强度设计值

本工程对拉螺栓采用M12，其截面面积 $A_n=76.0\text{mm}^2$ ，可承受的最大轴向拉力设计值 $N_t^b=12.92\text{kN}。$

对拉螺栓轴力设计值 $N=10.506\text{kN} < 12.92\text{kN}。$

满足要求!

5.2 7.97m层现浇砼平板模板系统验算

工程参数

楼板与支架参数					
砼楼板厚度	0.11m	支架高度	8.5m		
立杆纵距	1m	立杆横距	1m		
水平杆步距	1.5m	伸出长度 a	0.5m		
钢管类型	Φ 48×2.8				
面板	木胶合板 厚度：12mm				
次楞	方木 50mm×80mm，间距 0.3m				
主楞	单钢管				
荷载参数					
永久荷载	新浇砼自重	24kN/m ³	钢筋自重	1.1kN/m ³	
	面板次楞自重	0.3kN/m ²	支架自重	0.151kN/m	
可变荷载	施工人员及设备荷载	面板与次楞		主楞	立杆
		2.5kN/m ²	2.5kN	1.5kN/m ²	1kN/m ²
	振捣砼荷载	2kN/m ²			

7.97 米层梁板模板搭设立面图，见后附图五

模板面板验算

面板采用木胶合板，厚度为12mm，取主楞间距1m的面板作为计算宽度。

面板的截面抵抗矩 $W=1000 \times 12 \times 12 / 6 = 24000 \text{mm}^3$;

截面惯性矩 $I=1000 \times 12 \times 12 \times 12 / 12 = 144000 \text{mm}^4$;

(一) 强度验算

1、面板按四跨连续梁计算，其计算跨度取支承面板的次楞间距， $L=0.3\text{m}$ 。

2、荷载计算

取均布荷载或集中荷载两种作用效应考虑，计算结果取其大值。

均布线荷载设计值为：

$$q_1 = [1.2 \times (24 \times 0.11 + 1.1 \times 0.11 + 0.3) + 1.4 \times 2.5] \times 1 = 7.173 \text{KN/m}$$

$$q_1 = [1.35 \times (24 \times 0.11 + 1.1 \times 0.11 + 0.3) + 1.4 \times 0.7 \times 2.5] \times 1 = 6.582 \text{KN/m}$$

根据以上两者比较应取 $q_1 = 7.173 \text{N/m}$ 作为设计依据。

集中荷载设计值：

$$\text{模板自重线荷载设计值 } q_2 = 1.2 \times 1 \times 0.3 = 0.360 \text{ KN/m}$$

$$\text{跨中集中荷载设计值 } P = 1.4 \times 2.5 = 3.500 \text{KN}$$

3、强度验算

施工荷载为均布线荷载：

$$M_1 = 0.107 q_1 l^2 = 0.107 \times 7.173 \times 0.3^2 = 0.069 \text{KN} \cdot \text{m}$$

施工荷载为集中荷载：

$$M_2 = 0.107 q_2 l^2 + 0.161 P l = 0.107 \times 0.360 \times 0.3^2 + 0.161 \times 3.500 \times 0.3 = 0.173 \text{KN} \cdot \text{m}$$

取 $M_{\max} = 0.173 \text{KN} \cdot \text{m}$ 验算强度。

面板抗弯强度设计值 $f = 12.5 \text{N/mm}^2$;

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.173 \times 10^6}{24000} = 7.21 \text{N/mm}^2 < f = 12.5 \text{N/mm}^2$$

面板强度满足要求!

(二) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值，仅考虑永久荷载标准值，故其作用效应的线荷载计算如下：

$$q = 1 \times (24 \times 0.11 + 1.1 \times 0.11 + 0.3) = 3.061 \text{KN/m};$$

$$\text{面板最大容许挠度值: } 300/400 = 0.8 \text{mm};$$

$$\text{面板弹性模量: } E = 4500 \text{N/mm}^2;$$

$$v = \frac{0.632q l^4}{100EI} = \frac{0.632 \times 3.061 \times 300^4}{100 \times 4500 \times 144000} = 0.24 \text{mm} < 0.8 \text{mm}$$

满足要求!

次楞方木验算

次楞采用方木，宽度50mm，高度80mm，间距0.3m，截面抵抗矩W和截面惯性矩I分别为：

$$\text{截面抵抗矩 } W = 50 \times 80 \times 80 / 6 = 53333 \text{mm}^3;$$

$$\text{截面惯性矩 } I = 50 \times 80 \times 80 \times 80 / 12 = 213333 \text{mm}^4;$$

(一) 抗弯强度验算

1、次楞按三跨连续梁计算，其计算跨度取主楞排距即立杆横距， $L=1\text{m}$ 。

2、荷载计算

取均布荷载或集中荷载两种作用效应考虑，计算结果取其大值。

均布线荷载设计值为：

$$q_1 = [1.2 \times (24 \times 0.11 + 1.1 \times 0.11 + 0.3) + 1.4 \times 2.5] \times 0.3 = 2.152 \text{KN/m}$$

$$q_1 = [1.35 \times (24 \times 0.11 + 1.1 \times 0.11 + 0.3) + 1.4 \times 0.7 \times 2.5] \times 0.3 = 1.975 \text{KN/m}$$

根据以上两者比较应取 $q_1 = 2.152 \text{KN/m}$ 作为设计依据。

集中荷载设计值：

模板自重线荷载设计值 $q_2=1.2 \times 0.3 \times 0.3=0.108\text{KN/m}$

跨中集中荷载设计值 $P=1.4 \times 2.5= 3.500\text{KN}$

3、强度验算

施工荷载为均布线荷载：

$$M_1= 0.1q_1l^2=0.1 \times 2.152 \times 1^2=0.215\text{KN} \cdot \text{m}$$

施工荷载为集中荷载：

$$M_2= 0.08q_2l^2+0.213P=0.08 \times 0.108 \times 1^2+0.213 \times 3.500 \times 1=0.754\text{KN} \cdot \text{m}$$

取 $M_{\max}=0.754\text{KN} \cdot \text{m}$ 验算强度。

木材抗弯强度设计值 $f=17\text{N/mm}^2$ ；

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.754 \times 10^6}{53333} = 14.14\text{N/mm}^2 < f=17\text{N/mm}^2$$

次楞抗弯强度满足要求！

(二) 抗剪强度验算

施工荷载为均布线荷载时：

$$V_1=0.6q_1l=0.6 \times 2.152 \times 1=1.291\text{KN}$$

施工荷载为集中荷载：

$$V_2= 0.6q_2l+0.65P=0.6 \times 0.108 \times 1+0.65 \times 3.500=2.340\text{KN}$$

取 $V=2.340\text{KN}$ 验算强度。

木材顺纹抗剪强度设计值 $f_v=4.8\text{N/mm}^2$ ；

抗剪强度按下式计算：

$$\tau = \frac{3V}{2bh} = \frac{3 \times 2.340 \times 10^3}{2 \times 50 \times 80} = 0.878\text{N/mm}^2 < f_v=4.8\text{N/mm}^2$$

次楞抗剪强度满足要求!

(三) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值, 仅考虑永久荷载标准值, 故其作用效应的线荷载计算如下:

$$q = 0.3 \times (24 \times 0.11 + 1.1 \times 0.11 + 0.3) = 0.918 \text{ kN/m}$$

次楞最大容许挠度值: $1000/250=4\text{mm}$;

次楞弹性模量: $E = 10000\text{N/mm}^2$;

$$v = \frac{0.677ql^4}{100EI} = \frac{0.677 \times 0.918 \times 1000^4}{100 \times 10000 \times 2133333} = 0.29\text{mm} < 4\text{mm}$$

满足要求!

主楞验算

主楞采用: 单钢管

截面抵抗矩 $W=4.49\text{cm}^3$

截面惯性矩 $I=10.78\text{cm}^4$

(一) 强度验算

当进行主楞强度验算时, 施工人员及设备均布荷载取 1.5kN/mm^2 。

首先计算次楞作用在主楞上的集中力 P 。

作用在次楞上的均布线荷载设计值为:

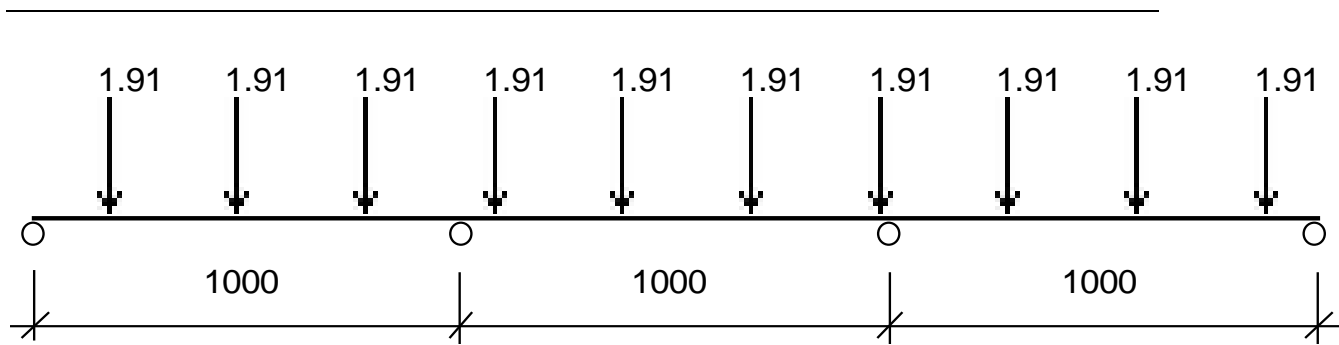
$$q_1 = [1.2 \times (24000 \times 0.11 + 1100 \times 0.11 + 300) + 1.4 \times 1500] \times 0.3 = 1732\text{N/m}$$

$$q_1 = [1.35 \times (24000 \times 0.11 + 1100 \times 0.11 + 300) + 1.4 \times 0.7 \times 1500] \times 0.3 = 1681\text{N/m}$$

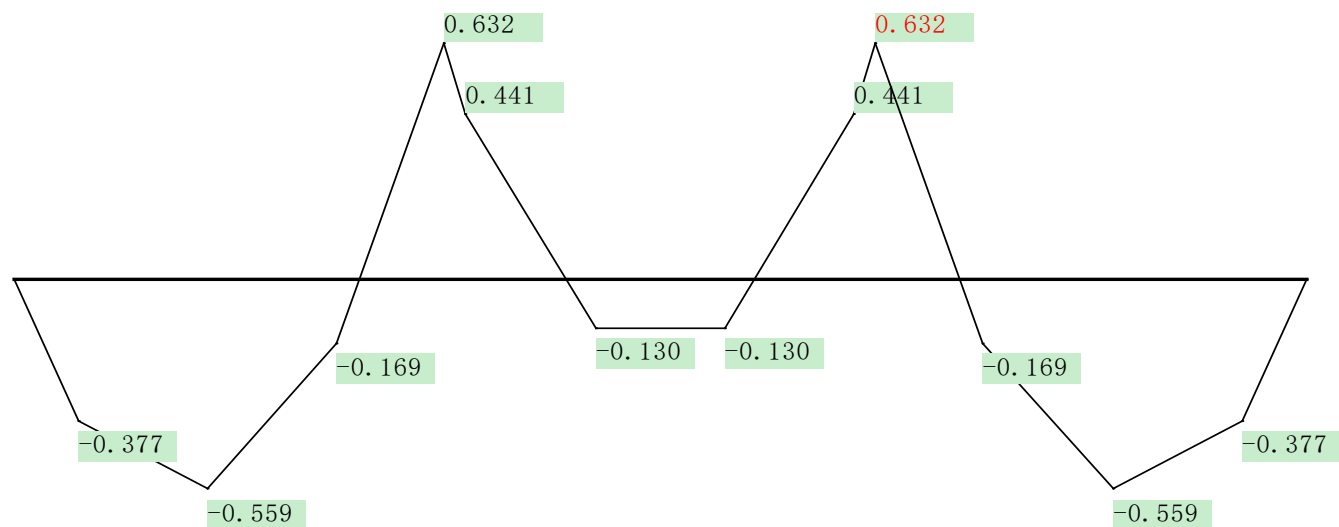
根据以上两者比较应取 $q_1 = 1732\text{N/m}$ 作为设计依据。

次楞最大支座力 $= 1.1q_1l = 1.1 \times 1732 \times 1/1000 = 1.905\text{kN}$ 。

次楞作用集中荷载 $P=1.905\text{kN}$, 进行最不利荷载布置如下图:



计算简图(kN)



弯矩图(kN.m)

最大弯矩 $M_{\max}=0.632\text{kN}\cdot\text{m}$;

主楞的抗弯强度设计值 $f=205\text{N}/\text{mm}^2$;

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.632 \times 10^6}{4.49 \times 10^3} = 140.757\text{N}/\text{mm}^2 < 205\text{N}/\text{mm}^2$$

主楞抗弯强度满足要求!

(二) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值, 仅考虑永久荷载标准值。

首先计算次楞作用在主楞上的集中荷载 P 。

作用在次楞上的均布线荷载设计值为:

$$q = 0.3 \times (24000 \times 0.11 + 1100 \times 0.11 + 300) \\ = 918\text{N}/\text{m} = 0.918\text{N}/\text{mm};$$

次楞最大支座力 $= 1.1q_1l = 1.1 \times 0.918 \times 1 = 1.010\text{kN}$ 。

以此值作为次楞作用在主楞上的集中荷载 P , 经计算, 主梁最大变

形值 $V=1.077\text{mm}$ 。

主梁的最大容许挠度值： $1000/150=6.7\text{mm}$ ，

最大变形 $V_{\max}=1.077\text{mm} < 6.7\text{mm}$

满足要求！

扣件抗滑移验算

水平杆传给立杆荷载设计值 $R=7.014\text{KN}$ ，由于采用顶托，不需要进行扣件抗滑移的计算。

立杆稳定性验算

(一) 风荷载计算

因在室外露天支模，故需要考虑风荷载。基本风压按北京10年一遇风压值采用， $\omega_0=0.3\text{kN/m}^2$ 。

模板支架计算高度 $H=8.5\text{m}$ ，按地面粗糙度C类 有密集建筑群的城市市区。风压高度变化系数 $\mu_z=0.74$ 。

计算风荷载体形系数 μ_s

将模板支架视为桁架，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》表7.3.1第32项和36项的规定计算。模板支架的挡风系数 $\varphi=1.2 \times A_n / (l_a \times h)=1.2 \times 0.143 / (1 \times 1.5)=0.114$

式中 $A_n=(l_a+h+0.325l_a h) d=0.143\text{m}^2$

A_n -----一步一跨内钢管的总挡风面积。

l_a -----立杆间距，1m

h -----步距，1.5m

d -----钢管外径，0.048m

系数1.2-----节点面积增大系数。

系数0.325-----模板支架立面每平米内剪刀撑的平均长度。

单排架无遮拦体形系数： $\mu_{st}=1.2\phi=1.2\times 0.114=0.14$

无遮拦多排模板支撑架的体形系数：

$$\mu_s=\mu_{st}\frac{1-\eta^n}{1-\eta}=\frac{0.14(1-0.95^2)}{1-0.95}=0.27$$

η ----风荷载地形地貌修正系数。

n ----支撑架相连立杆排数。

风荷载标准值 $\omega_k=\mu_z\mu_s\omega_0=0.74\times 0.27\times 0.3=0.060\text{kN/m}^2$

风荷载产生的弯矩标准值：

$$M_w=\frac{0.9^2\times 1.4\omega_k l_a h^2}{10}=\frac{0.9^2\times 1.4\times 0.060\times 1\times 1.5^2}{10}=0.015\text{kN}\cdot\text{m}$$

(二) 轴向力计算

按下列各式计算取最大值：

$$N=I_0\times [1.2(N_{c1}H_0+\sum_{i=1}^n N_{c1i})+1.4N_{q1}]$$

$$1.2\times [0.151\times 8.5+(24\times 0.11+1.1\times 0.11+0.3)\times 1\times 1]+1.4\times 1\times 1\times 1=6.613\text{kN};$$

$$N=I_0\times \{1.2\times [N_{c1}H_0+\sum_{i=1}^n N_{c1i}]+0.9\times 1.4\times (N_{q1}+\frac{M_w}{l_b})\}$$

$$1.2\times [0.151\times 8.5+(24\times 0.11+1.1\times 0.11+0.3)\times 1\times 1]+0.9\times 1.4\times (1\times 1\times 1+0.015/1)=6.492\text{kN};$$

$$N=I_0\times \{1.35\times [N_{c1}H_0+\sum_{i=1}^n N_{c1i}]+1.4\times (0.7\times N_{q1}+0.6\times \frac{M_w}{l_b})\}$$

$$1.35\times [0.151\times 8.5+(24\times 0.11+1.1\times 0.11+0.3)\times 1\times 1]+1.4\times (0.7\times 1\times 1\times 1+0.6\times 0.015/1)=6.858\text{kN};$$

立杆轴向力取上述较大值， $N=6.858\text{kN}$ 。

(三) 立杆稳定性验算

立杆的稳定性计算公式：

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

N ---- 轴心压力设计值(kN) : N=6.858kN;

ϕ ---- 轴心受压稳定系数,由长细比 $\lambda=L_0/i$ 查表得到;

L_0 --- 立杆计算长度 (m) , $L_0=k_1k_2(h+2a)$, h:顶步步距, 取1.5m;a:模板支架立杆伸出顶层水平杆中心线至模板支撑点的长度, 取0.5m; k_1k_2 为计算长度附加系数,按下表取用, $k_1=1.167$, $k_2=1.016$, $L_0=2.96m$ 。

模板支架计算长度附加系数K1

步距h(m)	$h \leq 0.9$	$0.9 < h \leq 1.2$	$1.2 < h \leq 1.5$	$1.5 < h \leq 2.1$
K1	1.243	1.185	1.167	1.163

模板支架计算长度附加系数K2

H(m)	4	6	8	10	12	14	16	18	20	25	30	35	40
$h+2a$ 或 u_1h (m)													
1.35	1.0	1.014	1.026	1.039	1.042	1.054	1.061	1.081	1.092	1.113	1.137	1.155	1.173
1.44	1.0	1.012	1.022	1.031	1.039	1.047	1.056	1.064	1.072	1.092	1.111	1.129	1.149
1.53	1.0	1.007	1.015	1.024	1.031	1.039	1.047	1.055	1.062	1.079	1.097	1.114	1.132
1.62	1.0	1.007	1.014	1.021	1.029	1.036	1.043	1.051	1.056	1.074	1.090	1.106	1.123
1.80	1.0	1.007	1.014	1.020	1.026	1.033	1.040	1.046	1.052	1.067	1.081	1.096	1.111
1.92	1.0	1.007	1.012	1.018	1.024	1.030	1.035	1.042	1.048	1.062	1.076	1.090	1.104
2.04	1.0	1.007	1.012	1.018	1.022	1.029	1.035	1.039	1.044	1.060	1.073	1.087	1.101
2.25	1.0	1.007	1.010	1.016	1.020	1.027	1.032	1.037	1.042	1.057	1.070	1.081	1.094
2.70	1.0	1.007	1.010	1.016	1.020	1.027	1.032	1.037	1.042	1.053	1.066	1.078	1.091

i ---- 立杆的截面回转半径(cm) , $i=1.6cm$;

A ---- 立杆截面面积(cm^2), $A=3.98cm^2$;

M_w ---- 风荷载产生的弯矩标准值;

W ---- 立杆截面抵抗矩(cm^3): $W=4.25cm^3$;

f ---- 钢材抗压强度设计值 N/mm^2 , $f=205N/mm^2$;

立杆长细比计算:

$$\lambda = L_0/i = 296/1.6 = 185$$

按照长细比查表得到轴心受压立杆的稳定系数 $\phi = 0.209$;

$$\frac{N}{\phi A} + \frac{M_w}{W} = \frac{6.858 \times 10^3}{0.209 \times 3.98 \times 10^2} + \frac{0.015 \times 10^6}{4.25 \times 10^3} = 82.446 + 3.529 = 85.975 \text{N/mm}^2$$

$$\langle f = 205 \text{N/mm}^2$$

立杆稳定性满足要求!

立杆底地基承载力验算

1、上部立杆传至垫木顶面的轴向力设计值 $N = 6.858 \text{kN}$

2、垫木底面面积 A

垫木作用长度 1m , 垫木宽度 0.3m , 垫木面积 $A = 1 \times 0.3 = 0.3 \text{m}^2$

3、地基土为素填土, 其承载力设计值 $f_{ak} = 100 \text{kN/m}^2$

立杆垫木地基土承载力折减系数 $m_f = 0.4$

4、验算地基承载力

立杆底垫木的底面平均压力

$$P = \frac{N}{A} = \frac{6.858}{0.3} = 22.86 \text{kN/m}^2 < m_f f_{ak} = 100 \times 0.4 = 40 \text{kN/m}^2$$

满足要求!。

5.3 7.97m 层框架梁模板系统验算

(一) 300X800mm 梁工程参数

梁与支架参数			
梁截面宽度	0.3m	梁截面高度	0.8m
支架高度	8.5m	楼板厚度	0.11m

立杆梁跨度方向间距 l_a	1m	钢管类型	$\phi 48 \times 2.8\text{m}$	
梁两侧与梁底立杆	梁两侧立杆间距 1m, 梁下增加 1 根立杆			
水平杆最大步距	1.5m	立杆伸出水平杆长度 a	0.5m	
面板	12mm 厚木胶合板			
梁底面板下次楞	50×80mm 方木, 5 根			
梁侧次楞	50×80mm 方木, 间距 200mm			
梁侧主楞	双钢管, 间距 500mm			
穿梁螺栓	穿梁螺栓直径 12mm, 间距: 500mm×400mm			
荷载参数				
永久荷载	新浇砼自重	24kN/m ³	钢筋自重	1.5kN/m ³
	面板次楞自重	0.3kN/m ²	支架自重	0.151kN/m
可变荷载	施工人员及设备荷载	1kN/m ²	倾倒砼荷载	4kN/m ²
	振捣砼对梁底模板荷载	2kN/m ²	振捣砼对梁侧模板荷载	4kN/m ²

300X800mm 梁模板搭设立面图, 见后附图六

新浇砼对模板侧压力标准值计算

新浇筑的混凝土作用于模板的侧压力标准值, 依据建筑施工模板安全技术规范, 按下列公式计算, 取其中的较小值:

$$F = 0.22\gamma_c t_0 \beta_1 \beta_2 \sqrt{V} = 0.22 \times 24 \times 5.7 \times 1.2 \times 1.2 \times 1.22 = 52.873 \text{ kN/m}^2$$

$$F = \gamma_c H = 24 \times 0.8 = 19.200 \text{ kN/m}^2$$

其中 γ_c -- 混凝土的重力密度，取 24kN/m^3 ；

t_0 -- 新浇混凝土的初凝时间，按 $200/(T+15)$ 计算，取初凝时间为5.7小时。T：混凝土的入模温度，经现场测试，为 20°C ；

V -- 混凝土的浇筑速度，取 1.5m/h ；

H -- 混凝土侧压力计算位置处至新浇混凝土顶面总高度，取 0.8m ；

β_1 -- 外加剂影响修正系数，取 1.2 ；

β_2 -- 混凝土坍落度影响修正系数，取 1.2 。

根据以上两个公式计算，新浇筑混凝土对模板的侧压力标准值取较小值 19.200kN/m^2 。

梁侧模板面板验算

面板采用木胶合板，厚度为 12mm ，验算跨中最不利抗弯强度和挠度。计算宽度取 1000mm 。

$$\text{面板的截面抵抗矩 } W = 1000 \times 12 \times 12 / 6 = 24000 \text{ mm}^3;$$

$$\text{截面惯性矩 } I = 1000 \times 12 \times 12 \times 12 / 12 = 144000 \text{ mm}^4;$$

(一) 强度验算

1、面板按三跨连续板计算，其计算跨度取支承面板的次楞间距， $L=0.20\text{m}$ 。

2、荷载计算

新浇筑混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k}=19.200\text{kN/m}^2$ ，振捣砼对侧模板产生的荷载标准值 $Q_{2k}=4\text{kN/m}^2$ 。

均布线荷载设计值为：

$$q_1 = 0.9 \times [1.2 \times 19.200 + 1.4 \times 4] \times 1 = 25.776 \text{ kN/m}$$

$$q_1 = 0.9 \times [1.35 \times 19.200 + 1.4 \times 0.7 \times 4] \times 1 = 26.856 \text{ kN/m}$$

根据以上两者比较应取 $q_1 = 26.856\text{kN/m}$ 作为设计依据。

3、强度验算

施工荷载为均布线荷载：

$$M_1 = 0.1q_1l^2 = 0.1 \times 26.856 \times 0.20^2 = 0.11 \text{KN} \cdot \text{m}$$

面板抗弯强度设计值 $f = 12.5 \text{N/mm}^2$ ；

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.11 \times 10^6}{24000} = 4.58 \text{N/mm}^2 < f = 12.5 \text{N/mm}^2$$

面板强度满足要求！

(二) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值，仅考虑永久荷载标准值，故其作用效应的线荷载计算如下：

$$q = 1 \times 19.200 = 19.2 \text{KN/m}；$$

面板最大容许挠度值： $200/400 = 0.5 \text{mm}$ ；

面板弹性模量： $E = 4500 \text{N/mm}^2$ ；

$$v = \frac{0.677ql^4}{100EI} = \frac{0.677 \times 19.200 \times 200^4}{100 \times 4500 \times 144000} = 0.32 \text{mm} < 0.5 \text{mm}$$

满足要求！

梁侧模板次楞验算

次楞采用 $50 \times 80 \text{mm}$ (宽度 \times 高度) 方木，间距： 0.2m ，截面抵抗矩 W 和截面惯性矩 I 分别为：

$$\text{截面抵抗矩 } W = 50 \times 80 \times 80 / 6 = 53333 \text{mm}^3；$$

$$\text{截面惯性矩 } I = 50 \times 80 \times 80 \times 80 / 12 = 213333 \text{mm}^4；$$

(一) 强度验算

1、次楞承受面板传递的荷载，按均布荷载作用下三跨连续梁计算，其计算跨度取主楞间距， $L = 0.5 \text{m}$ 。

2、荷载计算

新浇筑混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k} = 19.200 \text{kN/m}^2$ ，振捣砼对

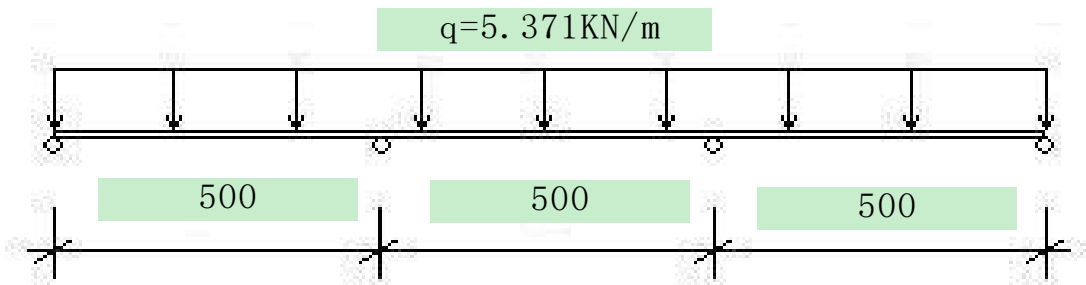
侧模板产生的荷载标准值 $Q_{2k}=4\text{kN/m}^2$ 。

均布线荷载设计值为：

$$q_1=0.9 \times [1.2 \times 19.200 + 1.4 \times 4] \times 0.2 = 5.155\text{kN/m}$$

$$q_2=0.9 \times [1.35 \times 19.200 + 1.4 \times 0.7 \times 4] \times 0.2 = 5.371\text{kN/m}$$

根据以上两者比较应取 $q=5.371\text{kN/m}$ 作为设计依据。



3、强度验算

计算最大弯矩：

$$M_{\max}=0.1q_1l^2=0.1 \times 5.371 \times 0.5^2=0.134\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{最大支座力： } 1.1q_1l=1.1 \times 5.371 \times 0.5=2.95\text{kN}$$

次楞抗弯强度设计值 $[f]=17\text{N/mm}^2$ 。

$$\Sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.134 \times 10^6}{53333} = 2.513\text{N/mm}^2 < 17\text{N/mm}^2$$

满足要求！

(二) 抗剪强度验算

$$\text{次楞最大剪力设计值 } V_1=0.6q_1l=0.6 \times 5.371 \times 0.5=1.611\text{kN}$$

木材抗剪强度设计值 $f_v=4.8\text{N/mm}^2$ ；

抗剪强度按下式计算：

$$\tau = \frac{3V}{2bh} = \frac{3 \times 1.611 \times 10^3}{2 \times 50 \times 80} = 0.604\text{N/mm}^2 < f_v=4.8\text{N/mm}^2$$

次楞抗剪强度满足要求！

(三) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值，仅考虑永久荷载标准值，故其作用效应的线荷载计算如下：

$$q = 19.200 \times 0.2 = 3.84 \text{ kN/m};$$

$$\text{次楞最大容许挠度值} = 500/250 = 2 \text{ mm};$$

$$\text{次楞弹性模量: } E = 10000 \text{ N/mm}^2;$$

$$v = \frac{0.677ql^4}{100EI} = \frac{0.677 \times 3.84 \times 500^4}{100 \times 10000 \times 2133333} = 0.076 \text{ mm} < 2 \text{ mm}$$

满足要求！

梁侧模板主楞验算

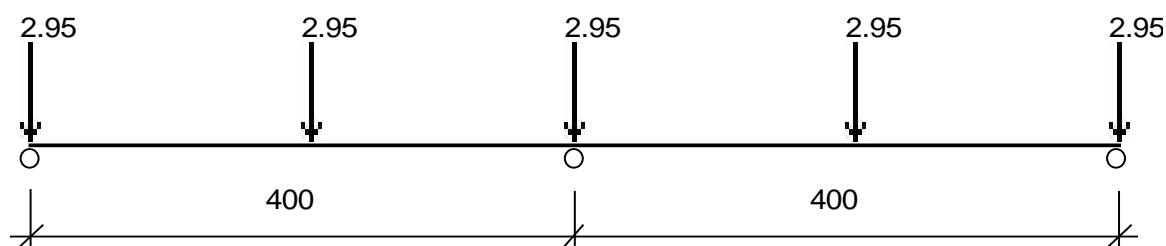
主楞采用双钢管，间距：0.5m，截面抵抗矩W和截面惯性矩I分别为：

$$\text{截面抵抗矩 } W = 8980 \text{ mm}^3;$$

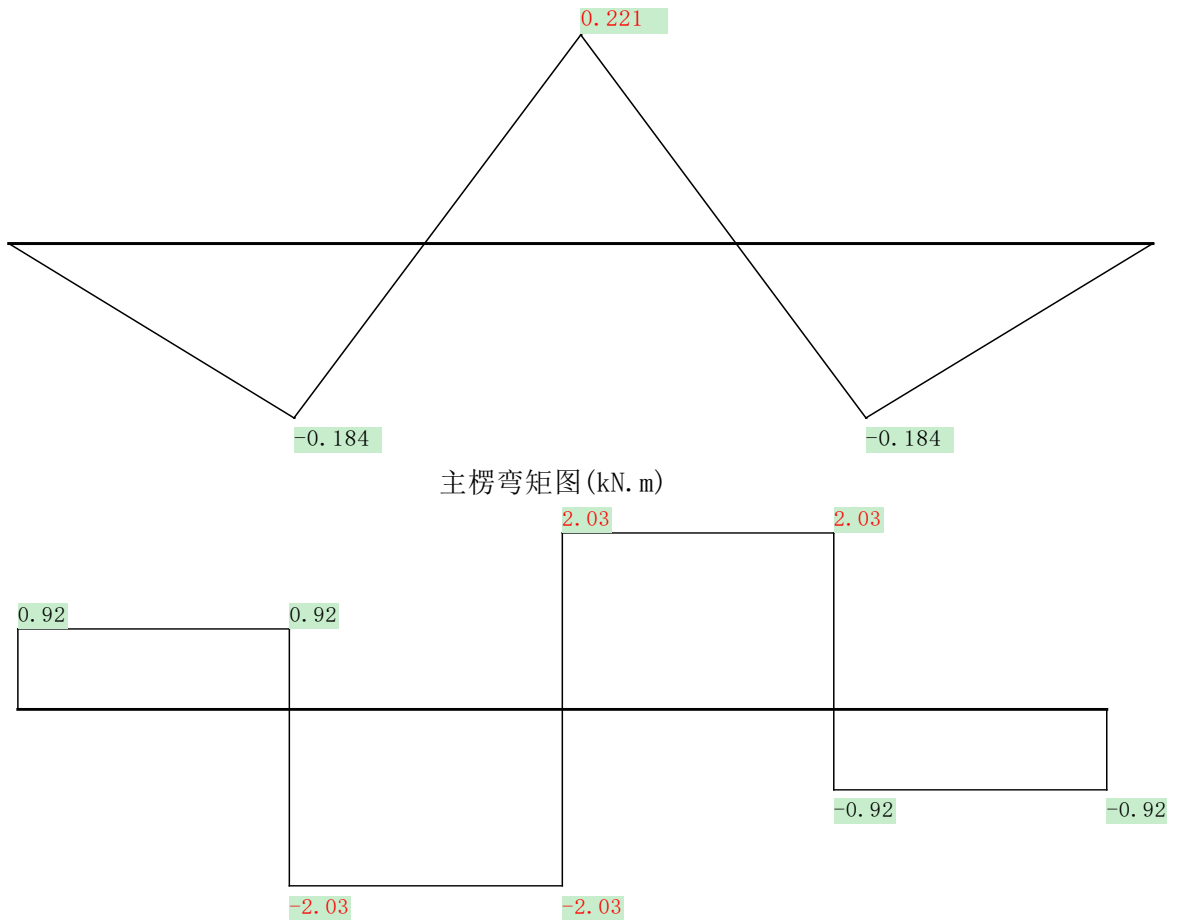
$$\text{截面惯性矩 } I = 215600 \text{ mm}^4;$$

(一) 强度验算

1、主楞承受次楞传递的集中荷载 $P=2.95 \text{ kN}$ ，按集中荷载作用下二跨连续梁计算，其计算跨度取穿梁螺栓间距， $L=0.4 \text{ m}$ 。



主楞计算简图 (kN)



2、强度验算

最大弯矩 $M_{\max} = 0.221 \text{ kN} \cdot \text{m}$

主楞抗弯强度设计值 $[f] = 205 \text{ N/mm}^2$ 。

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.221 \times 10^6}{8980} = 24.610 \text{ N/mm}^2 < 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

(二) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值，仅考虑永久荷载标准值，其作用效应下次楞传递的集中荷载 $P = 2.112 \text{ kN}$ ，主楞弹性模量： $E = 206000 \text{ N/mm}^2$ 。

主楞最大容许挠度值： $400/150 = 2.7 \text{ mm}$ ；

经计算主楞最大挠度 $V_{\max} = 0.028 \text{ mm} < 2.7 \text{ mm}$ 。

满足要求!

对拉螺栓验算

对拉螺栓轴力设计值：

$$N=abF_s$$

a——对拉螺栓横向间距； b——对拉螺栓竖向间距；

F_s ——新浇混凝土作用于模板上的侧压力、振捣混凝土对垂直模板产生的水平荷载或倾倒混凝土时作用于模板上的侧压力设计值：

$$F_s=0.95(r_G G_{4k}+r_Q Q_{2k})=0.95\times(1.2\times 19.200+1.4\times 4)=27.21\text{kN}。$$

$$N=0.50\times 0.40\times 27.21=5.44\text{kN}。$$

对拉螺栓可承受的最大轴向拉力设计值 N_t^b ：

$$N_t^b=A_n F_t^b$$

A_n ——对拉螺栓净截面面积

F_t^b ——螺栓的抗拉强度设计值

本工程对拉螺栓采用M12，其截面面积 $A_n=76.0\text{mm}^2$ ，可承受的最大轴向拉力设计值 $N_t^b=12.92\text{kN} > N=5.44\text{kN}$ 。

满足要求！

梁底模板面板验算

面板采用木胶合板，厚度为12mm。取梁底横向水平杆间距1m作为计算单元。

$$\text{面板的截面抵抗矩 } W=100\times 1.2\times 1.2/6=24\text{cm}^3；$$

$$\text{截面惯性矩 } I=100\times 1.2\times 1.2\times 1.2/12=14.4\text{cm}^4；$$

(一) 强度验算

1、梁底次楞为5根，面板按四跨连续板计算，其计算跨度取梁底次楞间距， $L=0.075\text{m}$ 。

2、荷载计算

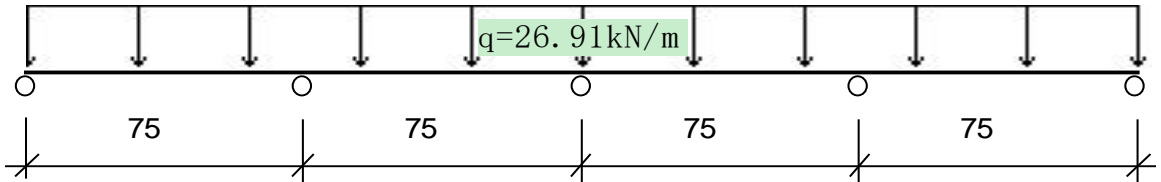
作用于梁底模板的均布线荷载设计值为：

$$q_1=0.9\times [1.2\times (24\times 0.8+1.5\times 0.8+0.3)+1.4\times 2]\times$$

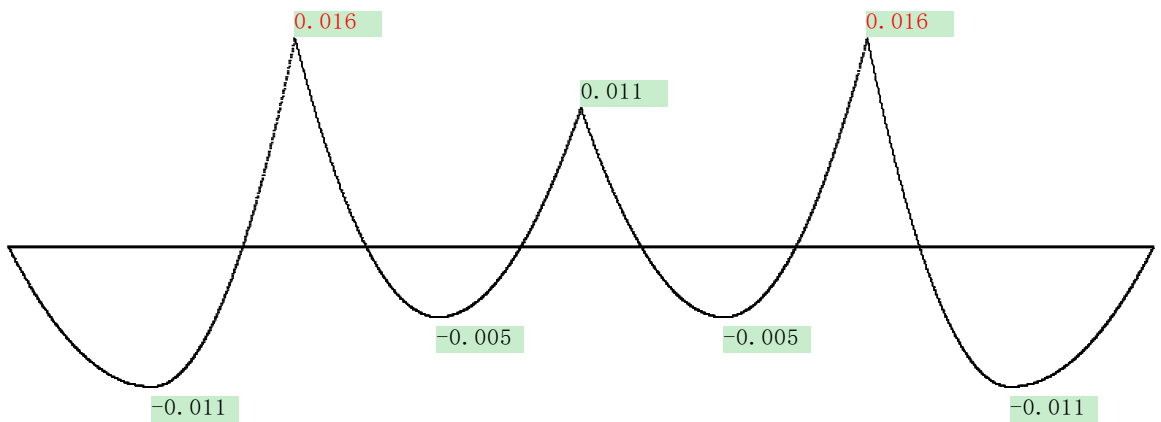
$$l=24.88\text{kN/m}$$

$$q_1=0.9 \times [1.35 \times (24 \times 0.8+1.5 \times 0.8+0.3)+1.4 \times 0.7 \times 2] \times 1=26.91\text{kN/m}$$

根据以上两者比较应取 $q_1=26.91\text{kN/m}$ 作为设计依据。



计算简图 (kN)



弯矩图 (kN.m)

经过计算得到从左到右各支座力分别为:

$$N_1=0.793\text{kN}; N_2=2.307\text{kN}; N_3=1.874\text{kN}; N_4=2.307\text{kN}; N_5=0.793\text{kN};$$

$$\text{最大弯矩 } M_{\max} = 0.016\text{kN.m}$$

$$\text{梁底模板抗弯强度设计值 } [f] \text{ (N/mm}^2\text{)} = 12.5 \text{ N/mm}^2;$$

梁底模板的弯曲应力按下式计算:

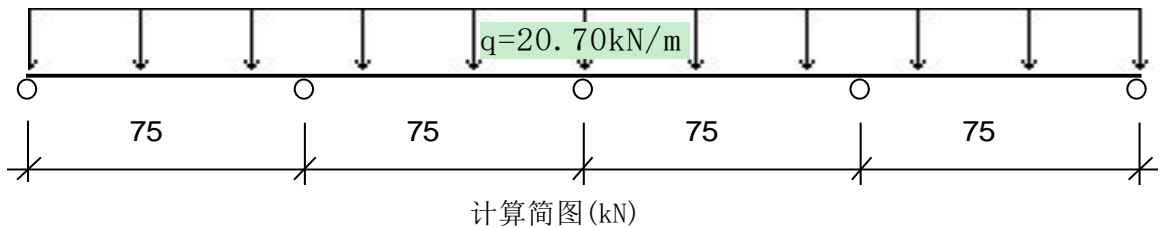
$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.016 \times 10^6}{24 \times 10^3} = 0.667\text{N/mm}^2 < 12.5\text{N/mm}^2$$

满足要求!

(二) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值, 仅考虑永久荷载标准值, 故其作用效应的线荷载计算如下:

$$q = 1 \times (24 \times 0.8+1.5 \times 0.8+0.3) = 20.70\text{kN/m};$$



面板弹性模量: $E = 4500\text{N/mm}^2$;

经计算, 最大变形 $V_{\max} = 0.006\text{mm}$

梁底模板的最大容许挠度值: $75/400 = 0.2 \text{ mm}$;

最大变形 $V_{\max} = 0.006\text{mm} < 0.2\text{mm}$

满足要求!

梁底模板次楞验算

本工程梁底模板次楞采用方木, 宽度50mm, 高度80mm。

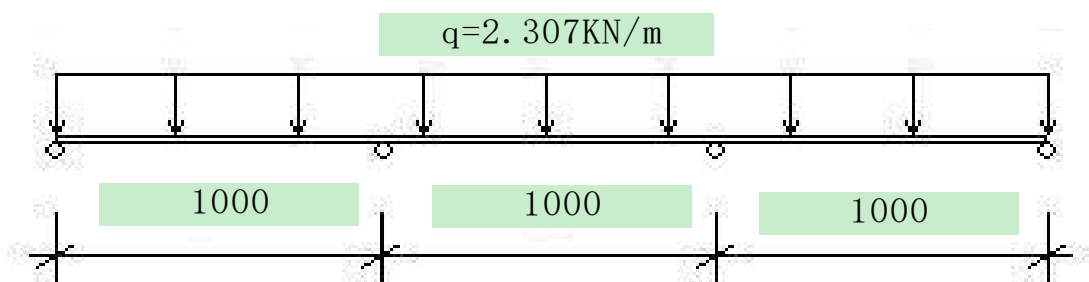
次楞的截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为:

$$W = 5 \times 8 \times 8 / 6 = 53.333\text{cm}^3;$$

$$I = 5 \times 8 \times 8 \times 8 / 12 = 213.333\text{cm}^4;$$

(一) 强度验算

最大弯矩考虑为永久荷载与可变荷载的计算值最不利分配的弯矩和, 取受力最大的次楞, 按照三跨连续梁进行计算, 其计算跨度取次楞下横向水平杆的间距, $L=1\text{m}$ 。



次楞计算简图

荷载设计值 $q = 2.307/1 = 2.307\text{kN/m}$;

最大弯距 $M_{\max} = 0.1qL^2 = 0.1 \times 2.307 \times 1^2 = 0.231 \text{ kN.m}$;

次楞抗弯强度设计值 $[f]=17\text{N}/\text{mm}^2$;

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.231 \times 10^6}{53.333 \times 10^3} = 4.331\text{N}/\text{mm}^2 < 17\text{N}/\text{mm}^2$$

次楞抗弯强度满足要求!

(二) 抗剪强度验算

$$V=0.6q_1l=0.6 \times 2.307 \times 1=1.384\text{KN}$$

木材抗剪强度设计值 $f_v=4.8\text{N}/\text{mm}^2$;

抗剪强度按下式计算:

$$\tau = \frac{3V}{2bh} = \frac{3 \times 1.384 \times 10^3}{2 \times 50 \times 80} = 0.52\text{N}/\text{mm}^2 < f_v=4.8\text{N}/\text{mm}^2$$

次楞抗剪强度满足要求!

(三) 挠度验算

次楞最大容许挠度值: $1/250 = 1000/250 = 4 \text{ mm}$;

验算挠度时不考虑可变荷载值, 只考虑永久荷载标准值:

$$q = 1.774/1 = 1.774\text{N}/\text{mm};$$

次楞弹性模量: $E = 10000\text{N}/\text{mm}^2$;

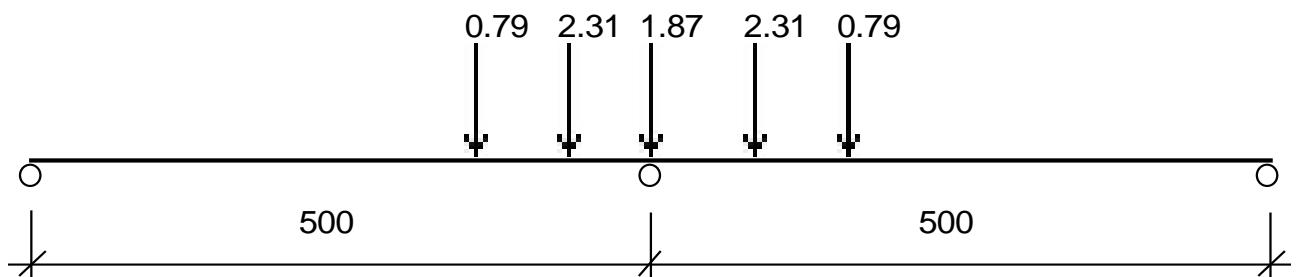
$$v = \frac{0.677q_1^4}{100EI} = \frac{0.677 \times 1.774 \times 1000^4}{100 \times 10000 \times 213.333 \times 10^4} = 0.563\text{mm} < 4\text{mm}$$

次楞挠度满足要求!

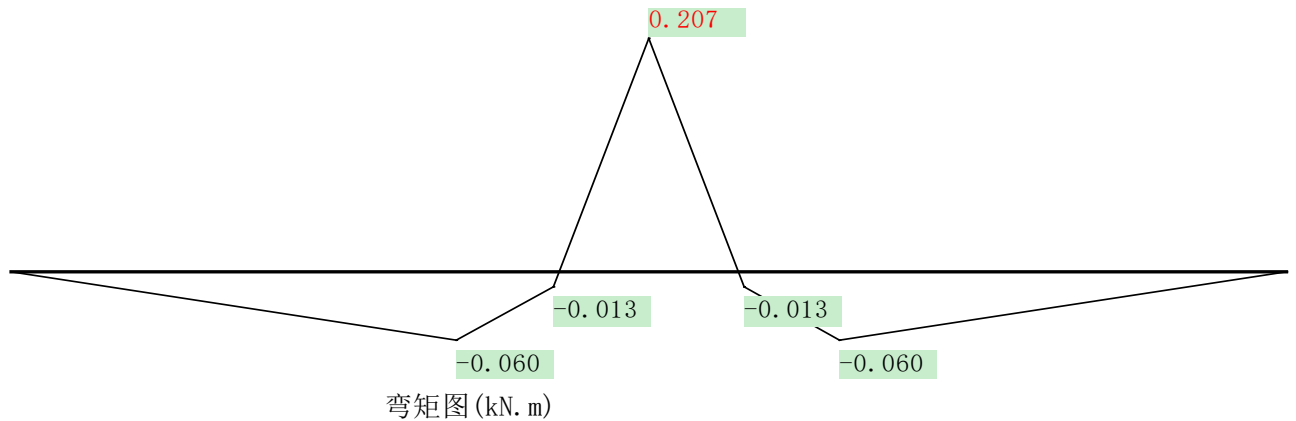
梁底横向水平杆验算

横向水平杆按照集中荷载作用下的连续梁计算。

集中荷载 P 取梁底面板下次楞传递力。



计算简图 (kN)



经计算，从左到右各支座力分别为：

$$N_1=0.170\text{kN}; N_2=7.732\text{kN}; N_3=0.170\text{kN};$$

最大弯矩 $M_{\max}=0.207\text{kN}\cdot\text{m}$;

最大变形 $V_{\max}=0.053\text{mm}$ 。

(一) 强度验算

支撑钢管的抗弯强度设计值 $[f]$ (N/mm^2) = $205\text{N}/\text{mm}^2$;

支撑钢管的弯曲应力按下式计算：

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.207 \times 10^6}{4.25 \times 10^3} = 48.706\text{N}/\text{mm}^2 < 205\text{N}/\text{mm}^2$$

满足要求！

(二) 挠度验算

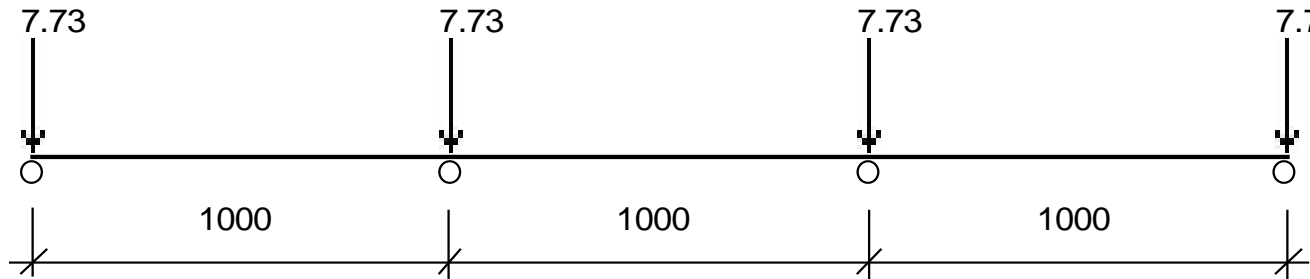
支撑钢管的最大容许挠度值： $1/150 = 500/150 = 3.3\text{mm}$ 或 10mm ；

最大变形 $V_{\max} = 0.053\text{mm} < 3.3\text{mm}$

满足要求！

梁底纵向水平杆验算

横向钢管作用在纵向钢管的集中荷载 $P=7.732\text{kN}$ 。



计算简图(kN)

纵向水平杆只起构造作用，不需要计算。

扣件抗滑移验算

扣件连接方式采用双扣件，扣件抗滑承载力设计值： $R_c=12\text{kN}$ ；水平杆通过扣件传给立杆的最大荷载设计值： $R=8.316\text{kN}$ ；

$R < R_c$ ，扣件抗滑承载力满足要求！

立杆稳定性验算

(一) 风荷载计算

因在室外露天支模，故需要考虑风荷载。基本风压按德州10年一遇风压值采用， $\omega_0=0.3\text{kN/m}^2$ 。

模板支架计算高度 $H=8.5\text{m}$ ，按地面粗糙度C类 有密集建筑群的城市市区。风压高度变化系数 $\mu_z=0.84$ 。

计算风荷载体形系数：

将模板支架视为桁架，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》表7.3.1第32项和36项的规定计算。模板支架的挡风系数 $\varphi=1.2 \times A_n / (l_a \times h)=1.2 \times 0.143 / (1 \times 1.5)=0.114$

式中 $A_n = (l_a+h+0.325l_a h) d=0.143\text{m}^2$

A_n -----一步一跨内钢管的总挡风面积。

l_a -----立杆间距，1m

h -----步距，1.5m

d -----钢管外径，0.048m

系数1.2-----节点面积增大系数。

系数0.325-----模板支架立面每平米内剪刀撑的平均长度。

单排架无遮拦体形系数： $\mu_{st}=1.2\phi=1.2\times 0.114=0.14$

无遮拦多排模板支撑架的体形系数：

$$\mu_s=\mu_{st}\frac{1-\eta^n}{1-\eta}=0.14\frac{1-0.95^{10}}{1-0.95}=1.12$$

η -----风荷载地形地貌修正系数。

n -----支撑架相连立杆排数。

风荷载标准值 $\omega_k=\mu_z\mu_s\omega_0=0.84\times 1.12\times 0.3=0.282\text{kN/m}^2$

风荷载产生的弯矩标准值：

$$M_w=\frac{0.9^2\times 1.4\omega_k l_a h^2}{10}=\frac{0.9^2\times 1.4\times 0.282\times 1\times 1.5^2}{10}=0.072\text{kN}\cdot\text{m}$$

(二) 立杆轴心压力设计值 N 计算

上部梁传递的最大荷载设计值：7.732kN；

立杆承受支架自重： $1.2\times 8.5\times 0.151=1.540\text{kN}$

立杆轴心压力设计值N： $7.732+1.540=9.272\text{kN}$ ；

(三) 立杆稳定性计算

立杆的稳定性计算公式：

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

N ----- 轴心压力设计值(kN)：N=9.272kN；

ϕ ----- 轴心受压稳定系数,由长细比 $\lambda=L_0/i$ 查表得到；

L_0 --- 立杆计算长度 (m)， $L_0=k_1k_2(h+2a)$ ，h:顶步步距，取1.5m；a:模板支架立杆伸出顶层水平杆中心线至模板支撑点的长度，取0.5m； k_1k_2 为计算长度附加系数，按下表取用， $k_1=1.167$ ，

$k_2=1.016$, $L_0=2.96\text{m}$ 。

模板支架计算长度附加系数K1

步距h(m)	$h \leq 0.9$	$0.9 < h \leq 1.2$	$1.2 < h \leq 1.5$	$1.5 < h \leq 2.1$
K1	1.243	1.185	1.167	1.163

模板支架计算长度附加系数K2

H(m)	4	6	8	10	12	14	16	18	20	25	30	35	40	
$h+2a$ 或 $u+h$ (m)	1.35	1.0	1.014	1.026	1.039	1.042	1.054	1.061	1.081	1.092	1.113	1.137	1.155	1.173
	1.44	1.0	1.012	1.022	1.031	1.039	1.047	1.056	1.064	1.072	1.092	1.111	1.129	1.149
	1.53	1.0	1.007	1.015	1.024	1.031	1.039	1.047	1.055	1.062	1.079	1.097	1.114	1.132
	1.62	1.0	1.007	1.014	1.021	1.029	1.036	1.043	1.051	1.056	1.074	1.090	1.106	1.123
	1.80	1.0	1.007	1.014	1.020	1.026	1.033	1.040	1.046	1.052	1.067	1.081	1.096	1.111
	1.92	1.0	1.007	1.012	1.018	1.024	1.030	1.035	1.042	1.048	1.062	1.076	1.090	1.104
	2.04	1.0	1.007	1.012	1.018	1.022	1.029	1.035	1.039	1.044	1.060	1.073	1.087	1.101
	2.25	1.0	1.007	1.010	1.016	1.020	1.027	1.032	1.037	1.042	1.057	1.070	1.081	1.094
	2.70	1.0	1.007	1.010	1.016	1.020	1.027	1.032	1.037	1.042	1.053	1.066	1.078	1.091

i ---- 立杆的截面回转半径(cm) , $i=1.6\text{cm}$;

A ---- 立杆截面面积(cm^2), $A=3.98\text{cm}^2$;

M_w ---- 风荷载产生的弯矩标准值;

W ---- 立杆截面抵抗矩(cm^3): $W=4.25\text{cm}^3$;

f ---- 钢材抗压强度设计值 N/mm^2 , $f=205\text{N/mm}^2$;

立杆长细比计算:

$$\lambda = L_0/i = 296/1.6 = 185$$

按照长细比查表得到轴心受压立杆的稳定系数 $\phi = 0.209$;

$$\frac{N}{\phi A} + \frac{M_w}{W} = \frac{9.272 \times 10^3}{0.209 \times 3.98 \times 10^2} + \frac{0.072 \times 10^6}{4.25 \times 10^3} = 111.466 + 16.941$$

$$= 128.407 \text{N/mm}^2 < f = 205 \text{N/mm}^2$$

立杆稳定性满足要求!

立杆底地基承载力验算

1、上部立杆传至垫木顶面的轴向力设计值 $N=6.858\text{kN}$

2、垫木底面面积 A

垫木作用长度 1m，垫木宽度 0.3m，垫木面积 $A=1 \times 0.3=0.3\text{m}^2$

3、地基土为素填土，其承载力设计值 $f_{ak}=100\text{kN/m}^2$

立杆垫木地基土承载力折减系数 $m_f=0.4$

4、验算地基承载力

立杆底垫木的底面平均压力

$$P = \frac{N}{A} = \frac{6.858}{0.3} = 22.86\text{kN/m}^2 < m_f f_{ak} = 100 \times 0.4 = 40\text{kN/m}^2$$

满足要求！。

(二) 600X1250mm 梁模板系统验算

工程参数

梁与支架参数			
梁截面宽度	0.6m	梁截面高度	1.25m
支架高度	8.5m	楼板厚度	0.11m
立杆梁跨度方向间距 1a	1m	钢管类型	Φ 48×2.8m
梁两侧与梁底立杆	梁两侧立杆间距 1.2m, 梁下增加 2 根立杆		
水平杆最大步距	1.5m	立杆伸出水平杆长度 a	0.5m
面板	12mm 厚木胶合板		
梁底面板下次楞	50×80mm 方木, 6 根		

梁侧次楞		50×80mm 方木，间距 200mm		
梁侧主楞		单钢管，间距 500mm		
穿梁螺栓		穿梁螺栓直径 12mm，间距：500mm×400mm		
荷载参数				
永久荷载	新浇砼自重	24kN/m ³	钢筋自重	1.5kN/m ³
	面板次楞自重	0.3kN/m ²	支架自重	0.128kN/m
可变荷载	施工人员及设备荷载	1kN/m ²	倾倒砼荷载	4kN/m ²
	振捣砼对梁底模板荷载	2kN/m ²	振捣砼对梁侧模板荷载	4kN/m ²

600X1250mm 梁模板搭设立面图，见后附图七

新浇砼对模板侧压力标准值计算

新浇筑的混凝土作用于模板的侧压力标准值，依据建筑施工模板安全技术规范，按下列公式计算，取其中的较小值：

$$F = 0.22\gamma_c t_0 \beta_1 \beta_2 \sqrt{V} = 0.22 \times 24 \times 5.7 \times 1.2 \times 1.2 \times 1.22 = 52.873 \text{ kN/m}^2$$

$$F = \gamma_c H = 24 \times 1.25 = 30.000 \text{ kN/m}^2$$

其中 γ_c -- 混凝土的重力密度，取24kN/m³；

t_0 -- 新浇混凝土的初凝时间，按200/(T+15)计算，取初凝时间为5.7小时。T：混凝土的入模温度，经现场测试，为20℃；

V -- 混凝土的浇筑速度，取1.5m/h；

H -- 混凝土侧压力计算位置处至新浇混凝土顶面总高度，取1.25m；

β_1 -- 外加剂影响修正系数，取1.2；

β_2 — 混凝土坍落度影响修正系数，取1.2。

根据以上两个公式计算，新浇筑混凝土对模板的侧压力标准值取较小值 30.000kN/m^2 。

梁侧模板面板验算

面板采用木胶合板，厚度为 12mm ，验算跨中最不利抗弯强度和挠度。计算宽度取 1000mm 。

面板的截面抵抗矩 $W=1000 \times 12 \times 12 / 6 = 24000\text{mm}^3$ ；

截面惯性矩 $I=1000 \times 12 \times 12 \times 12 / 12 = 144000\text{mm}^4$ ；

(一) 强度验算

1、面板按三跨连续板计算，其计算跨度取支承面板的次楞间距， $L=0.20\text{m}$ 。

2、荷载计算

新浇筑混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k}=30.000\text{kN/m}^2$ ，振捣砼对侧模板产生的荷载标准值 $Q_{2k}=4\text{kN/m}^2$ 。

均布线荷载设计值为：

$$q_1=0.9 \times [1.2 \times 30.000 + 1.4 \times 4] \times 1 = 37.440\text{KN/m}$$

$$q_1=0.9 \times [1.35 \times 30.000 + 1.4 \times 0.7 \times 4] \times 1 = 39.978\text{KN/m}$$

根据以上两者比较应取 $q_1=39.978\text{KN/m}$ 作为设计依据。

3、强度验算

施工荷载为均布线荷载：

$$M_1=0.1q_1l^2=0.1 \times 39.978 \times 0.20^2=0.16\text{KN} \cdot \text{m}$$

面板抗弯强度设计值 $f=12.5\text{N/mm}^2$ ；

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.16 \times 10^6}{24000} = 6.67\text{N/mm}^2 < f=12.5\text{N/mm}^2$$

面板强度满足要求！

(二) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值，仅考虑永久荷载标准值，故其作用效应的线荷载计算如下：

$$q = 1 \times 30.000 = 30 \text{KN/m};$$

$$\text{面板最大容许挠度值: } 200/400 = 0.5 \text{mm};$$

$$\text{面板弹性模量: } E = 4500 \text{N/mm}^2;$$

$$v = \frac{0.677ql^4}{100EI} = \frac{0.677 \times 30.000 \times 200^4}{100 \times 4500 \times 144000} = 0.30 \text{mm} < 0.5 \text{mm}$$

满足要求!

梁侧模板次楞验算

次楞采用50×80mm(宽度×高度)方木，间距：0.2m，截面抵抗矩W和截面惯性矩I分别为：

$$\text{截面抵抗矩 } W = 50 \times 80 \times 80 / 6 = 53333 \text{mm}^3;$$

$$\text{截面惯性矩 } I = 50 \times 80 \times 80 \times 80 / 12 = 213333 \text{mm}^4;$$

(一) 强度验算

1、次楞承受面板传递的荷载，按均布荷载作用下三跨连续梁计算，其计算跨度取主楞间距，L=0.5m。

2、荷载计算

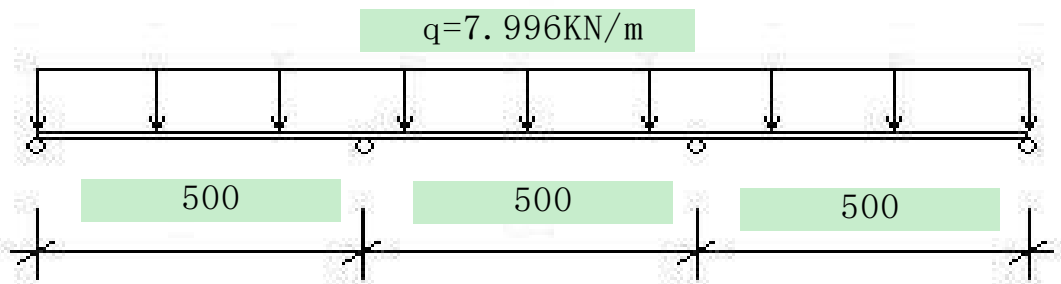
新浇筑混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k} = 30.000 \text{kN/m}^2$ ，振捣砼对侧模板产生的荷载标准值 $Q_{2k} = 4 \text{kN/m}^2$ 。

均布线荷载设计值为：

$$q_1 = 0.9 \times [1.2 \times 30.000 + 1.4 \times 4] \times 0.2 = 7.488 \text{KN/m}$$

$$q_2 = 0.9 \times [1.35 \times 30.000 + 1.4 \times 0.7 \times 4] \times 0.2 = 7.996 \text{KN/m}$$

根据以上两者比较应取 $q = 7.996 \text{KN/m}$ 作为设计依据。



3、强度验算

计算最大弯矩：

$$M_{\max} = 0.1q_1^2 = 0.1 \times 7.996 \times 0.5^2 = 0.200 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

最大支座力： $1.1q_1 = 1.1 \times 7.996 \times 0.5 = 4.40 \text{ kN}$

次楞抗弯强度设计值 $[f] = 17 \text{ N/mm}^2$ 。

$$\Sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.200 \times 10^6}{53333} = 3.750 \text{ N/mm}^2 < 17 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

(二) 抗剪强度验算

次楞最大剪力设计值 $V_1 = 0.6q_1 l = 0.6 \times 7.996 \times 0.5 = 2.399 \text{ kN}$

木材抗剪强度设计值 $f_v = 4.8 \text{ N/mm}^2$ ；

抗剪强度按下式计算：

$$\tau = \frac{3V}{2bh} = \frac{3 \times 2.399 \times 10^3}{2 \times 50 \times 80} = 0.900 \text{ N/mm}^2 < f_v = 4.8 \text{ N/mm}^2$$

次楞抗剪强度满足要求！

(三) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值，仅考虑永久荷载标准值，故其作用效应的线荷载计算如下：

$$q = 30.000 \times 0.2 = 6 \text{ kN/m};$$

次楞最大容许挠度值 = $500/250 = 2 \text{ mm}$;

次楞弹性模量: $E = 10000 \text{ N/mm}^2$;

$$v = \frac{0.677ql^4}{100EI} = \frac{0.677 \times 6 \times 500^4}{100 \times 10000 \times 213333} = 0.119 \text{ mm} < 2 \text{ mm}$$

满足要求!

梁侧模板主楞验算

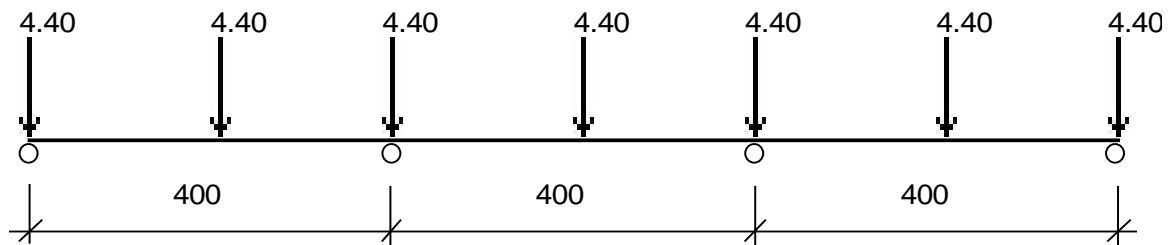
主楞采用单钢管, 间距: 0.5 m , 截面抵抗矩 W 和截面惯性矩 I 分别为:

截面抵抗矩 $W = 4250 \text{ mm}^3$;

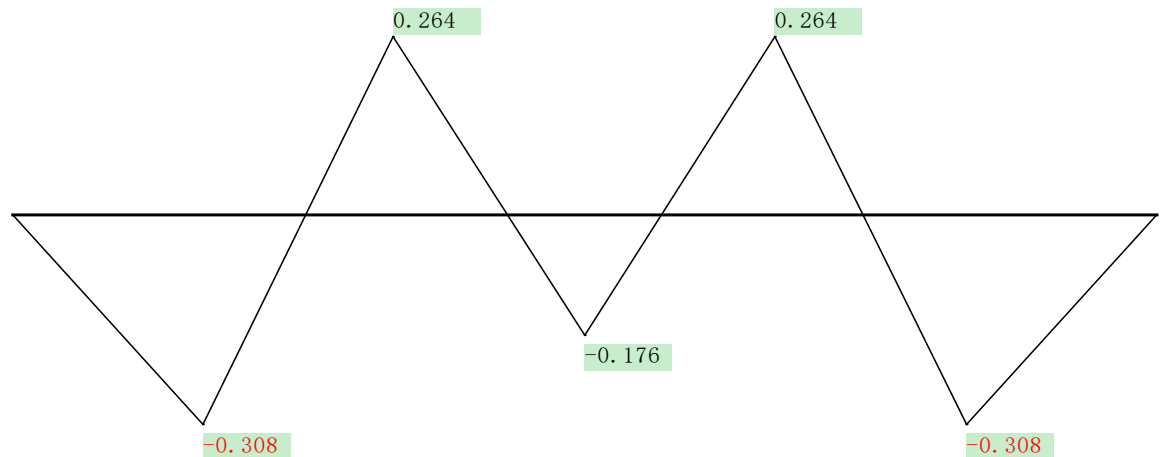
截面惯性矩 $I = 101900 \text{ mm}^4$;

(一) 强度验算

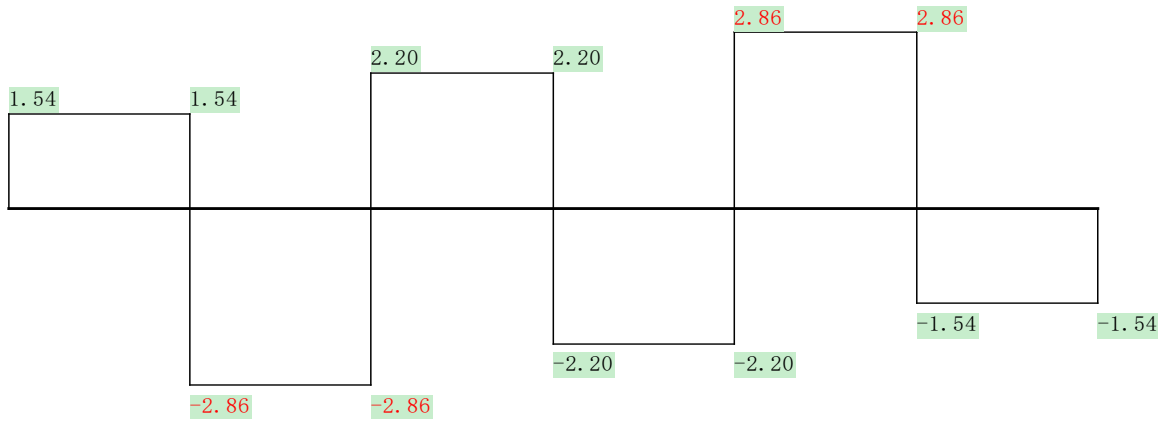
1、主楞承受次楞传递的集中荷载 $P = 4.40 \text{ kN}$, 按集中荷载作用下三跨连续梁计算, 其计算跨度取穿梁螺栓间距, $L = 0.4 \text{ m}$ 。



主楞计算简图 (kN)



主楞弯矩图 (kN.m)



2、强度验算

最大弯矩 $M_{\max}=0.308\text{kN}\cdot\text{m}$

主楞抗弯强度设计值 $[f]=205\text{N}/\text{mm}^2$ 。

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.308 \times 10^6}{4250} = 72.471\text{N}/\text{mm}^2 < 205\text{N}/\text{mm}^2$$

满足要求!

(二) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值，仅考虑永久荷载标准值，其作用效应下次楞传递的集中荷载 $P=3.300\text{kN}$ ，主楞弹性模量： $E = 206000\text{N}/\text{mm}^2$ 。

主楞最大容许挠度值： $400/150=2.7\text{mm}$ ；

经计算主楞最大挠度 $V_{\max}=0.115\text{mm} < 2.7\text{mm}$ 。

满足要求!

对拉螺栓验算

对拉螺栓轴力设计值：

$$N=abF_s$$

a ——对拉螺栓横向间距； b ——对拉螺栓竖向间距；

F_s ——新浇混凝土作用于模板上的侧压力、振捣混凝土对垂直模板产生的水平荷载或倾倒混凝土时作用于模板上的侧压力设计值：

$$F_s=0.95(r_G G_{4k}+r_Q Q_{2k})=0.95\times(1.2\times 30.000+1.4\times 4)=39.52\text{kN}。$$

$$N=0.50 \times 0.40 \times 39.52=7.90\text{kN}。$$

对拉螺栓可承受的最大轴向拉力设计值 N_t^b ：

$$N_t^b = A_n F_t^b$$

A_n ——对拉螺栓净截面面积

F_t^b ——螺栓的抗拉强度设计值

本工程对拉螺栓采用M12，其截面面积 $A_n=76.0\text{mm}^2$ ，可承受的最大轴向拉力设计值 $N_t^b=12.92\text{kN} > N=7.90\text{kN}$ 。

满足要求！

梁底模板面板验算

面板采用木胶合板，厚度为12mm。取梁底横向水平杆间距1m作为计算单元。

$$\text{面板的截面抵抗矩 } W = 100 \times 1.2 \times 1.2 / 6 = 24\text{cm}^3；$$

$$\text{截面惯性矩 } I = 100 \times 1.2 \times 1.2 \times 1.2 / 12 = 14.4\text{cm}^4；$$

(一) 强度验算

1、梁底次楞为6根，面板按多跨连续板计算，其计算跨度取梁底次楞间距， $L=0.12\text{m}$ 。

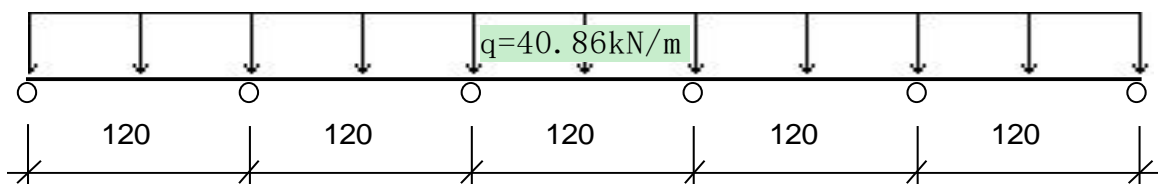
2、荷载计算

作用于梁底模板的均布线荷载设计值为：

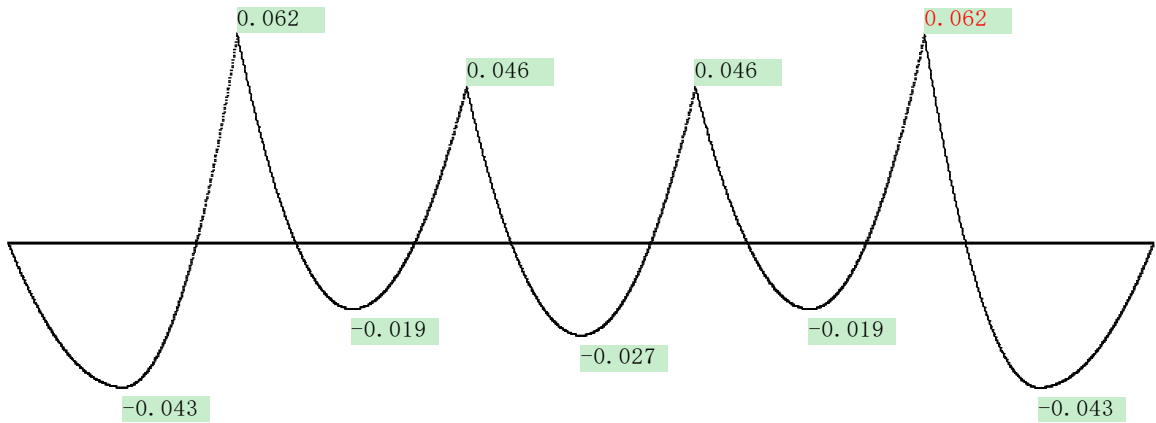
$$q_1 = 0.9 \times [1.2 \times (24 \times 1.25 + 1.5 \times 1.25 + 0.3) + 1.4 \times 2] \times 1 = 37.27\text{kN/m}$$

$$q_1 = 0.9 \times [1.35 \times (24 \times 1.25 + 1.5 \times 1.25 + 0.3) + 1.4 \times 0.7 \times 2] \times 1 = 40.86\text{kN/m}$$

根据以上两者比较应取 $q_1 = 40.86\text{kN/m}$ 作为设计依据。



计算简图(kN)



弯矩图(kN.m)

经过计算得到从左到右各支座力分别为：

$$N_1=1.935\text{kN}; N_2=5.548\text{kN}; N_3=4.774\text{kN}; N_4=4.774\text{kN}; N_5=5.548\text{kN};$$

$$N_6=1.935\text{kN};$$

$$\text{最大弯矩 } M_{\max} = 0.062\text{kN.m}$$

$$\text{梁底模板抗弯强度设计值 } [f] \text{ (N/mm}^2\text{)} = 12.5 \text{ N/mm}^2;$$

梁底模板的弯曲应力按下式计算：

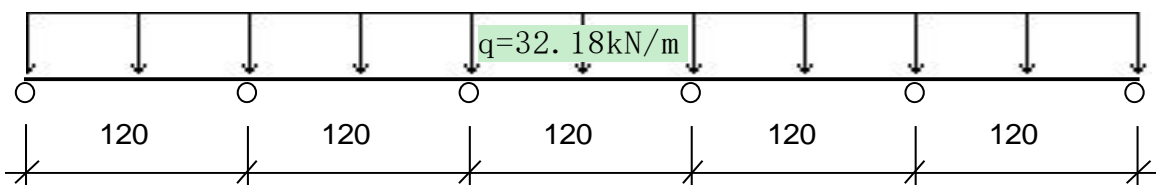
$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.062 \times 10^6}{24 \times 10^3} = 2.583\text{N/mm}^2 < 12.5\text{N/mm}^2$$

满足要求！

(二) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值，仅考虑永久荷载标准值，故其作用效应的线荷载计算如下：

$$q = 1 \times (24 \times 1.25 + 1.5 \times 1.25 + 0.3) = 32.18\text{kN/m};$$



计算简图(kN)

$$\text{面板弹性模量: } E = 4500\text{N/mm}^2;$$

$$\text{经计算, 最大变形 } V_{\max} = 0.066\text{mm}$$

梁底模板的最大容许挠度值：120/400 =0.3 mm；

最大变形 $V_{\max} = 0.066\text{mm} < 0.3\text{mm}$

满足要求！

梁底模板次楞验算

本工程梁底模板次楞采用方木，宽度50mm，高度80mm。

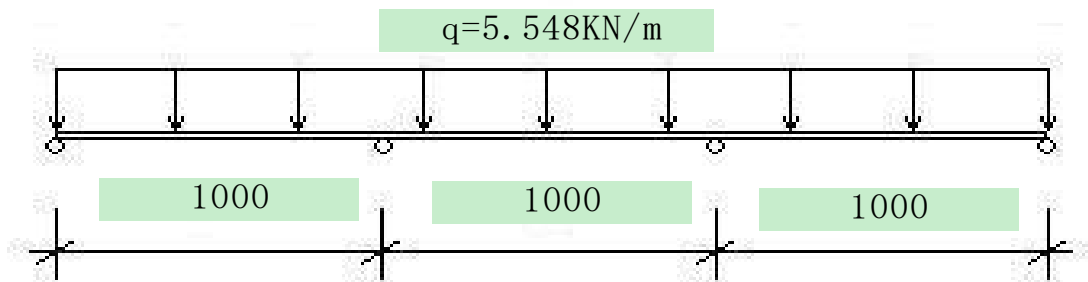
次楞的截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为：

$$W=5 \times 8 \times 8 / 6 = 53.333\text{cm}^3;$$

$$I=5 \times 8 \times 8 \times 8 / 12 = 213.333\text{cm}^4;$$

(一) 强度验算

最大弯矩考虑为永久荷载与可变荷载的计算值最不利分配的弯矩和，取受力最大的次楞，按照三跨连续梁进行计算，其计算跨度取次楞下横向水平杆的间距，L=1m。



次楞计算简图

荷载设计值 $q = 5.548/1 = 5.548\text{kN/m}$ ；

最大弯距 $M_{\max} = 0.1q l^2 = 0.1 \times 5.548 \times 1^2 = 0.555 \text{ kN.m}$ ；

次楞抗弯强度设计值 $[f] = 17\text{N/mm}^2$ ；

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.555 \times 10^6}{53.333 \times 10^3} = 10.406\text{N/mm}^2 < 17\text{N/mm}^2$$

次楞抗弯强度满足要求！

(二) 抗剪强度验算

$$V=0.6q_1l=0.6\times 5.548\times 1=3.329\text{KN}$$

木材抗剪强度设计值 $f_v=4.8\text{N/mm}^2$;

抗剪强度按下式计算:

$$\tau = \frac{3V}{2bh} = \frac{3\times 3.329\times 10^3}{2\times 50\times 80} = 1.25\text{N/mm}^2 < f_v=4.8\text{N/mm}^2$$

次楞抗剪强度满足要求!

(三) 挠度验算

次楞最大容许挠度值: $1/250 = 1000/250 = 4\text{ mm}$;

验算挠度时不考虑可变荷载值, 只考虑永久荷载标准值:

$$q = 4.370/1 = 4.37\text{N/mm};$$

次楞弹性模量: $E = 10000\text{N/mm}^2$;

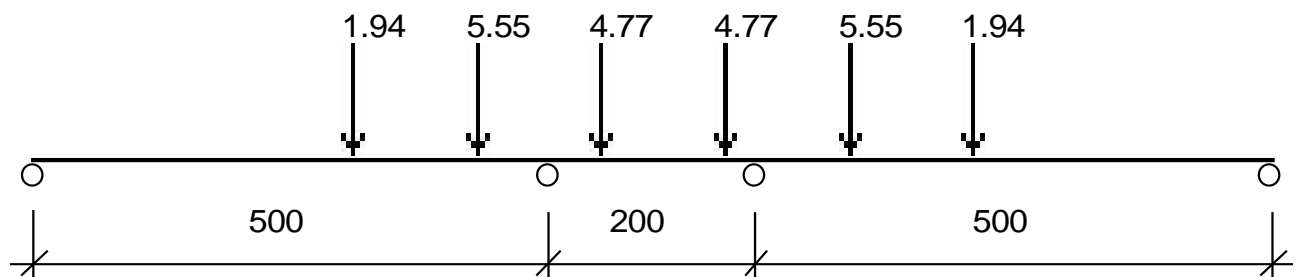
$$v = \frac{0.677q_1^4}{100EI} = \frac{0.677\times 4.37\times 1000^4}{100\times 10000\times 213.333\times 10^4} = 1.387\text{mm} < 4\text{mm}$$

次楞挠度满足要求!

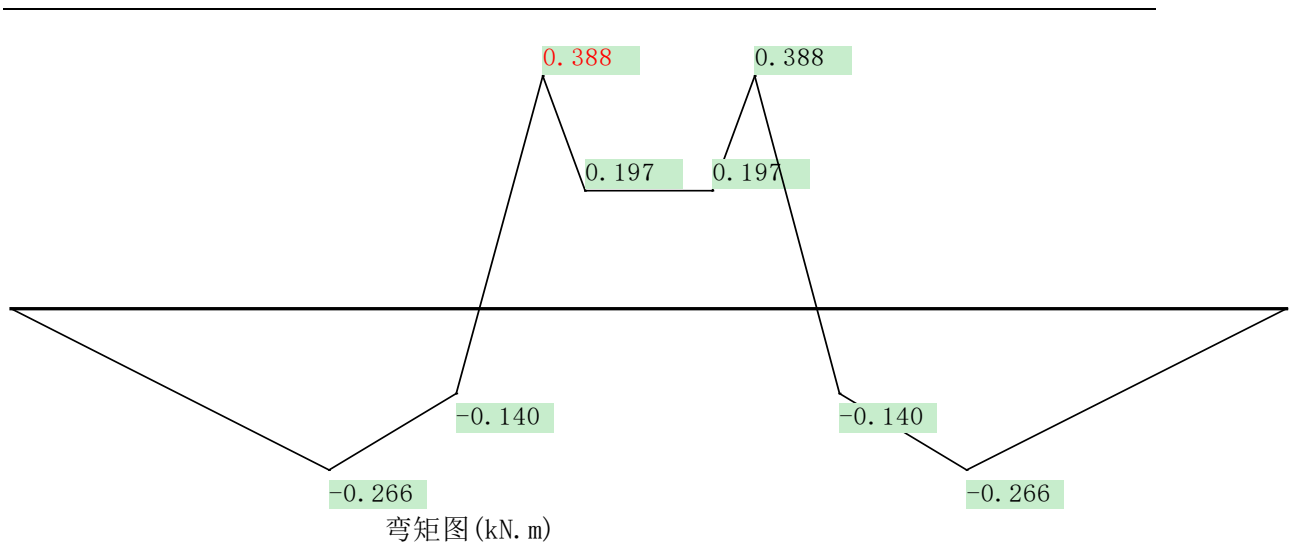
梁底横向水平杆验算

横向水平杆按照集中荷载作用下的连续梁计算。

集中荷载 P 取梁底面板下次楞传递力。



计算简图 (kN)



经计算，从左到右各支座力分别为：

$$N_1=0.886\text{kN}; N_2=11.372\text{kN}; N_3=11.372\text{kN}; N_4=0.886\text{kN};$$

最大弯矩 $M_{\max}=0.388\text{kN. m};$

最大变形 $V_{\max}=0.265\text{mm}。$

(一) 强度验算

支撑钢管的抗弯强度设计值 $[f]$ (N/mm^2) = $205\text{N}/\text{mm}^2$; ;

支撑钢管的弯曲应力按下式计算：

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.388 \times 10^6}{4.25 \times 10^3} = 91.294\text{N}/\text{mm}^2 < 205\text{N}/\text{mm}^2$$

满足要求！

(二) 挠度验算

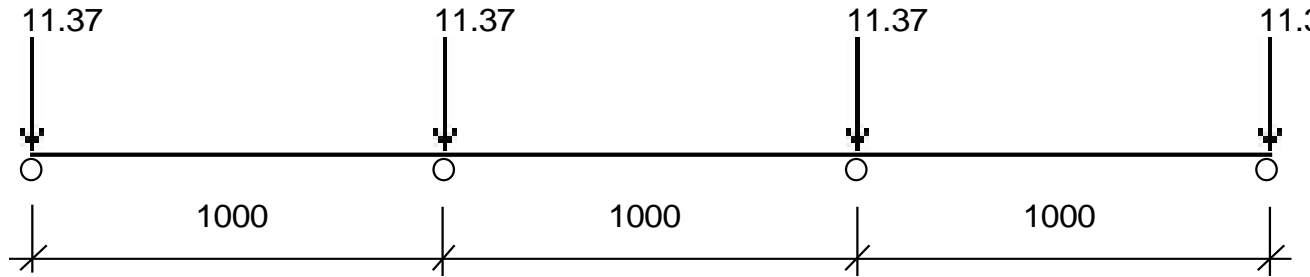
支撑钢管的最大容许挠度值： $1/150 = 500/150 = 3.3\text{mm}$ 或 10mm ；

最大变形 $V_{\max} = 0.265\text{mm} < 3.3\text{mm}$

满足要求！

梁底纵向水平杆验算

横向钢管作用在纵向钢管的集中荷载 $P=11.372\text{kN}$ 。



计算简图(kN)

纵向水平杆只起构造作用，不需要计算。

扣件抗滑移验算

扣件连接方式采用双扣件，扣件抗滑承载力设计值： $R_c=12\text{kN}$ ；水平杆通过扣件传给立杆的最大荷载设计值： $R=11.372\text{kN}$ ； $R < R_c$ ，扣件抗滑承载力满足要求！

立杆稳定性验算

(一) 风荷载计算

因在室外露天支模，故需要考虑风荷载。基本风压按德州10年一遇风压值采用， $\omega_0=0.3\text{kN/m}^2$ 。

模板支架计算高度 $H=8.5\text{m}$ ，按地面粗糙度C类 有密集建筑群的城市市区。风压高度变化系数 $\mu_z=0.84$ 。

计算风荷载体形系数：将模板支架视为桁架，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》表7.3.1第32项和36项的规定计算。模板支架的挡风系数 $\varphi=1.2 \times A_n / (l_a \times h)=1.2 \times 0.143 / (1 \times 1.5)=0.114$ ；

$$\text{式中 } A_n = (l_a + h + 0.325 l_a h) d = 0.143 \text{m}^2$$

A_n ----- 一步一跨内钢管的总挡风面积。

l_a ----- 立杆间距，1m

h ----- 步距，1.5m

d ----- 钢管外径，0.048m

系数1.2 ----- 节点面积增大系数。

系数0.325-----模板支架立面每平米内剪刀撑的平均长度。

单排架无遮拦体形系数： $\mu_{st}=1.2\phi=1.2\times 0.114=0.14$

无遮拦多排模板支撑架的体形系数：

$$\mu_s=\mu_{st}\frac{1-\eta^n}{1-\eta}=0.14\frac{1-0.95^{10}}{1-0.95}=1.12$$

η -----风荷载地形地貌修正系数。

n -----支撑架相连立杆排数。

风荷载标准值 $\omega_k=\mu_z\mu_s\omega_0=0.84\times 1.12\times 0.3=0.282\text{kN/m}^2$

风荷载产生的弯矩标准值：

$$M_w=\frac{0.9^2\times 1.4\omega_k l_a h^2}{10}=\frac{0.9^2\times 1.4\times 0.282\times 1\times 1.5^2}{10}=0.072\text{kN}\cdot\text{m}$$

(二) 立杆轴心压力设计值 N 计算

上部梁传递的最大荷载设计值：11.372kN；

立杆承受支架自重： $1.2\times 8.5\times 0.128=1.306\text{kN}$

立杆轴心压力设计值N： $11.372+1.306=12.678\text{kN}$ ；

(三) 立杆稳定性计算

立杆的稳定性计算公式：

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

N ----- 轴心压力设计值(kN)：N=12.678kN；

ϕ ----- 轴心受压稳定系数，由长细比 $\lambda=L_0/i$ 查表得到；

L_0 --- 立杆计算长度 (m)， $L_0=k_1k_2(h+2a)$ ，h:顶步步距，取1.05m；a:模板支架立杆伸出顶层水平杆中心线至模板支撑点的长度，取0.5m； k_1k_2 为计算长度附加系数，按下表取用， $k_1=1.185$ ， $k_2=1.018$ ， $L_0=2.47\text{m}$ 。

模板支架计算长度附加系数K1

步距h(m)	$h \leq 0.9$	$0.9 < h \leq 1.2$	$1.2 < h \leq 1.5$	$1.5 < h \leq 2.1$
K1	1.243	1.185	1.167	1.163

模板支架计算长度附加系数K2

H(m)	4	6	8	10	12	14	16	18	20	25	30	35	40
$h+2a$ 或 $u+h$ (m)													
1.35	1.0	1.014	1.026	1.039	1.042	1.054	1.061	1.081	1.092	1.113	1.137	1.155	1.173
1.44	1.0	1.012	1.022	1.031	1.039	1.047	1.056	1.064	1.072	1.092	1.111	1.129	1.149
1.53	1.0	1.007	1.015	1.024	1.031	1.039	1.047	1.055	1.062	1.079	1.097	1.114	1.132
1.62	1.0	1.007	1.014	1.021	1.029	1.036	1.043	1.051	1.056	1.074	1.090	1.106	1.123
1.80	1.0	1.007	1.014	1.020	1.026	1.033	1.040	1.046	1.052	1.067	1.081	1.096	1.111
1.92	1.0	1.007	1.012	1.018	1.024	1.030	1.035	1.042	1.048	1.062	1.076	1.090	1.104
2.04	1.0	1.007	1.012	1.018	1.022	1.029	1.035	1.039	1.044	1.060	1.073	1.087	1.101
2.25	1.0	1.007	1.010	1.016	1.020	1.027	1.032	1.037	1.042	1.057	1.070	1.081	1.094
2.70	1.0	1.007	1.010	1.016	1.020	1.027	1.032	1.037	1.042	1.053	1.066	1.078	1.091

i ---- 立杆的截面回转半径(cm) , $i=1.6\text{cm}$;

A ---- 立杆截面面积(cm^2), $A=3.98\text{cm}^2$;

M_w ---- 风荷载产生的弯矩标准值;

W ---- 立杆截面抵抗矩(cm^3): $W=4.25\text{cm}^3$;

f ---- 钢材抗压强度设计值 N/mm^2 , $f=205\text{N/mm}^2$;

立杆长细比计算:

$$\lambda = L_0/i = 247/1.6 = 154$$

按照长细比查表得到轴心受压立杆的稳定系数 $\phi = 0.294$;

$$\frac{N}{\phi A} + \frac{M_w}{W} = \frac{12.678 \times 10^3}{0.294 \times 3.98 \times 10^2} + \frac{0.072 \times 10^6}{4.25 \times 10^3} = 108.348 + 16.941$$

$$= 125.289\text{N/mm}^2 < f = 205\text{N/mm}^2$$

立杆稳定性满足要求!

立杆底地基承载力验算

1、上部立杆传至垫木顶面的轴向力设计值 $N=12.678\text{kN}$

2、垫木底面面积 A

$$\text{垫木作用长度 } 1\text{m}, \text{垫木宽度 } 0.3\text{m}, \text{垫木面积 } A = 1 \times 0.3 = 0.3\text{m}^2$$

3、地基土为素填土，其承载力设计值 $f_{ak} = 100\text{kN/m}^2$

立杆垫木地基土承载力折减系数 $m_f = 0.9$

4、验算地基承载力

立杆底垫木的底面平均压力

$$P = \frac{N}{A} = \frac{12.678}{0.3} = 42.26\text{kN/m}^2 < m_f f_{ak} = 100 \times 0.9 = 90\text{kN/m}^2$$

满足要求!。

5.4 25.47m 层现浇砼平板模板系统验算

工程参数

楼板与支架参数				
砼楼板厚度	0.1m	支架高度	10m	
立杆纵距	1m	立杆横距	1m	
水平杆步距	1.5m	伸出长度 a	0.5m	
钢管类型	Φ48×2.8			
面板	木胶合板 厚度: 12mm			
次楞	方木 50mm×80mm, 间距 0.3m			
主楞	单钢管			
荷载参数				
永久	新浇砼自重	24kN/m ³	钢筋自重	1.1kN/m ³

荷载	面板次楞自重	0.3kN/m ²	支架自重	0.153kN/m	
可变荷载	施工人员及设备荷载	面板与次楞		主楞	立杆
		2.5kN/m ²	2.5kN	1.5kN/m ²	1kN/m ²
可变荷载	振捣砼荷载	2kN/m ²			

25.47 米层梁板模板搭设立面图，见后附图八

模板面板验算

面板采用木胶合板，厚度为12mm，取主楞间距1m的面板作为计算宽度。

面板的截面抵抗矩 $W = 1000 \times 12 \times 12 / 6 = 24000 \text{mm}^3$;

截面惯性矩 $I = 1000 \times 12 \times 12 \times 12 / 12 = 144000 \text{mm}^4$;

(一) 强度验算

1、面板按三跨连续梁计算，其计算跨度取支承面板的次楞间距， $L=0.3\text{m}$ 。

2、荷载计算

取均布荷载或集中荷载两种作用效应考虑，计算结果取其大值。

均布线荷载设计值为：

$$q_1 = [1.2 \times (24 \times 0.1 + 1.1 \times 0.1 + 0.3) + 1.4 \times 2.5] \times 1 = 6.872 \text{KN/m}$$

$$q_1 = [1.35 \times (24 \times 0.1 + 1.1 \times 0.1 + 0.3) + 1.4 \times 0.7 \times 2.5] \times 1 = 6.244 \text{KN/m}$$

根据以上两者比较应取 $q_1 = 6.872 \text{N/m}$ 作为设计依据。

集中荷载设计值：

$$\text{模板自重线荷载设计值 } q_2 = 1.2 \times 1 \times 0.3 = 0.360 \text{ KN/m}$$

跨中集中荷载设计值 $P=1.4 \times 2.5= 3.500\text{KN}$

3、强度验算

施工荷载为均布线荷载：

$$M_1=0.1q_1l^2=0.1 \times 6.872 \times 0.3^2=0.062\text{KN} \cdot \text{m}$$

施工荷载为集中荷载：

$$M_2=0.08q_2l^2+0.213P_1=0.08 \times 0.360 \times 0.3^2 +0.213 \times 3.500 \times 0.3=0.226\text{KN} \cdot \text{m}$$

取 $M_{\max}=0.226\text{KN} \cdot \text{m}$ 验算强度。

面板抗弯强度设计值 $f=12.5\text{N}/\text{mm}^2$ ；

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.226 \times 10^6}{24000} = 9.42\text{N}/\text{mm}^2 < f=12.5\text{N}/\text{mm}^2$$

面板强度满足要求！

(二) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值，仅考虑永久荷载标准值，故其作用效应的线荷载计算如下：

$$q = 1 \times (24 \times 0.1 + 1.1 \times 0.1 + 0.3) = 2.810\text{KN}/\text{m}；$$

面板最大容许挠度值： $300/400=0.8\text{mm}$ ；

面板弹性模量： $E = 4500\text{N}/\text{mm}^2$ ；

$$v = \frac{0.677ql^4}{100EI} = \frac{0.677 \times 2.810 \times 300^4}{100 \times 4500 \times 144000} = 0.24\text{mm} < 0.8\text{mm}$$

满足要求！

次楞方木验算

次楞采用方木，宽度50mm，高度80mm，间距0.3m，截面抵抗矩W和截面惯性矩I分别为：

截面抵抗矩 $W = 50 \times 80 \times 80 / 6 = 53333 \text{mm}^3$;

截面惯性矩 $I = 50 \times 80 \times 80 \times 80 / 12 = 2133333 \text{mm}^4$;

(一) 抗弯强度验算

1、次楞按三跨连续梁计算，其计算跨度取主楞排距即立杆横距， $L=1\text{m}$ 。

2、荷载计算

取均布荷载或集中荷载两种作用效应考虑，计算结果取其大值。

均布线荷载设计值为：

$$q_1 = [1.2 \times (24 \times 0.1 + 1.1 \times 0.1 + 0.3) + 1.4 \times 2.5] \times 0.3 = 2.062 \text{KN/m}$$

$$q_1 = [1.35 \times (24 \times 0.1 + 1.1 \times 0.1 + 0.3) + 1.4 \times 0.7 \times 2.5] \times 0.3 =$$

1.873KN/m

根据以上两者比较应取 $q_1 = 2.062 \text{KN/m}$ 作为设计依据。

集中荷载设计值：

模板自重线荷载设计值 $q_2 = 1.2 \times 0.3 \times 0.3 = 0.108 \text{KN/m}$

跨中集中荷载设计值 $P = 1.4 \times 2.5 = 3.500 \text{KN}$

3、强度验算

施工荷载为均布线荷载：

$$M_1 = 0.1q_1l^2 = 0.1 \times 2.062 \times 1^2 = 0.206 \text{KN} \cdot \text{m}$$

施工荷载为集中荷载：

$$M_2 = 0.08q_2l^2 + 0.213Pl = 0.08 \times 0.108 \times 1^2 + 0.213 \times 3.500 \times$$

1 = 0.754KN · m

取 $M_{\max} = 0.754 \text{KN} \cdot \text{m}$ 验算强度。

木材抗弯强度设计值 $f = 17 \text{N/mm}^2$;

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.754 \times 10^6}{53333} = 14.14 \text{N/mm}^2 < f = 17 \text{N/mm}^2$$

次楞抗弯强度满足要求!

(二) 抗剪强度验算

施工荷载为均布线荷载时:

$$V_1 = 0.6q_1l = 0.6 \times 2.062 \times 1 = 1.237 \text{KN}$$

施工荷载为集中荷载:

$$V_2 = 0.6q_2l + 0.65P = 0.6 \times 0.108 \times 1 + 0.65 \times 3.500 = 2.340 \text{KN}$$

取 $V = 2.340 \text{KN}$ 验算强度。

木材顺纹抗剪强度设计值 $f_v = 4.8 \text{N/mm}^2$;

抗剪强度按下式计算:

$$\tau = \frac{3V}{2bh} = \frac{3 \times 2.340 \times 10^3}{2 \times 50 \times 80} = 0.878 \text{N/mm}^2 < f_v = 4.8 \text{N/mm}^2$$

次楞抗剪强度满足要求!

(三) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值, 仅考虑永久荷载标准值, 故其作用效应的线荷载计算如下:

$$q = 0.3 \times (24 \times 0.1 + 1.1 \times 0.1 + 0.3) = 0.843 \text{KN/m}$$

次楞最大容许挠度值: $1000/250 = 4 \text{mm}$;

次楞弹性模量: $E = 10000 \text{N/mm}^2$;

$$v = \frac{0.677ql^4}{100EI} = \frac{0.677 \times 0.843 \times 1000^4}{100 \times 10000 \times 2133333} = 0.27 \text{mm} < 4 \text{mm}$$

满足要求!

主楞验算

主楞采用: 单钢管

截面抵抗矩 $W = 4.49 \text{cm}^3$

截面惯性矩 $I = 10.78 \text{cm}^4$

(一) 强度验算

当进行主楞强度验算时，施工人员及设备均布荷载取 $1.5\text{kN}/\text{mm}^2$ 。
首先计算次楞作用在主楞上的集中力 P 。

作用在次楞上的均布线荷载设计值为：

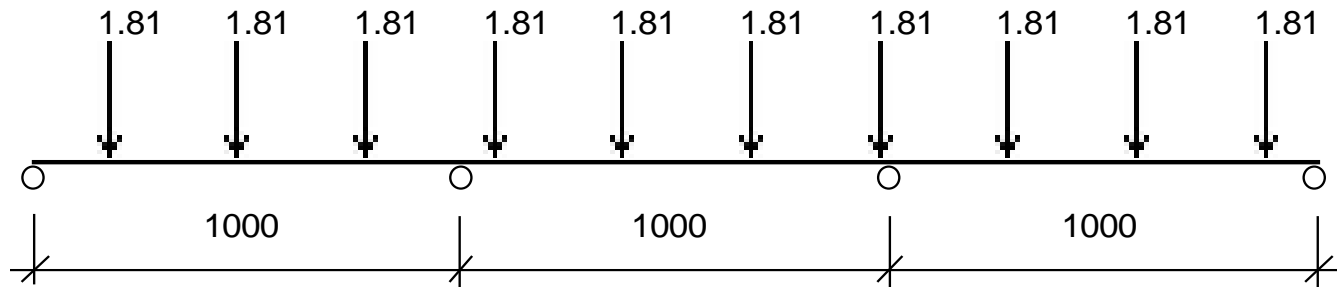
$$q_1 = [1.2 \times (24000 \times 0.1 + 1100 \times 0.1 + 300) + 1.4 \times 1500] \times 0.3 = 1642\text{N}/\text{m}$$

$$q_1 = [1.35 \times (24000 \times 0.1 + 1100 \times 0.1 + 300) + 1.4 \times 0.7 \times 1500] \times 0.3 = 1579\text{N}/\text{m}$$

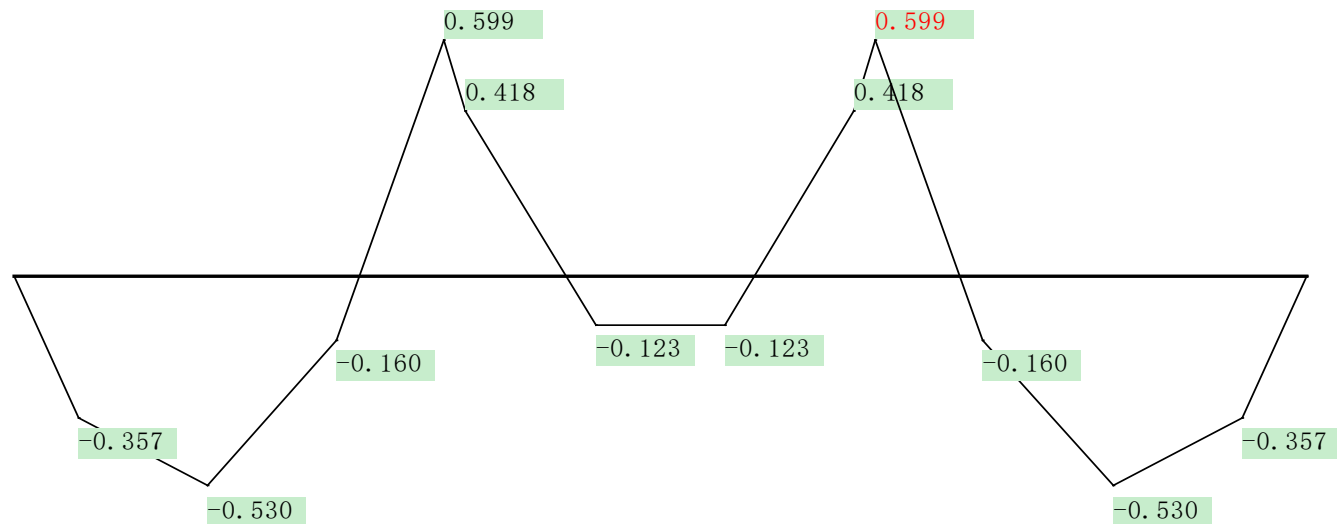
根据以上两者比较应取 $q_1 = 1642\text{N}/\text{m}$ 作为设计依据。

次楞最大支座力 $= 1.1q_1l = 1.1 \times 1642 \times 1/1000 = 1.806\text{kN}$ 。

次楞作用集中荷载 $P = 1.806\text{kN}$ ，进行最不利荷载布置如下图：



计算简图 (kN)



弯矩图 (kN. m)

最大弯矩 $M_{\max} = 0.599\text{kN. m}$ ；

主楞的抗弯强度设计值 $f = 205\text{N}/\text{mm}^2$ ；

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.599 \times 10^6}{4500} = 133.408\text{N}/\text{mm}^2 < 205\text{N}/\text{mm}^2$$

W

$$4.49 \times 10^3$$

主楞抗弯强度满足要求!

(二) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值, 仅考虑永久荷载标准值。

首先计算次楞作用在主楞上的集中荷载 P。

作用在次楞上的均布线荷载设计值为:

$$q = 0.3 \times (24000 \times 0.1 + 1100 \times 0.1 + 300)$$

$$= 843 \text{N/m} = 0.843 \text{N/mm};$$

$$\text{次楞最大支座力} = 1.1q_1l = 1.1 \times 0.843 \times 1 = 0.927 \text{kN}。$$

以此值作为次楞作用在主楞上的集中荷载 P, 经计算, 主梁最大变形值 $V = 0.989 \text{mm}$ 。

主梁的最大容许挠度值: $1000/150 = 6.7 \text{mm}$,

$$\text{最大变形 } V_{\max} = 0.989 \text{mm} < 6.7 \text{mm}$$

满足要求!

扣件抗滑移验算

水平杆传给立杆荷载设计值 $R = 6.649 \text{kN}$, 由于采用顶托, 不需要进行扣件抗滑移的计算。

立杆稳定性验算

(一) 风荷载计算

因在室外露天支模, 故需要考虑风荷载。基本风压按德州10年一遇风压值采用, $\omega_0 = 0.3 \text{kN/m}^2$ 。

模板支架计算高度 $H = 10 \text{m}$, 按地面粗糙度 C 类 有密集建筑群的城市市区。风压高度变化系数 $\mu_z = 0.74$ 。

计算风荷载体形系数 μ_s

将模板支架视为桁架, 按现行国家标准《建筑结构荷载规范》表

7.3.1第32项和36项的规定计算。模板支架的挡风系数 $\varphi=1.2 \times A_n / (l_a \times h)=1.2 \times 0.143 / (1 \times 1.5)=0.114$

式中 $A_n = (l_a + h + 0.325 l_a h) d = 0.143 m^2$

A_n ---- 一步一跨内钢管的总挡风面积。

l_a ---- 立杆间距, 1m

h ---- 步距, 1.5m

d ---- 钢管外径, 0.048m

系数1.2 ---- 节点面积增大系数。

系数0.325 ---- 模板支架立面每平米内剪刀撑的平均长度。

单排架无遮拦体形系数: $\mu_{st} = 1.2 \varphi = 1.2 \times 0.114 = 0.14$

无遮拦多排模板支撑架的体形系数:

$$\mu_s = \mu_{st} \frac{1 - \eta^n}{1 - \eta} = 0.14 \frac{1 - 0.95^2}{1 - 0.95} = 0.27$$

η ---- 风荷载地形地貌修正系数。

n ---- 支撑架相连立杆排数。

风荷载标准值 $\omega_k = \mu_z \mu_s \omega_0 = 0.74 \times 0.27 \times 0.3 = 0.060 kN/m^2$

风荷载产生的弯矩标准值:

$$M_w = \frac{0.9^2 \times 1.4 \omega_k l_a h^2}{10} = \frac{0.9^2 \times 1.4 \times 0.060 \times 1 \times 1.5^2}{10} = 0.015 kN \cdot m$$

(二) 轴向力计算

按下列各式计算取最大值:

$$N = F_0 \times [1.2 (N_{c1} H_0 + \sum_{i=1}^n N_{c1i}) + 1.4 N_{q1}]$$

$$1.2 \times [0.153 \times 10 + (24 \times 0.1 + 1.1 \times 0.1 + 0.3) \times 1 \times 1] + 1.4 \times 1 \times 1 \times 1 = 6.608 kN;$$

$$N = \gamma_0 \times \left\{ 1.2 \times [N_{cd}H_0 + \sum_{i=1}^n N_{c,ik}] + 0.9 \times 1.4 \times (N_{q,1r} + \frac{M_{1r}}{l_b}) \right\}$$

$$1.2 \times [0.153 \times 10 + (24 \times 0.1 + 1.1 \times 0.1 + 0.3) \times 1 \times 1] + 0.9 \times 1.4 \times (1 \times 1 \times 1 + 0.015/1) = 6.487 \text{ kN};$$

$$N = \gamma_0 \times \left\{ 1.35 \times [N_{cd}H_0 + \sum_{i=1}^n N_{c,ik}] + 1.4 \times (0.7 \times N_{q,1r} + 0.6 \times \frac{M_{1r}}{l_b}) \right\}$$

$$1.35 \times [0.153 \times 10 + (24 \times 0.1 + 1.1 \times 0.1 + 0.3) \times 1 \times 1] + 1.4 \times (0.7 \times 1 \times 1 \times 1 + 0.6 \times 0.015/1) = 6.852 \text{ kN};$$

立杆轴向力取上述较大值， $N=6.852 \text{ kN}$ 。

(三) 立杆稳定性验算

立杆的稳定性计算公式：

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

N ---- 轴心压力设计值(kN) : $N=6.852 \text{ kN}$;

ϕ ---- 轴心受压稳定系数, 由长细比 $\lambda = L_0/i$ 查表得到;

L_0 --- 立杆计算长度 (m), $L_0 = k_1 k_2 (h + 2a)$, h : 顶步步距, 取 1.5m; a : 模板支架立杆伸出顶层水平杆中心线至模板支撑点的长度, 取 0.5m; $k_1 k_2$ 为计算长度附加系数, 按下表取用, $k_1 = 1.167$, $k_2 = 1.016$, $L_0 = 2.96 \text{ m}$ 。

模板支架计算长度附加系数K1

步距h(m)	$h \leq 0.9$	$0.9 < h \leq 1.2$	$1.2 < h \leq 1.5$	$1.5 < h \leq 2.1$
K1	1.243	1.185	1.167	1.163

模板支架计算长度附加系数K2

H(m)	4	6	8	10	12	14	16	18	20	25	30	35	40	
$h+2a$ 或 u_1h (m)	1.35	1.0	1.014	1.026	1.039	1.042	1.054	1.061	1.081	1.092	1.113	1.137	1.155	1.173
	1.44	1.0	1.012	1.022	1.031	1.039	1.047	1.056	1.064	1.072	1.092	1.111	1.129	1.149
	1.53	1.0	1.007	1.015	1.024	1.031	1.039	1.047	1.055	1.062	1.079	1.097	1.114	1.132
	1.62	1.0	1.007	1.014	1.021	1.029	1.036	1.043	1.051	1.056	1.074	1.090	1.106	1.123
	1.80	1.0	1.007	1.014	1.020	1.026	1.033	1.040	1.046	1.052	1.067	1.081	1.096	1.111
	1.92	1.0	1.007	1.012	1.018	1.024	1.030	1.035	1.042	1.048	1.062	1.076	1.090	1.104
	2.04	1.0	1.007	1.012	1.018	1.022	1.029	1.035	1.039	1.044	1.060	1.073	1.087	1.101
	2.25	1.0	1.007	1.010	1.016	1.020	1.027	1.032	1.037	1.042	1.057	1.070	1.081	1.094
	2.70	1.0	1.007	1.010	1.016	1.020	1.027	1.032	1.037	1.042	1.053	1.066	1.078	1.091

i ---- 立杆的截面回转半径(cm) , $i=1.6\text{cm}$;

A ---- 立杆截面面积(cm^2), $A=3.98\text{cm}^2$;

M_w ---- 风荷载产生的弯矩标准值;

W ---- 立杆截面抵抗矩(cm^3): $W=4.25\text{cm}^3$;

f ---- 钢材抗压强度设计值 N/mm^2 , $f=205\text{N/mm}^2$;

立杆长细比计算:

$$\lambda = L_0/i = 296/1.6 = 185$$

按照长细比查表得到轴心受压立杆的稳定系数 $\phi = 0.209$;

$$\frac{N}{\phi A} + \frac{M_w}{W} = \frac{6.852 \times 10^3}{0.209 \times 3.98 \times 10^2} + \frac{0.015 \times 10^6}{4.25 \times 10^3} = 82.374 + 3.529$$

$$= 85.903 \text{N/mm}^2 < f = 205 \text{N/mm}^2$$

立杆稳定性满足要求!

立杆底地基承载力验算

1、上部立杆传至垫木顶面的轴向力设计值 $N=6.852\text{kN}$

2、垫木底面面积 A

垫木作用长度 1m, 垫木宽度 0.3m, 垫木面积 $A=1 \times 0.3 = 0.3\text{m}^2$

3、地基土为 9，其承载力设计值 $f_{ak}=200\text{kN/m}^2$

立杆垫木地基土承载力折减系数 $m_f=1$

4、验算地基承载力

立杆底垫木的底面平均压力

$$P = \frac{N}{A} = \frac{6.852}{0.3} = 22.84\text{kN/m}^2 < m_f f_{ak} = 200 \times 1 = 200\text{kN/m}^2$$

满足要求！。

5.5 25.47 米层框架梁模板系统验算

(一) 450X1900mm 梁模板系统验算

工程参数

梁与支架参数			
梁截面宽度	0.45m	梁截面高度	1.9m
支架高度	10m	楼板厚度	0.1m
立杆梁跨度方向间距 l_a	0.5m	钢管类型	$\phi 48 \times 2.8\text{m}$
梁两侧与梁底立杆	梁两侧立杆间距 1m, 梁下增加 1 根立杆		
水平杆最大步距	1.5m	立杆伸出水平杆长度 a	0.5m
面板	12mm 厚木胶合板		
梁底面板下次楞	50×80mm 方木, 5 根		
梁侧次楞	50×80mm 方木, 间距 150mm		
梁侧主楞	双钢管, 间距 500mm		
穿梁螺栓	穿梁螺栓直径 12mm, 间距: 500mm×300mm		
荷载参数			

永久荷载	新浇砼自重	24kN/m ³	钢筋自重	1.5kN/m ³
	面板次楞自重	0.3kN/m ²	支架自重	0.106kN/m
可变荷载	施工人员及设备荷载	1kN/m ²	倾倒砼荷载	4kN/m ²
	振捣砼对梁底模板荷载	2kN/m ²	振捣砼对梁侧模板荷载	4kN/m ²

450mmX1900mm 梁模板搭设立面图，见后附图九

新浇砼对模板侧压力标准值计算

新浇筑的混凝土作用于模板的侧压力标准值，依据建筑施工模板安全技术规范，按下列公式计算，取其中的较小值：

$$F = 0.22\gamma_c t_0 \beta_1 \beta_2 \sqrt{V} = 0.22 \times 24 \times 5.7 \times 1.2 \times 1.2 \times 1.22 = 52.873 \text{ kN/m}^2$$

$$F = \gamma_c H = 24 \times 1.9 = 45.600 \text{ kN/m}^2$$

其中 γ_c -- 混凝土的重力密度，取24kN/m³；

t_0 -- 新浇混凝土的初凝时间，按200/(T+15)计算，取初凝时间为5.7小时。T：混凝土的入模温度，经现场测试，为20℃；

V -- 混凝土的浇筑速度，取1.5m/h；

H -- 混凝土侧压力计算位置处至新浇混凝土顶面总高度，取1.9m；

β_1 -- 外加剂影响修正系数，取1.2；

β_2 -- 混凝土坍落度影响修正系数，取1.2。

根据以上两个公式计算，新浇筑混凝土对模板的侧压力标准值取较小值45.600kN/m²。

梁侧模板面板验算

面板采用木胶合板，厚度为12mm，验算跨中最不利抗弯强度和挠度。计算宽度取1000mm。

面板的截面抵抗矩 $W=1000 \times 12 \times 12 / 6 = 24000 \text{mm}^3$ ；

截面惯性矩 $I=1000 \times 12 \times 12 \times 12 / 12 = 144000 \text{mm}^4$ ；

(一) 强度验算

1、面板按三跨连续板计算，其计算跨度取支承面板的次楞间距， $L=0.15\text{m}$ 。

2、荷载计算

新浇筑混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k}=45.600\text{kN/m}^2$ ，振捣砼对侧模板产生的荷载标准值 $Q_{2k}=4\text{kN/m}^2$ 。

均布线荷载设计值为：

$$q_1=0.9 \times [1.2 \times 45.600 + 1.4 \times 4] \times 1 = 54.288 \text{KN/m}$$

$$q_1=0.9 \times [1.35 \times 45.600 + 1.4 \times 0.7 \times 4] \times 1 = 58.932 \text{KN/m}$$

根据以上两者比较应取 $q_1=58.932\text{KN/m}$ 作为设计依据。

3、强度验算

施工荷载为均布线荷载：

$$M_1=0.1q_1l^2=0.1 \times 58.932 \times 0.15^2=0.13 \text{KN} \cdot \text{m}$$

面板抗弯强度设计值 $f=12.5\text{N/mm}^2$ ；

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.13 \times 10^6}{24000} = 5.42 \text{N/mm}^2 < f=12.5 \text{N/mm}^2$$

面板强度满足要求！

(二) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值，仅考虑永久荷载标准值，故其作用效应的线荷载计算如下：

$$q = 1 \times 45.600 = 45.6 \text{KN/m}$$

面板最大容许挠度值：150/400=0.38mm；

面板弹性模量：E = 4500N/mm²；

$$v = \frac{0.677ql^4}{100EI} = \frac{0.677 \times 45.600 \times 150^4}{100 \times 4500 \times 144000} = 0.24\text{mm} < 0.38\text{mm}$$

满足要求！

梁侧模板次楞验算

次楞采用50×80×mm(宽度×高度)方木，间距：0.15m，截面抵抗矩W和截面惯性矩I分别为：

$$\text{截面抵抗矩 } W = 50 \times 80 \times 80 / 6 = 53333\text{mm}^3；$$

$$\text{截面惯性矩 } I = 50 \times 80 \times 80 \times 80 / 12 = 213333\text{mm}^4；$$

(一) 强度验算

1、次楞承受面板传递的荷载，按均布荷载作用下三跨连续梁计算，其计算跨度取主楞间距，L=0.5m。

2、荷载计算

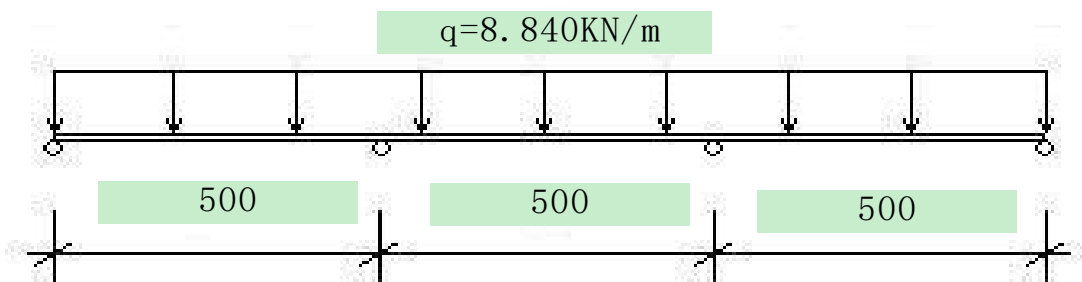
新浇筑混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k}=45.600\text{kN/m}^2$ ，振捣砼对侧模板产生的荷载标准值 $Q_{2k}=4\text{kN/m}^2$ 。

均布线荷载设计值为：

$$q_1 = 0.9 \times [1.2 \times 45.600 + 1.4 \times 4] \times 0.15 = 8.143\text{kN/m}$$

$$q_2 = 0.9 \times [1.35 \times 45.600 + 1.4 \times 0.7 \times 4] \times 0.15 = 8.840\text{kN/m}$$

根据以上两者比较应取 $q=8.840\text{kN/m}$ 作为设计依据。



3、强度验算

计算最大弯矩：

$$M_{\max}=0.1q_1l^2=0.1\times 8.840\times 0.5^2=0.221\text{kN}\cdot\text{m}$$

最大支座力： $1.1q_1l=1.1\times 8.840\times 0.5=4.86\text{kN}$

次楞抗弯强度设计值 $[f]=17\text{N}/\text{mm}^2$ 。

$$\Sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.221\times 10^6}{53333} = 4.144\text{N}/\text{mm}^2 < 17\text{N}/\text{mm}^2$$

满足要求！

(二) 抗剪强度验算

次楞最大剪力设计值 $V_1=0.6q_1l=0.6\times 8.840\times 0.5=2.652\text{KN}$

木材抗剪强度设计值 $f_v=4.8\text{N}/\text{mm}^2$ ；

抗剪强度按下式计算：

$$\tau = \frac{3V}{2bh} = \frac{3\times 2.652\times 10^3}{2\times 50\times 80} = 0.995\text{N}/\text{mm}^2 < f_v=4.8\text{N}/\text{mm}^2$$

次楞抗剪强度满足要求！

(三) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值，仅考虑永久荷载标准值，故其作用效应的线荷载计算如下：

$$q = 45.600\times 0.15=6.84\text{KN}/\text{m}；$$

次楞最大容许挠度值 $=500/250=2\text{mm}$ ；

次楞弹性模量： $E = 10000\text{N}/\text{mm}^2$ ；

$$v = \frac{0.677q_1l^4}{100EI} = \frac{0.677\times 6.84\times 500^4}{100\times 10000\times 2133333} = 0.136\text{mm} < 2\text{mm}$$

满足要求！

梁侧模板主楞验算

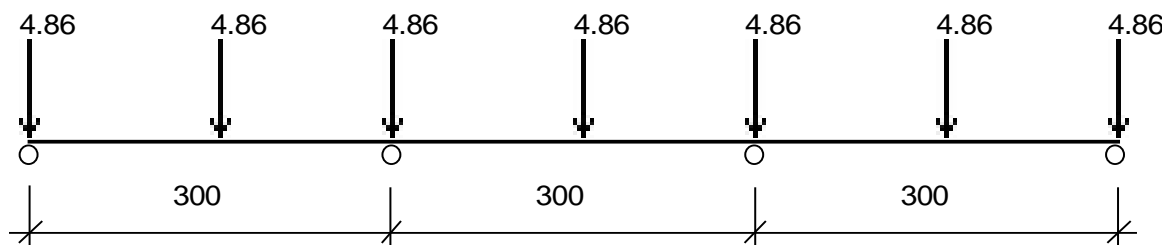
主楞采用双钢管，间距：0.5m，截面抵抗矩 W 和截面惯性矩 I 分别为：

截面抵抗矩 $W = 8980\text{mm}^3$ ；

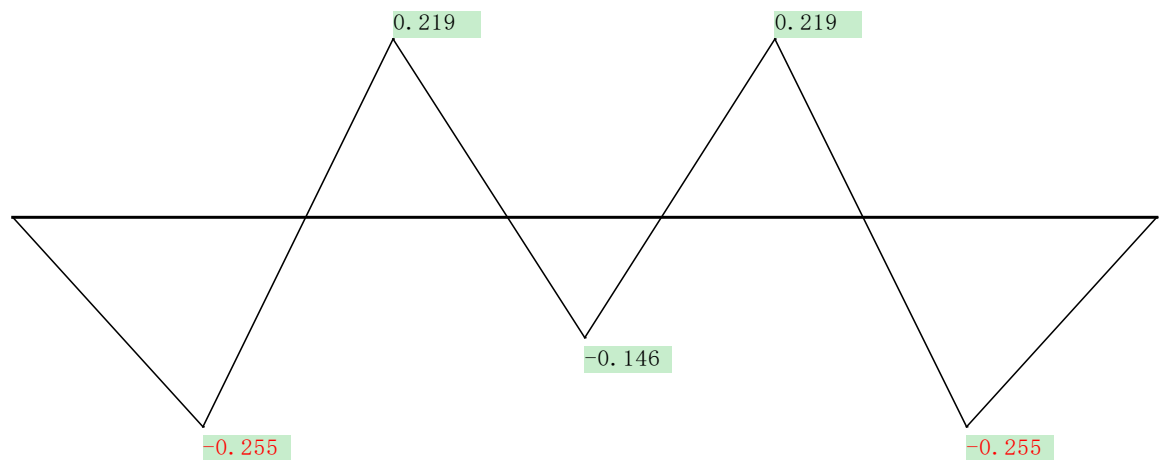
截面惯性矩 $I = 215600\text{mm}^4$ ；

(一) 强度验算

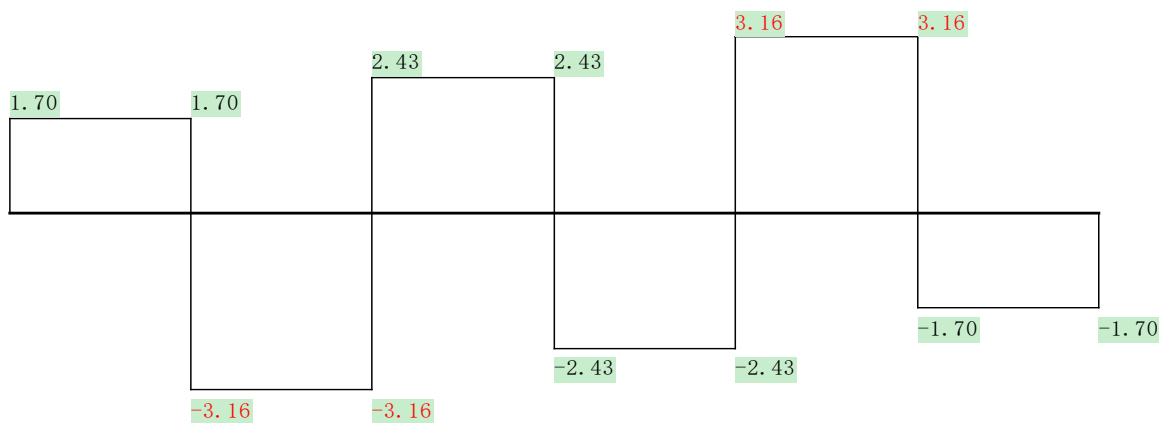
1、主楞承受次楞传递的集中荷载 $P=4.86\text{kN}$ ，按集中荷载作用下三跨连续梁计算，其计算跨度取穿梁螺栓间距间距， $L=0.3\text{m}$ 。



主楞计算简图(kN)



主楞弯矩图(kN.m)



2、强度验算

最大弯矩 $M_{\max}=0.255\text{kN}\cdot\text{m}$

主楞抗弯强度设计值 $[f]=205\text{N}/\text{mm}^2$ 。

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.255 \times 10^6}{8980} = 28.396\text{N}/\text{mm}^2 < 205\text{N}/\text{mm}^2$$

满足要求!

(二) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值, 仅考虑永久荷载标准值, 其作用效应下次楞传递的集中荷载 $P=3.762\text{kN}$, 主楞弹性模量: $E = 206000\text{N}/\text{mm}^2$ 。

主楞最大容许挠度值: $300/150=2\text{mm}$;

经计算主楞最大挠度 $V_{\max}=0.026\text{mm} < 2\text{mm}$ 。

满足要求!

对拉螺栓验算

对拉螺栓轴力设计值:

$$N=abF_s$$

a ——对拉螺栓横向间距; b ——对拉螺栓竖向间距;

F_s ——新浇混凝土作用于模板上的侧压力、振捣混凝土对垂直模板产生的水平荷载或倾倒混凝土时作用于模板上的侧压力设计值:

$$F_s=0.95(r_G G_{4k} + r_Q Q_{2k})=0.95 \times (1.2 \times 45.600 + 1.4 \times 4)=57.30\text{kN}。$$

$$N=0.50 \times 0.30 \times 57.30=8.60\text{kN}。$$

对拉螺栓可承受的最大轴向拉力设计值 N_t^b :

$$N_t^b = A_n F_t^b$$

A_n ——对拉螺栓净截面面积

F_t^b ——螺栓的抗拉强度设计值

本工程对拉螺栓采用M12, 其截面面积 $A_n=76.0\text{mm}^2$, 可承受的最大轴向拉力设计值 $N_t^b=12.92\text{kN} > N=8.60\text{kN}$ 。

满足要求!

梁底模板面板验算

面板采用木胶合板，厚度为12mm。取梁底横向水平杆间距0.5m作为计算单元。

面板的截面抵抗矩 $W=50 \times 1.2 \times 1.2 / 6 = 12 \text{cm}^3$;

截面惯性矩 $I=50 \times 1.2 \times 1.2 \times 1.2 / 12 = 7.2 \text{cm}^4$;

(一) 强度验算

1、梁底次楞为5根，面板按四跨连续板计算，其计算跨度取梁底次楞间距， $L=0.113\text{m}$ 。

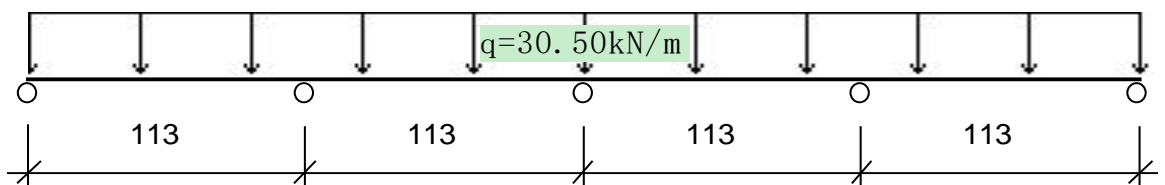
2、荷载计算

作用于梁底模板的均布线荷载设计值为：

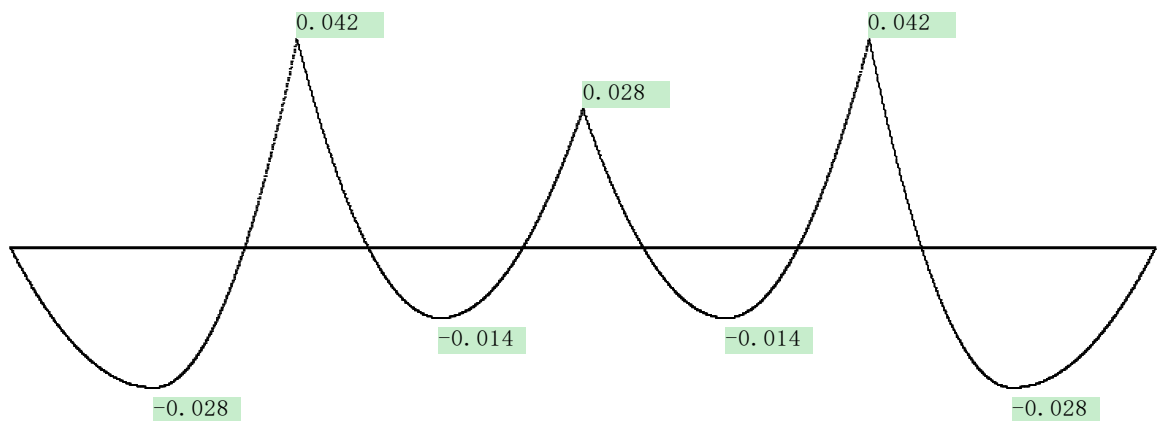
$$q_1 = 0.9 \times [1.2 \times (24 \times 1.9 + 1.5 \times 1.9 + 0.3) + 1.4 \times 2] \times 0.5 = 27.59 \text{kN/m}$$

$$q_1 = 0.9 \times [1.35 \times (24 \times 1.9 + 1.5 \times 1.9 + 0.3) + 1.4 \times 0.7 \times 2] \times 0.5 = 30.50 \text{kN/m}$$

根据以上两者比较应取 $q_1 = 30.50 \text{kN/m}$ 作为设计依据。



计算简图(kN)



弯矩图(kN.m)

经过计算得到从左到右各支座力分别为：

$$N1=1.354\text{kN}; N2=3.939\text{kN}; N3=3.200\text{kN}; N4=3.939\text{kN}; N5=1.354\text{kN};$$

最大弯矩 $M_{\max} = 0.042\text{kN.m}$

梁底模板抗弯强度设计值 $[f]$ (N/mm^2) $=12.5 \text{ N}/\text{mm}^2$;

梁底模板的弯曲应力按下式计算：

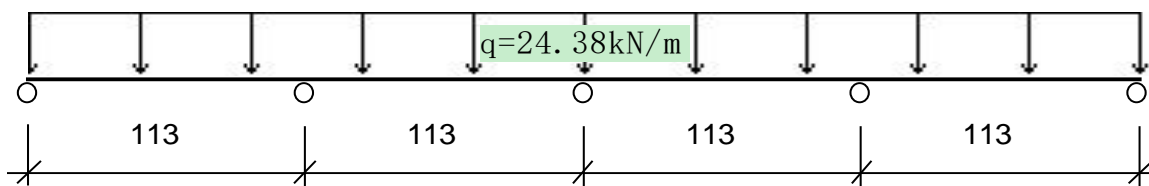
$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.042 \times 10^6}{12 \times 10^3} = 3.500\text{N}/\text{mm}^2 < 12.5\text{N}/\text{mm}^2$$

满足要求！

(二) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值，仅考虑永久荷载标准值，故其作用效应的线荷载计算如下：

$$q = 0.5 \times (24 \times 1.9 + 1.5 \times 1.9 + 0.3) = 24.38\text{kN}/\text{m};$$



计算简图(kN)

面板弹性模量： $E = 4500\text{N}/\text{mm}^2$;

经计算，最大变形 $V_{\max} = 0.078\text{mm}$

梁底模板的最大容许挠度值： $113/400 = 0.3 \text{ mm}$;

最大变形 $V_{\max} = 0.078\text{mm} < 0.3\text{mm}$

满足要求！

梁底模板次楞验算

本工程梁底模板次楞采用方木，宽度50mm，高度80mm。

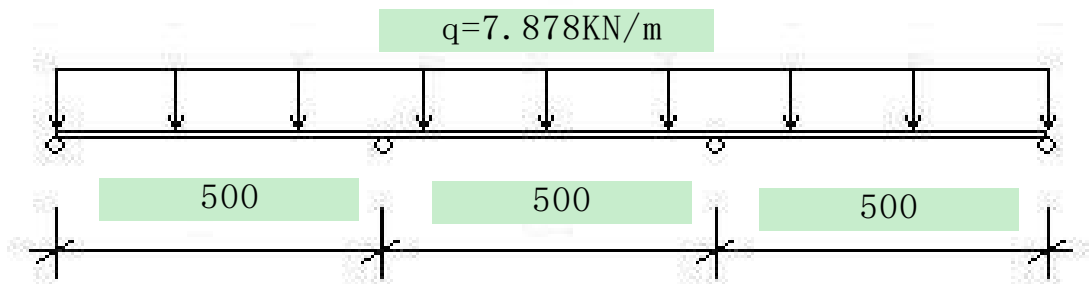
次楞的截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为：

$$W = 5 \times 8 \times 8 / 6 = 53.333\text{cm}^3;$$

$$I = 5 \times 8 \times 8 \times 8 / 12 = 213.333\text{cm}^4;$$

(一) 强度验算

最大弯矩考虑为永久荷载与可变荷载的计算值最不利分配的弯矩和，取受力最大的次楞，按照三跨连续梁进行计算，其计算跨度取次楞下横向水平杆的间距， $L=0.5\text{m}$ 。



次楞计算简图

荷载设计值 $q = 3.939/0.5 = 7.878\text{kN/m}$;

最大弯距 $M_{\max} = 0.1qL^2 = 0.1 \times 7.878 \times 0.5^2 = 0.197\text{ kN}\cdot\text{m}$;

次楞抗弯强度设计值 $[f] = 17\text{N/mm}^2$;

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.197 \times 10^6}{53.333 \times 10^3} = 3.694\text{N/mm}^2 < 17\text{N/mm}^2$$

次楞抗弯强度满足要求!

(二) 抗剪强度验算

$V = 0.6qL = 0.6 \times 7.878 \times 0.5 = 2.363\text{KN}$

木材抗剪强度设计值 $f_v = 4.8\text{N/mm}^2$;

抗剪强度按下式计算:

$$\tau = \frac{3V}{2bh} = \frac{3 \times 2.363 \times 10^3}{2 \times 50 \times 80} = 0.89\text{N/mm}^2 < f_v = 4.8\text{N/mm}^2$$

次楞抗剪强度满足要求!

(三) 挠度验算

次楞最大容许挠度值: $1/250 = 500/250 = 2\text{ mm}$;

验算挠度时不考虑可变荷载值，只考虑永久荷载标准值：

$$q = 3.149/0.5 = 6.298\text{N/mm};$$

$$\text{次楞弹性模量: } E = 10000\text{N/mm}^2;$$

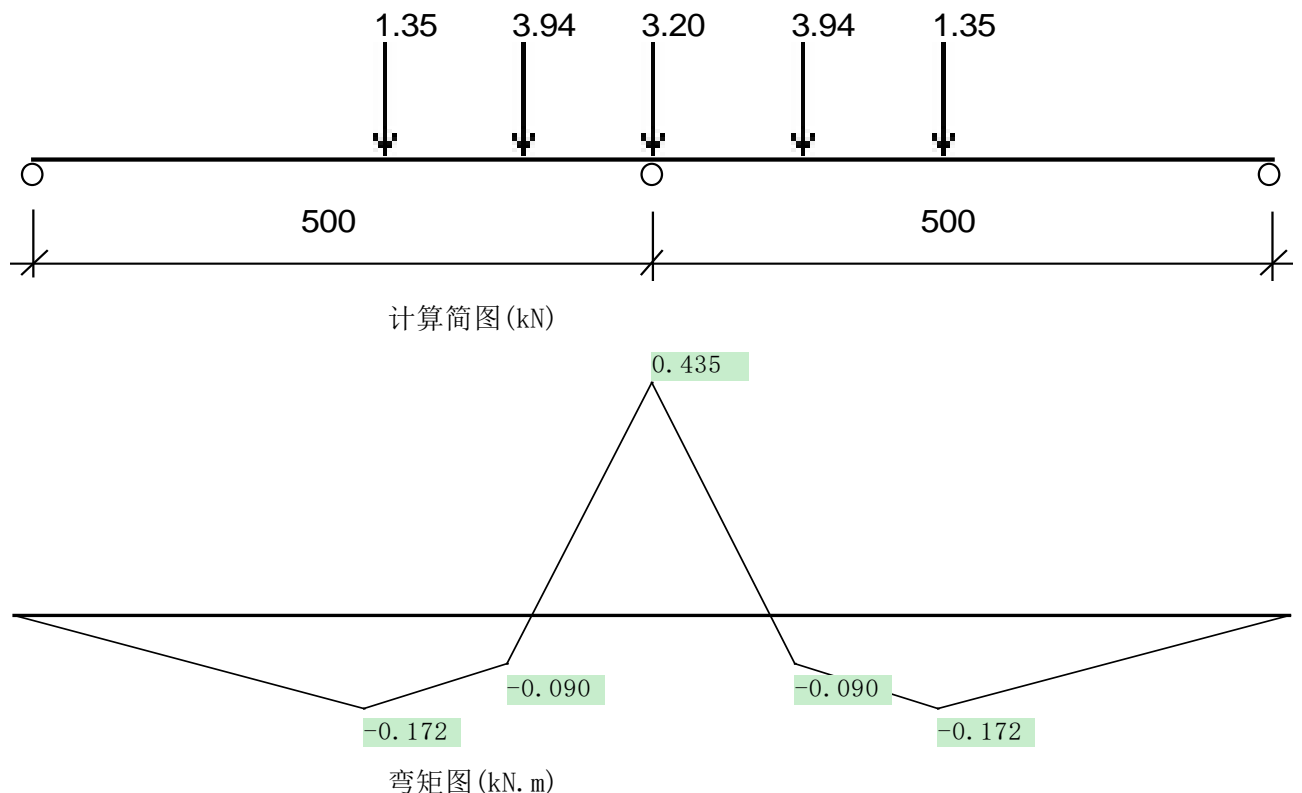
$$v = \frac{0.677ql^4}{100EI} = \frac{0.677 \times 6.298 \times 500^4}{100 \times 10000 \times 213.333 \times 10^4} = 0.125\text{mm} < 2\text{mm}$$

次楞挠度满足要求！

梁底横向水平杆验算

横向水平杆按照集中荷载作用下的连续梁计算。

集中荷载 P 取梁底面板下次楞传递力。



经计算，从左到右各支座力分别为：

$$N_1 = 0.626\text{kN}; N_2 = 12.533\text{kN}; N_3 = 0.626\text{kN};$$

$$\text{最大弯矩 } M_{\max} = 0.435\text{kN.m};$$

$$\text{最大变形 } V_{\max} = 0.155\text{mm}。$$

(一) 强度验算

支撑钢管的抗弯强度设计值 $[f]$ (N/mm^2) = $205\text{N}/\text{mm}^2$;

支撑钢管的弯曲应力按下式计算:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.435 \times 10^6}{4.25 \times 10^3} = 102.353\text{N}/\text{mm}^2 < 205\text{N}/\text{mm}^2$$

满足要求!

(二) 挠度验算

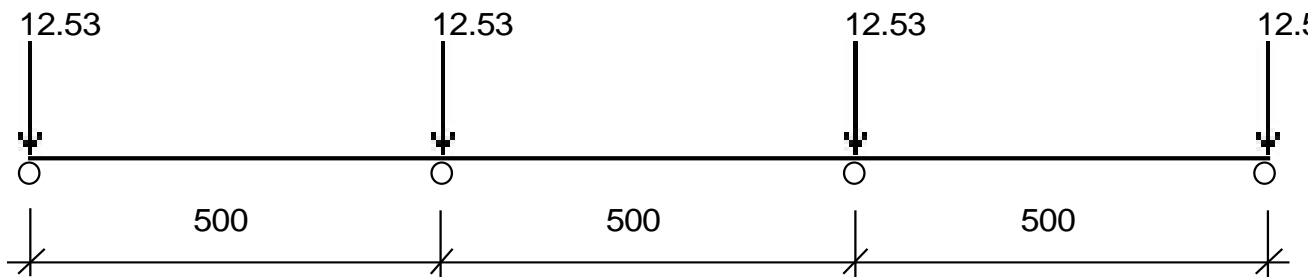
支撑钢管的最大容许挠度值: $1/150 = 500/150 = 3.3\text{mm}$ 或 10mm ;

最大变形 $V_{\max} = 0.155\text{mm} < 3.3\text{mm}$

满足要求!

梁底纵向水平杆验算

横向钢管作用在纵向钢管的集中荷载 $P=12.533\text{kN}$ 。



计算简图(kN)

纵向水平杆只起构造作用, 不需要计算。

扣件抗滑移验算

水平杆传给立杆荷载设计值 $R=12.533\text{kN}$, 由于采用顶托, 不需要进行扣件抗滑移的计算。

立杆稳定性验算

(一) 风荷载计算

因在室外露天支模，故需要考虑风荷载。基本风压按德州10年一遇风压值采用， $\omega_0=0.3\text{kN/m}^2$ 。

模板支架计算高度 $H=10\text{m}$ ，按地面粗糙度C类 有密集建筑群的城市市区。风压高度变化系数 $\mu_z=0.84$ 。

计算风荷载体形系数：

将模板支架视为桁架，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》表7.3.1第32项和36项的规定计算。模板支架的挡风系数 $\phi=1.2 \times A_n / (l_a \times h)=1.2 \times 0.108 / (0.5 \times 1.5)=0.173$

式中 $A_n = (l_a+h+0.325l_a h) d=0.108\text{m}^2$

A_n -----一步一跨内钢管的总挡风面积。

l_a -----立杆间距，0.5m

h -----步距，1.5m

d -----钢管外径，0.048m

系数1.2-----节点面积增大系数。

系数0.325-----模板支架立面每平米内剪刀撑的平均长度。

单排架无遮拦体形系数： $\mu_{st}=1.2\phi=1.2 \times 0.173=0.21$

无遮拦多排模板支撑架的体形系数：

$$\mu_s = \mu_{st} \frac{1 - \eta^n}{1 - \eta} = 0.21 \frac{1 - 0.88^{10}}{1 - 0.88} = 1.26$$

η -----风荷载地形地貌修正系数。

n -----支撑架相连立杆排数。

风荷载标准值 $\omega_k = \mu_z \mu_s \omega_0 = 0.84 \times 1.26 \times 0.3 = 0.318\text{kN/m}^2$

风荷载产生的弯矩标准值：

$$M_w = \frac{0.9^2 \times 1.4 \omega_k l_a h^2}{10} = \frac{0.9^2 \times 1.4 \times 0.318 \times 0.5 \times 1.5^2}{10} = 0.041\text{kN} \cdot \text{m}$$

(二) 立杆轴心压力设计值 N 计算

上部梁传递的最大荷载设计值：12.533kN；

立杆承受支架自重：1.2×10×0.106=1.272kN

立杆轴心压力设计值N：12.533+1.272=13.805kN；

(三) 立杆稳定性计算

立杆的稳定性计算公式：

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

N ---- 轴心压力设计值(kN)：N=13.805kN；

φ ---- 轴心受压稳定系数,由长细比 $\lambda=L_0/i$ 查表得到；

L_0 ---- 立杆计算长度(m)， $L_0=k_1k_2(h+2a)$ ，h:顶步步距，取1.5m；a:模板支架立杆伸出顶层水平杆中心线至模板支撑点的长度，取0.5m； k_1k_2 为计算长度附加系数，按下表取用， $k_1=1.167$ ， $k_2=1.016$ ， $L_0=2.96m$ 。

模板支架计算长度附加系数K1

步距h(m)	$h \leq 0.9$	$0.9 < h \leq 1.2$	$1.2 < h \leq 1.5$	$1.5 < h \leq 2.1$
K1	1.243	1.185	1.167	1.163

模板支架计算长度附加系数K2

H(m)	4	6	8	10	12	14	16	18	20	25	30	35	40	
$h+2a$ 或 uih (m)	1.35	1.0	1.014	1.026	1.039	1.042	1.054	1.061	1.081	1.092	1.113	1.137	1.155	1.173
	1.44	1.0	1.012	1.022	1.031	1.039	1.047	1.056	1.064	1.072	1.092	1.111	1.129	1.149
	1.53	1.0	1.007	1.015	1.024	1.031	1.039	1.047	1.055	1.062	1.079	1.097	1.114	1.132
	1.62	1.0	1.007	1.014	1.021	1.029	1.036	1.043	1.051	1.056	1.074	1.090	1.106	1.123
	1.80	1.0	1.007	1.014	1.020	1.026	1.033	1.040	1.046	1.052	1.067	1.081	1.096	1.111
	1.92	1.0	1.007	1.012	1.018	1.024	1.030	1.035	1.042	1.048	1.062	1.076	1.090	1.104
	2.04	1.0	1.007	1.012	1.018	1.022	1.029	1.035	1.039	1.044	1.060	1.073	1.087	1.101
	2.25	1.0	1.007	1.010	1.016	1.020	1.027	1.032	1.037	1.042	1.057	1.070	1.081	1.094
	2.70	1.0	1.007	1.010	1.016	1.020	1.027	1.032	1.037	1.042	1.053	1.066	1.078	1.091

i ---- 立杆的截面回转半径(cm)， $i=1.6cm$ ；

A ---- 立杆截面面积(cm^2)， $A=3.98cm^2$ ；

M_w ---- 风荷载产生的弯矩标准值；

W ---- 立杆截面抵抗矩(cm^3): $W= 4.25\text{cm}^3$;

f ---- 钢材抗压强度设计值 N/mm^2 , $f= 205\text{N}/\text{mm}^2$;

立杆长细比计算:

$$\lambda = L_0/i = 296/1.6 = 185$$

按照长细比查表得到轴心受压立杆的稳定系数 $\phi = 0.209$;

$$\frac{N}{\phi A} + \frac{M_w}{W} = \frac{13.805 \times 10^3}{0.209 \times 3.98 \times 10^2} + \frac{0.041 \times 10^6}{4.25 \times 10^3} = 165.961 + 9.647 = 175.608 \text{N}/\text{mm}^2$$

$$\langle f = 205 \text{N}/\text{mm}^2$$

立杆稳定性满足要求!

立杆底地基承载力验算

1、上部立杆传至垫木顶面的轴向力设计值 $N=13.805\text{kN}$

2、垫木底面面积 A

垫木作用长度 1m, 垫木宽度 0.3m, 垫木面积 $A=1 \times 0.3=0.3\text{m}^2$

3、地基土为 9, 其承载力设计值 $f_{ak}= 200\text{kN}/\text{m}^2$

立杆垫木地基土承载力折减系数 $m_f= 1$

4、验算地基承载力

立杆底垫木的底面平均压力

$$P = \frac{N}{A} = \frac{13.805}{0.3} = 46.02 \text{kN}/\text{m}^2 < m_f f_{ak} = 200 \times 1 = 200 \text{kN}/\text{m}^2$$

满足要求!。

(二) 600X2200mm 梁模板系统验算

工程参数

梁与支架参数			
梁截面宽度	0.6m	梁截面高度	2.2m

支架高度	10m	楼板厚度	0.1m	
立杆梁跨度方向间距 $1a$	0.5m	钢管类型	$\phi 48 \times 2.8m$	
梁两侧与梁底立杆	梁两侧立杆间距 1.2m, 梁下增加 2 根立杆			
水平杆最大步距	1.5m	立杆伸出水平杆长度 a	0.5m	
面板	12mm 厚木胶合板			
梁底面板下次楞	50×80mm 方木, 6 根			
梁侧次楞	50×80mm 方木, 间距 150mm			
梁侧主楞	双钢管, 间距 500mm			
穿梁螺栓	穿梁螺栓直径 12mm, 间距: 500mm×300mm			
荷载参数				
永久荷载	新浇砼自重	24kN/m ³	钢筋自重	1.5kN/m ³
	面板次楞自重	0.3kN/m ²	支架自重	0.116kN/m
可变荷载	施工人员及设备荷载	1kN/m ²	倾倒砼荷载	4kN/m ²
	振捣砼对梁底模板荷载	2kN/m ²	振捣砼对梁侧模板荷载	4kN/m ²

600X2200mm 梁模板搭设立面图, 见后附图十

新浇砼对模板侧压力标准值计算

新浇筑的混凝土作用于模板的侧压力标准值, 依据建筑施工模板

安全技术规范，按下列公式计算，取其中的较小值：

$$F = 0.22\gamma_c t_0 \beta_1 \beta_2 \sqrt{V} = 0.22 \times 24 \times 5.7 \times 1.2 \times 1.2 \times 1.22 = 52.873 \text{ kN/m}^2$$

$$F = \gamma_c H = 24 \times 2.2 = 52.800 \text{ kN/m}^2$$

其中 γ_c -- 混凝土的重力密度，取 24kN/m^3 ；

t_0 -- 新浇混凝土的初凝时间，按 $200/(T+15)$ 计算，取初凝时间为5.7小时。T：混凝土的入模温度，经现场测试，为 20°C ；

V -- 混凝土的浇筑速度，取 1.5m/h ；

H -- 混凝土侧压力计算位置处至新浇混凝土顶面总高度，取 2.2m ；

β_1 -- 外加剂影响修正系数，取 1.2 ；

β_2 -- 混凝土坍落度影响修正系数，取 1.2 。

根据以上两个公式计算，新浇筑混凝土对模板的侧压力标准值取较小值 52.800kN/m^2 。

梁侧模板面板验算

面板采用木胶合板，厚度为 12mm ，验算跨中最不利抗弯强度和挠度。计算宽度取 1000mm 。

$$\text{面板的截面抵抗矩 } W = 1000 \times 12 \times 12 / 6 = 24000 \text{ mm}^3;$$

$$\text{截面惯性矩 } I = 1000 \times 12 \times 12 \times 12 / 12 = 144000 \text{ mm}^4;$$

(一) 强度验算

1、面板按三跨连续板计算，其计算跨度取支承面板的次楞间距， $L=0.15\text{m}$ 。

2、荷载计算

新浇筑混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k}=52.800\text{kN/m}^2$ ，振捣砼对侧模板产生的荷载标准值 $Q_{2k}=4\text{kN/m}^2$ 。

均布线荷载设计值为：

$$q_1 = 0.9 \times [1.2 \times 52.800 + 1.4 \times 4] \times 1 = 62.064 \text{ KN/m}$$

$$q_1 = 0.9 \times [1.35 \times 52.800 + 1.4 \times 0.7 \times 4] \times 1 = 67.68 \text{ KN/m}$$

根据以上两者比较应取 $q_1=67.68\text{KN/m}$ 作为设计依据。

3、强度验算

施工荷载为均布线荷载：

$$M_1=0.1q_1l^2=0.1\times 67.68\times 0.15^2=0.15\text{KN}\cdot\text{m}$$

面板抗弯强度设计值 $f=12.5\text{N/mm}^2$ ；

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.15\times 10^6}{24000} = 6.25\text{N/mm}^2 < f=12.5\text{N/mm}^2$$

面板强度满足要求！

(二) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值，仅考虑永久荷载标准值，故其作用效应的线荷载计算如下：

$$q = 1\times 52.800=52.8\text{KN/m}；$$

面板最大容许挠度值： $150/400=0.38\text{mm}$ ；

面板弹性模量： $E = 4500\text{N/mm}^2$ ；

$$v = \frac{0.677ql^4}{100EI} = \frac{0.677\times 52.800\times 150^4}{100\times 4500\times 144000} = 0.28\text{mm} < 0.38\text{mm}$$

满足要求！

梁侧模板次楞验算

次楞采用 $50\times 80\text{mm}$ (宽度 \times 高度) 方木，间距： 0.15m ，截面抵抗矩 W 和截面惯性矩 I 分别为：

$$\text{截面抵抗矩 } W = 50\times 80\times 80/6=53333\text{mm}^3；$$

$$\text{截面惯性矩 } I = 50\times 80\times 80\times 80/12=213333\text{mm}^4；$$

(一) 强度验算

1、次楞承受面板传递的荷载，按均布荷载作用下三跨连续梁计算，

其计算跨度取主楞间距， $L=0.5\text{m}$ 。

2、荷载计算

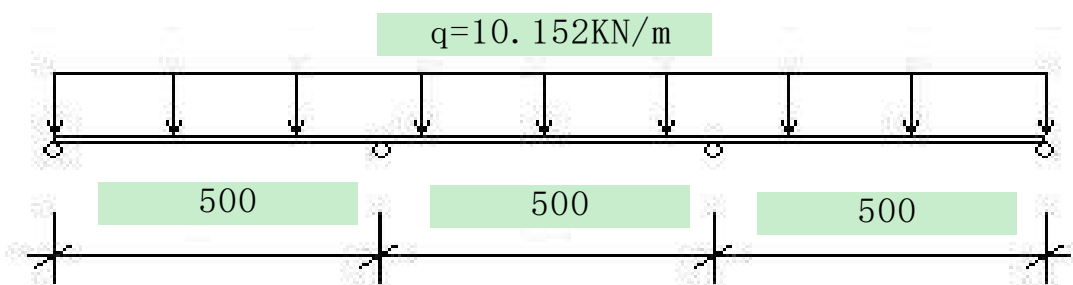
新浇筑混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k}=52.800\text{kN/m}^2$ ，振捣砼对侧模板产生的荷载标准值 $Q_{2k}=4\text{kN/m}^2$ 。

均布线荷载设计值为：

$$q_1=0.9 \times [1.2 \times 52.800 + 1.4 \times 4] \times 0.15 = 9.310\text{kN/m}$$

$$q_2=0.9 \times [1.35 \times 52.800 + 1.4 \times 0.7 \times 4] \times 0.15 = 10.152\text{kN/m}$$

根据以上两者比较应取 $q=10.152\text{kN/m}$ 作为设计依据。



3、强度验算

计算最大弯矩：

$$M_{\max}=0.1q_1^2=0.1 \times 10.152 \times 0.5^2=0.254\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{最大支座力： } 1.1q_1=1.1 \times 10.152 \times 0.5=5.58\text{kN}$$

次楞抗弯强度设计值 $[f]=17\text{N/mm}^2$ 。

$$\Sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.254 \times 10^6}{53333} = 4.763\text{N/mm}^2 < 17\text{N/mm}^2$$

满足要求！

(二) 抗剪强度验算

$$\text{次楞最大剪力设计值 } V_1=0.6q_1l=0.6 \times 10.152 \times 0.5=3.046\text{kN}$$

木材抗剪强度设计值 $f_v=4.8\text{N/mm}^2$ ；

抗剪强度按下式计算：

$$\tau = \frac{3V}{2bh} = \frac{3 \times 3.046 \times 10^3}{2 \times 50 \times 80} = 1.142 \text{N/mm}^2 < f_v = 4.8 \text{N/mm}^2$$

次楞抗剪强度满足要求！

(三) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值，仅考虑永久荷载标准值，故其作用效应的线荷载计算如下：

$$q = 52.800 \times 0.15 = 7.92 \text{KN/m};$$

$$\text{次楞最大容许挠度值} = 500/250 = 2 \text{mm};$$

$$\text{次楞弹性模量: } E = 10000 \text{N/mm}^2;$$

$$v = \frac{0.677ql^4}{100EI} = \frac{0.677 \times 7.92 \times 500^4}{100 \times 10000 \times 2133333} = 0.157 \text{mm} < 2 \text{mm}$$

满足要求！

梁侧模板主楞验算

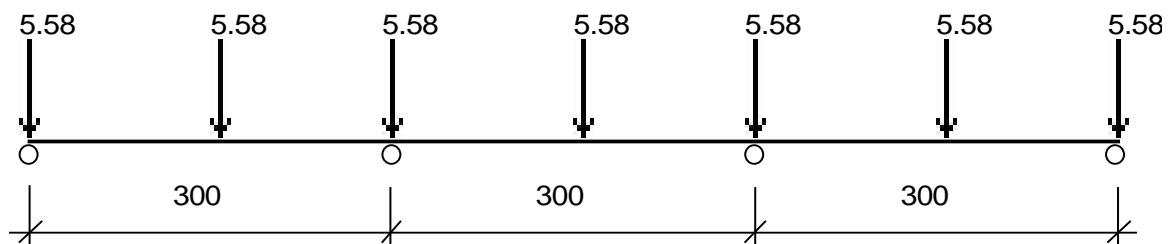
主楞采用双钢管，间距：0.5m，截面抵抗矩W和截面惯性矩I分别为：

$$\text{截面抵抗矩 } W = 8980 \text{mm}^3;$$

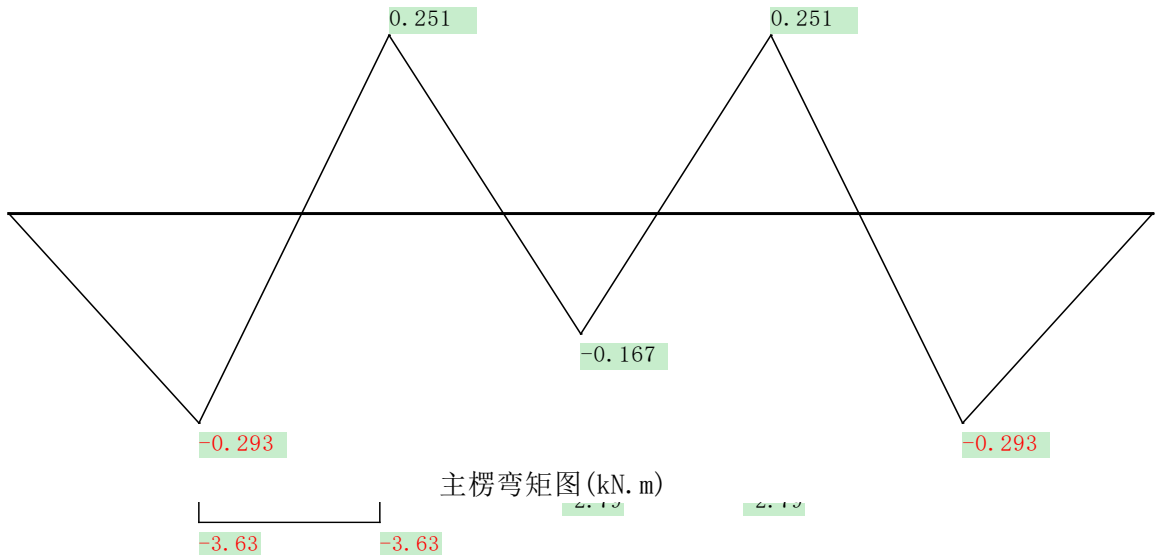
$$\text{截面惯性矩 } I = 215600 \text{mm}^4;$$

(一) 强度验算

1、主楞承受次楞传递的集中荷载 $P=5.58 \text{kN}$ ，按集中荷载作用下三跨连续梁计算，其计算跨度取穿梁螺栓间距， $L=0.3 \text{m}$ 。



主楞计算简图 (kN)



2、强度验算

最大弯矩 $M_{\max} = 0.293 \text{ kN} \cdot \text{m}$

主楞抗弯强度设计值 $[f] = 205 \text{ N/mm}^2$ 。

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.293 \times 10^6}{8980} = 32.628 \text{ N/mm}^2 < 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

(二) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值，仅考虑永久荷载标准值，其作用效应下次楞传递的集中荷载 $P = 4.356 \text{ kN}$ ，主楞弹性模量： $E = 206000 \text{ N/mm}^2$ 。

主楞最大容许挠度值： $300/150 = 2 \text{ mm}$ ；

经计算主楞最大挠度 $V_{\max} = 0.030 \text{ mm} < 2 \text{ mm}$ 。

满足要求!

对拉螺栓验算

对拉螺栓轴力设计值：

$$N = abF_s$$

a ——对拉螺栓横向间距； b ——对拉螺栓竖向间距；

F_s ——新浇混凝土作用于模板上的侧压力、振捣混凝土对垂直模板

产生的水平荷载或倾倒混凝土时作用于模板上的侧压力设计值：

$$F_s = 0.95 (r_G G_{4k} + r_Q Q_{2k}) = 0.95 \times (1.2 \times 52.800 + 1.4 \times 4) = 65.51 \text{ kN}。$$

$$N = 0.50 \times 0.30 \times 65.51 = 9.83 \text{ kN}。$$

对拉螺栓可承受的最大轴向拉力设计值 N_t^b ：

$$N_t^b = A_n F_t^b$$

A_n ——对拉螺栓净截面面积

F_t^b ——螺栓的抗拉强度设计值

本工程对拉螺栓采用M12，其截面面积 $A_n=76.0\text{mm}^2$ ，可承受的最大轴向拉力设计值 $N_t^b=12.92\text{kN} > N=9.83\text{kN}$ 。

满足要求！

梁底模板面板验算

面板采用木胶合板，厚度为12mm。取梁底横向水平杆间距0.5m作为计算单元。

$$\text{面板的截面抵抗矩 } W = 50 \times 1.2 \times 1.2 / 6 = 12 \text{ cm}^3；$$

$$\text{截面惯性矩 } I = 50 \times 1.2 \times 1.2 \times 1.2 / 12 = 7.2 \text{ cm}^4；$$

(一) 强度验算

1、梁底次楞为6根，面板按多跨连续板计算，其计算跨度取梁底次楞间距， $L=0.12\text{m}$ 。

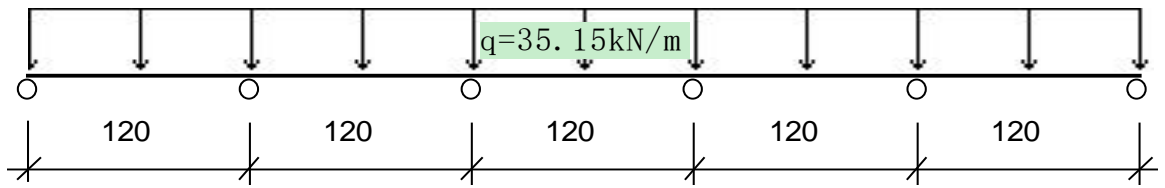
2、荷载计算

作用于梁底模板的均布线荷载设计值为：

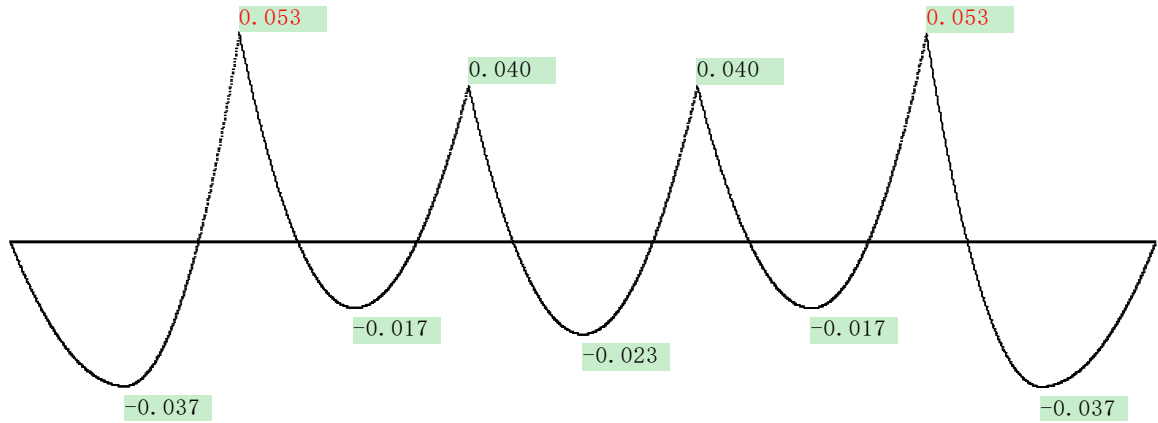
$$q_1 = 0.9 \times [1.2 \times (24 \times 2.2 + 1.5 \times 2.2 + 0.3) + 1.4 \times 2] \times 0.5 = 31.72 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 0.9 \times [1.35 \times (24 \times 2.2 + 1.5 \times 2.2 + 0.3) + 1.4 \times 0.7 \times 2] \times 0.5 = 35.15 \text{ kN/m}$$

根据以上两者比较应取 $q_2 = 35.15 \text{ kN/m}$ 作为设计依据。



计算简图(kN)



弯矩图(kN.m)

经过计算得到从左到右各支座力分别为：

$$N_1=1.665\text{kN}; N_2=4.773\text{kN}; N_3=4.107\text{kN}; N_4=4.107\text{kN}; N_5=4.773\text{kN};$$

$$N_6=1.665\text{kN};$$

$$\text{最大弯矩 } M_{\max} = 0.053\text{kN.m}$$

$$\text{梁底模板抗弯强度设计值 } [f] \text{ (N/mm}^2\text{)} = 12.5 \text{ N/mm}^2;$$

梁底模板的弯曲应力按下式计算：

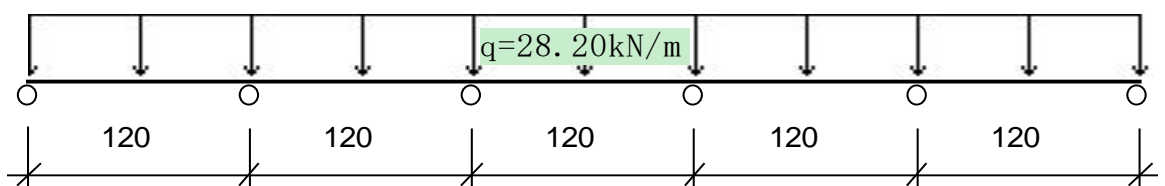
$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.053 \times 10^6}{12 \times 10^3} = 4.417\text{N/mm}^2 < 12.5\text{N/mm}^2$$

满足要求！

(二) 挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值，仅考虑永久荷载标准值，故其作用效应的线荷载计算如下：

$$q = 0.5 \times (24 \times 2.2 + 1.5 \times 2.2 + 0.3) = 28.20\text{kN/m};$$



计算简图(kN)

面板弹性模量: $E = 4500\text{N/mm}^2$;

经计算, 最大变形 $V_{\max} = 0.116\text{mm}$

梁底模板的最大容许挠度值: $120/400 = 0.3 \text{ mm}$;

最大变形 $V_{\max} = 0.116\text{mm} < 0.3\text{mm}$

满足要求!

梁底模板次楞验算

本工程梁底模板次楞采用方木, 宽度50mm, 高度80mm。

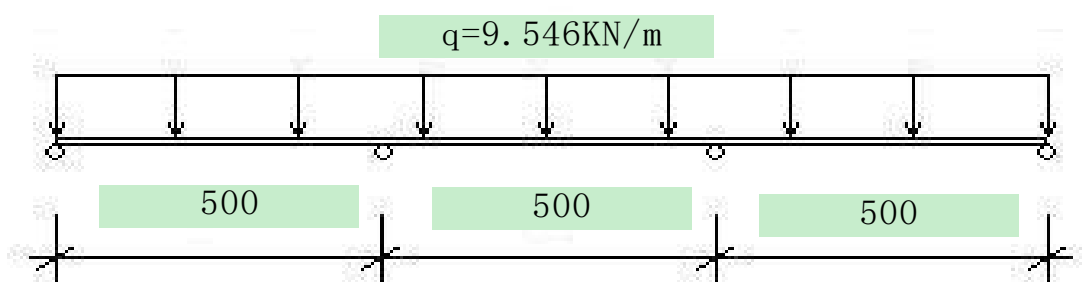
次楞的截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为:

$$W = 5 \times 8 \times 8 / 6 = 53.333\text{cm}^3;$$

$$I = 5 \times 8 \times 8 \times 8 / 12 = 213.333\text{cm}^4;$$

(一) 强度验算

最大弯矩考虑为永久荷载与可变荷载的计算值最不利分配的弯矩和, 取受力最大的次楞, 按照三跨连续梁进行计算, 其计算跨度取次楞下横向水平杆的间距, $L=0.5\text{m}$ 。



次楞计算简图

荷载设计值 $q = 4.773/0.5 = 9.546\text{kN/m}$;

最大弯距 $M_{\max} = 0.1qL^2 = 0.1 \times 9.546 \times 0.5^2 = 0.239 \text{ kN.m}$;

次楞抗弯强度设计值 $[f] = 17\text{N/mm}^2$;

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.239 \times 10^6}{53.333} = 4.481\text{N/mm}^2 < 17\text{N/mm}^2$$

$$W = 53.333 \times 10^3$$

次楞抗弯强度满足要求!

(二) 抗剪强度验算

$$V = 0.6ql = 0.6 \times 9.546 \times 0.5 = 2.864 \text{ kN}$$

木材抗剪强度设计值 $f_v = 4.8 \text{ N/mm}^2$;

抗剪强度按下式计算:

$$\tau = \frac{3V}{2bh} = \frac{3 \times 2.864 \times 10^3}{2 \times 50 \times 80} = 1.07 \text{ N/mm}^2 < f_v = 4.8 \text{ N/mm}^2$$

次楞抗剪强度满足要求!

(三) 挠度验算

次楞最大容许挠度值: $1/250 = 500/250 = 2 \text{ mm}$;

验算挠度时不考虑可变荷载值, 只考虑永久荷载标准值:

$$q = 3.829/0.5 = 7.658 \text{ N/mm};$$

次楞弹性模量: $E = 10000 \text{ N/mm}^2$;

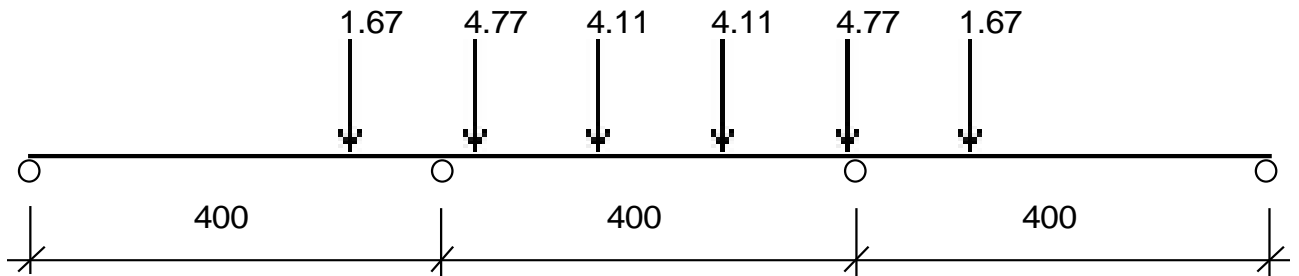
$$v = \frac{0.677ql^4}{100EI} = \frac{0.677 \times 7.658 \times 500^4}{100 \times 10000 \times 213.333 \times 10^4} = 0.152 \text{ mm} < 2 \text{ mm}$$

次楞挠度满足要求!

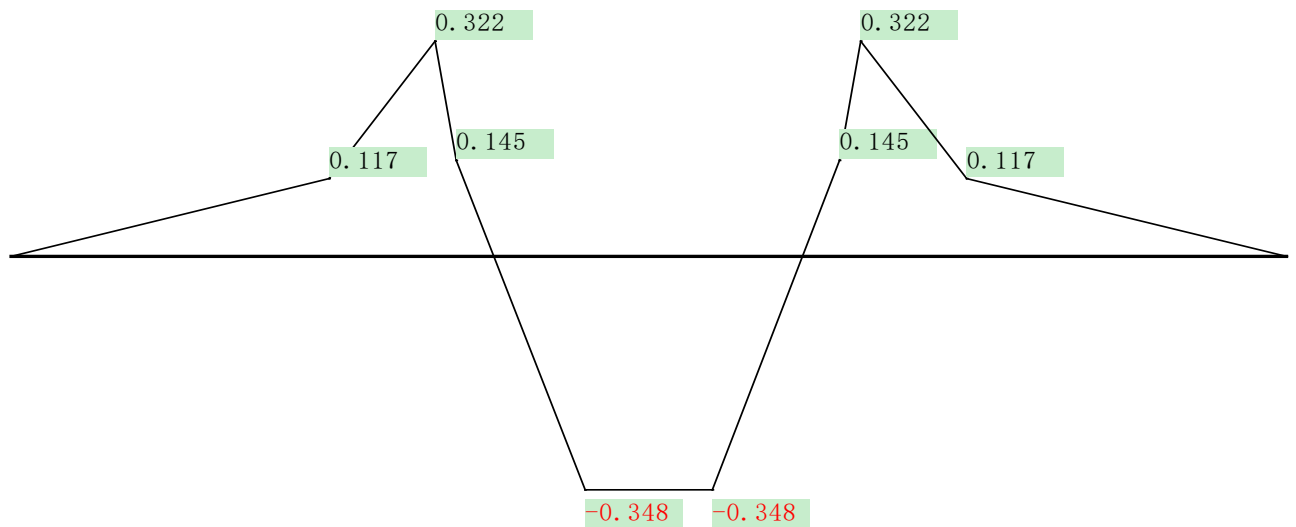
梁底横向水平杆验算

横向水平杆按照集中荷载作用下的连续梁计算。

集中荷载 P 取梁底面板下次楞传递力。



计算简图(kN)



弯矩图 (kN. m)

经计算，从左到右各支座力分别为：

$$N_1 = -0.390 \text{ kN}; N_2 = 10.935 \text{ kN}; N_3 = 10.935 \text{ kN}; N_4 = -0.390 \text{ kN};$$

最大弯矩 $M_{\max} = 0.348 \text{ kN. m}$;

最大变形 $V_{\max} = 0.248 \text{ mm}$ 。

(一) 强度验算

支撑钢管的抗弯强度设计值 $[f]$ (N/mm^2) = $205 \text{ N}/\text{mm}^2$;

支撑钢管的弯曲应力按下式计算：

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.348 \times 10^6}{4.25 \times 10^3} = 81.882 \text{ N}/\text{mm}^2 < 205 \text{ N}/\text{mm}^2$$

满足要求！

(二) 挠度验算

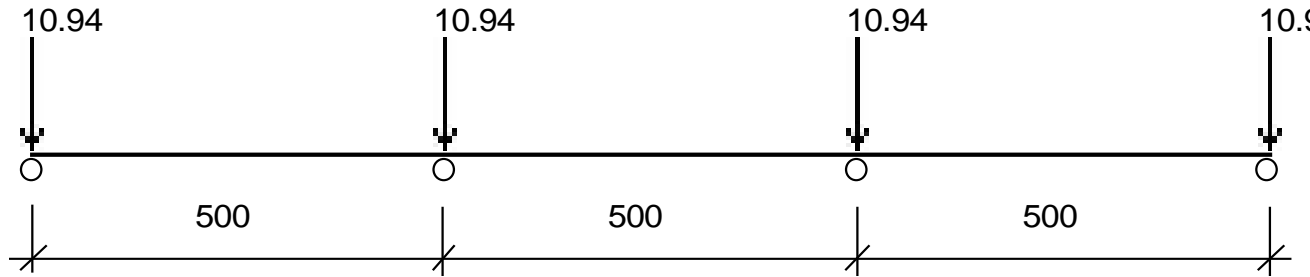
支撑钢管的最大容许挠度值： $1/150 = 400/150 = 2.7 \text{ mm}$ 或 10 mm ;

最大变形 $V_{\max} = 0.248 \text{ mm} < 2.7 \text{ mm}$

满足要求！

梁底纵向水平杆验算

横向钢管作用在纵向钢管的集中荷载 $P = 10.935 \text{ kN}$ 。



计算简图(kN)

纵向水平杆只起构造作用，不需要计算。

扣件抗滑移验算

扣件连接方式采用双扣件，扣件抗滑承载力设计值： $R_c=12\text{kN}$ ；水平杆通过扣件传给立杆的最大荷载设计值： $R=10.935\text{kN}$ ；

$R < R_c$ ，扣件抗滑承载力满足要求！

立杆稳定性验算

(一) 风荷载计算

因在室外露天支模，故需要考虑风荷载。基本风压按德州10年一遇风压值采用， $\omega_0=0.3\text{kN/m}^2$ 。

模板支架计算高度 $H=10\text{m}$ ，按地面粗糙度C类 有密集建筑群的城市市区。风压高度变化系数 $\mu_z=0.84$ 。

计算风荷载体形系数：

将模板支架视为桁架，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》表7.3.1第32项和36项的规定计算。模板支架的挡风系数 $\varphi=1.2 \times A_n / (l_a \times h)=1.2 \times 0.108 / (0.5 \times 1.5)=0.173$

式中 $A_n = (l_a+h+0.325l_a h) d=0.108\text{m}^2$

A_n -----一步一跨内钢管的总挡风面积。

l_a -----立杆间距，0.5m

h -----步距，1.5m

d -----钢管外径，0.048m

系数1.2-----节点面积增大系数。

系数0.325-----模板支架立面每平米内剪刀撑的平均长度。

单排架无遮拦体形系数： $\mu_{st}=1.2\phi=1.2\times 0.173=0.21$

无遮拦多排模板支撑架的体形系数：

$$\mu_s = \mu_{st} \frac{1 - \eta^n}{1 - \eta} = 0.21 \frac{1 - 0.88^{10}}{1 - 0.88} = 1.26$$

η -----风荷载地形地貌修正系数。

n -----支撑架相连立杆排数。

风荷载标准值 $\omega_k = \mu_z \mu_s \omega_0 = 0.84 \times 1.26 \times 0.3 = 0.318 \text{ kN/m}^2$

风荷载产生的弯矩标准值：

$$M_w = \frac{0.9^2 \times 1.4 \omega_k l_a h^2}{10} = \frac{0.9^2 \times 1.4 \times 0.318 \times 0.5 \times 1.5^2}{10} = 0.041 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(二) 立杆轴心压力设计值 N 计算

上部梁传递的最大荷载设计值：10.935kN；

立杆承受支架自重： $1.2 \times 10 \times 0.116 = 1.392 \text{ kN}$

立杆轴心压力设计值N： $10.935 + 1.392 = 12.327 \text{ kN}$ ；

(三) 立杆稳定性计算

立杆的稳定性计算公式：

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

N ----- 轴心压力设计值(kN)：N=12.327kN；

ϕ ----- 轴心受压稳定系数，由长细比 $\lambda = L_0/i$ 查表得到；

L_0 --- 立杆计算长度 (m)， $L_0 = k_1 k_2 (h + 2a)$ ，h:顶步步距，取1.5m；a:模板支架立杆伸出顶层水平杆中心线至模板支撑点的长度，取0.5m； $k_1 k_2$ 为计算长度附加系数，按下表取用， $k_1 = 1.167$ ， $k_2 = 1.016$ ， $L_0 = 2.96 \text{ m}$ 。

模板支架计算长度附加系数K1

步距h(m)	$h \leq 0.9$	$0.9 < h \leq 1.2$	$1.2 < h \leq 1.5$	$1.5 < h \leq 2.1$
K1	1.243	1.185	1.167	1.163

模板支架计算长度附加系数K2

H(m)	4	6	8	10	12	14	16	18	20	25	30	35	40
$h+2a$ 或 $u+h$ (m)													
1.35	1.0	1.014	1.026	1.039	1.042	1.054	1.061	1.081	1.092	1.113	1.137	1.155	1.173
1.44	1.0	1.012	1.022	1.031	1.039	1.047	1.056	1.064	1.072	1.092	1.111	1.129	1.149
1.53	1.0	1.007	1.015	1.024	1.031	1.039	1.047	1.055	1.062	1.079	1.097	1.114	1.132
1.62	1.0	1.007	1.014	1.021	1.029	1.036	1.043	1.051	1.056	1.074	1.090	1.106	1.123
1.80	1.0	1.007	1.014	1.020	1.026	1.033	1.040	1.046	1.052	1.067	1.081	1.096	1.111
1.92	1.0	1.007	1.012	1.018	1.024	1.030	1.035	1.042	1.048	1.062	1.076	1.090	1.104
2.04	1.0	1.007	1.012	1.018	1.022	1.029	1.035	1.039	1.044	1.060	1.073	1.087	1.101
2.25	1.0	1.007	1.010	1.016	1.020	1.027	1.032	1.037	1.042	1.057	1.070	1.081	1.094
2.70	1.0	1.007	1.010	1.016	1.020	1.027	1.032	1.037	1.042	1.053	1.066	1.078	1.091

i ---- 立杆的截面回转半径(cm) , $i=1.6\text{cm}$;

A ---- 立杆截面面积(cm^2), $A=3.98\text{cm}^2$;

M_w ---- 风荷载产生的弯矩标准值;

W ---- 立杆截面抵抗矩(cm^3): $W=4.25\text{cm}^3$;

f ---- 钢材抗压强度设计值 N/mm^2 , $f=205\text{N/mm}^2$;

立杆长细比计算:

$$\lambda = L_0/i = 296/1.6 = 185$$

按照长细比查表得到轴心受压立杆的稳定系数 $\phi = 0.209$;

$$\frac{N}{\phi A} + \frac{M_w}{W} = \frac{12.327 \times 10^3}{0.209 \times 3.98 \times 10^2} + \frac{0.041 \times 10^6}{4.25 \times 10^3} = 148.193 + 9.647 = 157.840 \text{N/mm}^2$$

$$< f = 205 \text{N/mm}^2$$

立杆稳定性满足要求!

立杆底地基承载力验算

1、上部立杆传至垫木顶面的轴向力设计值 $N=12.327\text{kN}$

2、垫木底面面积 A

垫木作用长度 1m , 垫木宽度 0.3m , 垫木面积 $A=1 \times 0.3=0.3\text{m}^2$

3、地基土为 9，其承载力设计值 $f_{ak}=200\text{kN/m}^2$

立杆垫木地基土承载力折减系数 $m_f=1$

4、验算地基承载力

立杆底垫木的底面平均压力

$$P = \frac{N}{A} = \frac{12.327}{0.3} = 41.09\text{kN/m}^2 < m_f f_{ak} = 200 \times 1 = 200\text{kN/m}^2$$

满足要求!

6、模板安装支设要点

6.1 必须保证工程结构和构件各部分形状尺寸和相互位置的正确。

6.2 构造简单，装拆方便，并便于钢筋的绑扎和安装。

6.3 模板的拼（接）缝应严密，模板接缝处应加胶条，不得漏浆。

柱模板根部采用水泥砂浆抹八字灰堵严。

6.4 对跨度大于等于 4m 的现浇钢筋混凝土梁、板，其模板应按设计要求起拱，起拱高度按跨度不同在 1/1000-3/1000 范围内调整。

6.5 模板支设允许偏差应在规范允许范围之内。

6.6 在浇筑砼前，木模板应浇水湿润，但模板内不应有积水。

6.7 模板与砼的接触面应清理干净并涂刷隔离剂。

6.8 在搭设架体时，在立杆下设置垫板，垫板采用宽 300mm 木垫板，通长设置。另外在架体搭设前应将基土夯实，避免模板支设后产生下沉现象。

7、模板验收

7.1 验收内容

7.1.1 安装现浇结构的模板及其支架时，楼板应具有承受上层荷载的承载力；上、下层支架的立柱应对准，并铺设垫板。

7.1.2 在涂刷模板隔离剂时，不得沾污钢筋和混凝土接槎处。

7.1.3 模板安装应满足下列要求：

1) 为保证模板接缝严密，模板两侧需粘海绵条，防止漏浆。

2) 模板与混凝土的接触面应清理干净并涂刷隔离剂,但不得采用影响结构性能或妨碍装饰工程施工的隔离剂。

3) 浇注混凝土前,模板内的杂物应清理干净,柱子模板在拼装时,应预留清扫口、振捣口,清扫口在砼浇筑前必须堵严。

7.1.4 对跨度不小于 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,起拱高度宜为跨度的 1/1000~3/1000。

7.1.5 固定在模板上的预埋件、预留孔和预留洞均不得遗漏,且应安装牢固,其偏差应符合下表规定:

项目		允许偏差 (mm)
预埋钢板中心线位置		3
预埋管、预留孔中心线位置		3
插筋	中心线位置	5
	外露长度	+10, 0
预埋螺栓	中心线位置	2
	外露长度	+10, 0
预留洞	中心线位置	10
	外露长度	+10, 0

7.1.6 现浇结构模板安装的偏差应符合下表规定:

项目		允许偏差 (mm)	检验方法
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	±10	钢尺检查
	柱、墙、梁	+4,-5	钢尺检查
层高垂直度	不大于 5M	6	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		5	2m 靠尺和塞尺 检查

7.2 验收程序

7.2.1 检验批应由监理工程师（建设单位项目技术负责人）组织施工单位项目专业（技术）负责人等进行验收。各专业的所有检验批经自检达到合格后方可提交验收。验收前，由项目专业质量检查员填好“检验批质量验收记录”。专业（职）质量检查员应在检查评定结果栏内，注明“主控项目全部合格，一般项目满足规范规定要求”，然后专业质量检查员、专业工长（施工员）和班组长均在表下验收单位栏内亲自签字。然后由监理工程师或建设单位项目专业技术负责人组织验收。

7.2.2 模板分项工程质量验收应由监理工程师（建设单位项目技术负责人）组织施工单位项目专业质量（技术）负责人等进行验收。各专业的分项工程经自检达到合格后方可提交验收。验收前，由项目专业质量检查员填好“分项工程的质量验收记录”分项工程的检查结论栏内应由项目专业技术负责人签署“合格”并签字后交监理或建设单位验收。

8、模板拆除

8.1 模板拆除前应有工地技术人员的通知或批准方可拆除构件模板，模板侧模拆除时应保证砼表面不粘连，砼构件棱角不易损坏为原则。结构构件底模拆除时按下表执行。

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	≤2	≥50

	>2, ≤8	≥75
	>8	≥100
梁	≤8	≥75%
	>8	≥100

8.2 砼构件底模的拆除时机按每层留置的同条件养护试块抗压结果确定。

9、环境、职业健康安全措施

9.1 模板隔离剂的存放符合要求，刷模板不要遗漏在地上或施工层楼面上。

9.2 每天按时检查施工机械有无障碍、漏电、漏油等现象，并且及时修理，保证施工机械正常运转。

9.3 木工区所用的机械设备必须都有防护罩之类的防护物品。

9.4 手持电动工具施工时必须穿戴好绝缘手套等防护用品。

9.5 在木工加工区必须配置灭火器、砂箱、消防水箱等防火用具。并挂设好防火标志。

9.6 模板支设中，各种配件应放在工具箱或工具袋中，严禁放在模板或脚手架上，各种工具应系挂在操作人员身上或放在工具袋内，不得掉落。

9.7 装拆模板时，上下应有人接应，随拆随运走，并应把活动部件固定牢靠，严禁堆放在脚手板上和抛掷。

9.8 装拆模板时，除操作人员外，下面不得站人。

9.9 柱模板支设后应与周围架体可靠连接。

9.10 拆除模板前必须设置警戒区和警示标志，并有专人监护，防止无关人员随意出入。

9.11 拆除模板严禁采用大面积撬落的方式，应逐块、逐张拆除，不应对楼层形成冲击荷载，拆除的模板和架杆应分散堆放并及时清运

10、事故应急救援预案措施

10.1 模板架体、脚手架坍塌

10.1.1、启动现场应急预案，危险源控制组人员排除险情，预防再次坍塌。

10.1.2、若是架体倒塌，危险源控制组组织所有架子工进行倒塌架子的拆除和拉牢工作，防止其他架子再次倒塌。

10.2 高处坠落

10.2.1 将受伤人员用担架（避免二次伤害）营救至安全地带。

10.2.2 身体某部位出血时，首先止血，若切割伤口很深，流血很急，可判断为动脉出血，必须压住伤口距离心脏更近部位的动脉止血。

10.2.3 将病人送到附近医院进行救护或拨打 120 急救电话请求外部医疗机构进行救助。