

目 录

1. 工程概述.....	2
2. 模板体系设计.....	2
3. 承载力核算模板及支撑体系验算.....	2
4. 施工方法及措施.....	7
5. 附图.....	18

1. 工程概述:

保利地铁·紫薇花园（大埔商住小区）工程位于白云区新市镇大埔村东北侧地块，为框架剪力墙（局部框支剪力墙）结构，地上为十八层建筑，设有地下室，建筑层数-1层。地下室最大净高 5.85m，地上商铺最大净高为 6.28m，模板支撑系统属高支模，部分荷载较大属危险性较大模板工程。

紫薇花园工程梁尺寸主要有：地下室顶板梁 300×3250mm、900×2150、800×1200mm、600×1200mm 商铺梁尺寸有 300×1600mm、400×1000 等；梁线荷载 >5KN/m，其顶板厚分成人防区和非人防区、室内和室外，主体结构的地下室顶板板厚分别有：300mm、250mm、200mm，活荷载 >10KN/m²，商铺楼面板厚有 100mm、120mm。模板支撑均搭设在完成后的混凝土结构板上。

2. 模板体系设计

高支模材料用门式钢管脚手架搭设。支模系统面板使用胶合模板（规格为 1830×915×18mm），面板木枋使用 80×80mm 材料。

地下室工程楼层净高达 5.85m，本工程 120 mm 厚板上层木枋间距为 300 mm，下层木枋间距为 900 mm，门架间距为 900 mm；300 mm 厚板上层木枋间距为 300 mm，下层木枋间距为 600 mm，门架间距为 900 mm；300 mm×3250mm、900 mm×2150 mm 梁上层木枋间距为 200 mm，下层木枋间距为 600 mm，门架间距为 600 mm；其余梁上层木枋间距为 300 mm，下层木枋间距为 900 mm，门架间距为 900 mm；选择最厚的 h=300 mm 楼板部分做核算；选择最大梁 300 mm×3250mm、900 mm×2150 mm 作为部分核算。

3. 承载力核算

模板支撑系统核算，计算方法根据《混凝土结构工程施工质量及验收规范》（GB50204-2002）、《建筑施工门式钢管脚手架安全技术规范》（JGJ128-2000）及《建筑施工计算手册》。

3.1 地下室顶板模板系统核算

3.1.1 上层木枋承载力验算

（一） 荷载情况

A. 模板及其支架自重：木材按 0.75KN/m²来计算。木枋承载力按东北松考

虑，即 $13\text{N}/\text{mm}^2$ 。

B. 新浇混凝土自重：混凝土按 $24\text{KN}/\text{m}^3$ 来计算。

C. 钢筋自重标准值：每立方米钢筋混凝土的钢筋自重按楼板 $1.1\text{KN}/\text{m}^3$ ；梁 $1.5\text{KN}/\text{m}^3$ 来计算。

D. 施工人员及设备荷载标准值

①、计算模板及直接支承模板的木枋时，对均布荷载取 $2.5\text{KN}/\text{m}^2$ ，另应以集中荷载 2.5KN 再行验算；比较两者所得的弯矩值，按其中较大者采用。

②、计算直接支承木枋结构件时，均布活荷载取 $1.5/\text{m}^2$ 。

③、计算支架立柱及其他支承结构构件时，均布活荷载取 $1.0\text{KN}/\text{m}^2$ 。

E. 振捣混凝土时产生的荷载标准值

对水平模板可采用 $2.0\text{KN}/\text{m}^2$ ，对垂直模板可采用 $4.0\text{KN}/\text{m}^2$ 。

F. 倾倒砼时产生的荷载标准值： $2.0\text{KN}/\text{m}^2$ 作用在有效压力高度内。

G. 门式脚手架单架承载力根据厂家提供数据为 49kN 。此数据已考虑稳定性，根据《高层建筑施工》（同济大学出版社）中提到东南大学试验结果表明，单架承载力和多重架承载力相近，可用单架承载力估算体系承载力。由于模板支撑体系中使用了底托和顶托， 780mm 高的底托承载力最小，为 45kN ，为偏于安全考虑，因而模板支撑体系承载力为 45kN 。

I. 荷载分项系数

项次	荷载类别	分项系数
A	模板及支架自重	1.2
B	新浇筑混凝土自重	
C	钢筋自重	
D	施工人员及施工设备荷载	1.4
E	振捣混凝土时产生的荷载	
F	新浇筑混凝土对模板侧面的压力	1.2

G	倾倒混凝土时产生的荷载	1.4
---	-------------	-----

II. 荷载组合

模板类别	组合荷载	
	计算承载力	验算刚度
楼板及支架	1.2 (A+B+C) +1.4D	A+B+C
梁底板及支架	1.2 (A+B+C) +1.4E	A+B+C
梁侧板	1.4E+1.2F	F

地下室顶板支模木枋受力核算

(1) 每平方米楼板荷载 Q (按二层及±0.00 层板厚 18 cm 验算)

A 模板及其支架自重: $Q_1 = 0.018 * 1 * 1 * 6 = 0.108 \text{ kN/m}^2$

B 砼自重: $Q_2 = 1 * 1 * 0.18 * 24 = 4.32 \text{ kN/m}^2$

C 钢筋自重: $Q_3 = 1 * 1 * 0.18 * 1.1 = 0.2 \text{ kN/m}^2$

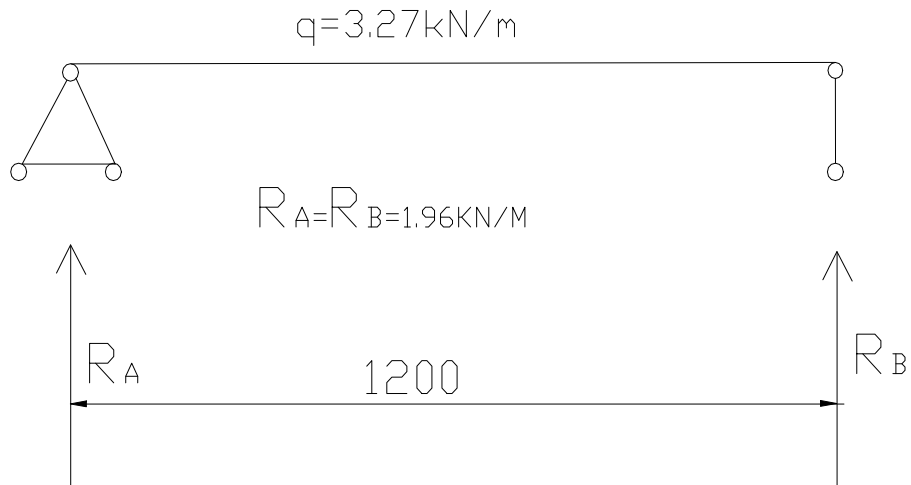
D 施工活荷: $Q_4 = 2.5 * 1 * 1 = 2.5 \text{ kN/m}^2$

$$\therefore Q = (Q_1 + Q_2 + Q_3) * 1.2 + Q_4 * 1.4 = 8.17 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots (1)$$

(2) 支撑板模板的上层 80*80 木枋间距 0.4m, 跨度 1.2m (即门架宽)。

按楼板荷载组合 $Q=1.2 (A+B+C) +1.4D$ (1 式) 计算,

则均布荷载 $q=0.4 * Q=3.27 \text{ kN/m}$, 简图如下:



(3) 强度验算

$$\because M_{\max} = \frac{1}{8}ql^2 = 3.27 * (1.2)^2 / 8 = 0.589 \text{ kN} \cdot \text{m} = 5.89 * 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$W = \frac{1}{6}BH^2 = 80 * 80^2 / 6 = 8.53 * 10^4 \text{ mm}^3$$

$$\therefore \sigma = \frac{M}{W} = 589000 / 85300 = 6.9 \text{ N/mm}^2 < [\sigma] = 17 \text{ N/mm}^2$$

\therefore 强度满足要求

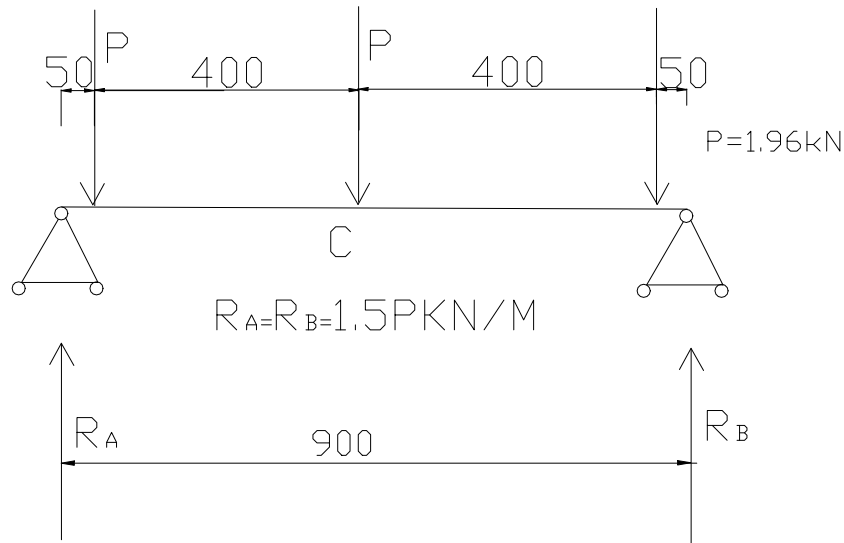
(4) 挠度验算

$$\because \text{抗弯刚度 } EI = 10 * 10^9 * 0.08 * 0.08^3 / 12 = 34125 \text{ Pa} \cdot \text{m}^4$$

$$\therefore f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} = 5 * 3270 * 1.2^4 / (384 * 34125) = 2.58 \text{ mm} < [f]$$

\therefore 挠度满足要求

3.1.2 下层木枋，跨度 900mm，间距 1200mm 计算简图如下：C 点拉应力最大。



(1) 强度验算

$$M_{max} = R_A \times 0.45 - P \times 0.4 = 539 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W} = 539 \times 10^3 / 85300 \text{ mm}^3 = 6.32 \text{ N/mm}^2 < [\sigma] = 17 \text{ N/mm}^2$$

∴强度满足要求

(2) 挠度验算

$$\therefore \text{抗弯刚度 } EI = 10 \times 10^9 \times 0.08 \times 0.08^3 / 12 = 34125 \text{ Pa} \cdot \text{m}^4$$

$$\therefore f_{max} = 19P^3 / 384EI = 19 \times 1960 \times 0.9^3 / (384 \times 34125) = 2.07 \text{ mm} < [f]$$

∴挠度满足要求

3.2 商铺顶板模板系统核算

3.2.1 上层木枋核算

每平方米楼板荷载 Q (按商铺层板厚 12 cm 验算)

A 模板及其支架自重: $Q_1 = 0.018 \times 1 \times 1 \times 6 = 0.108 \text{ kN/m}^2$

B 砼自重: $Q_2 = 1 \times 1 \times 0.12 \times 24 = 2.88 \text{ kN/m}^2$

C 钢筋自重: $Q_3 = 1 \times 1 \times 0.12 \times 1.1 = 0.132 \text{ kN/m}^2$

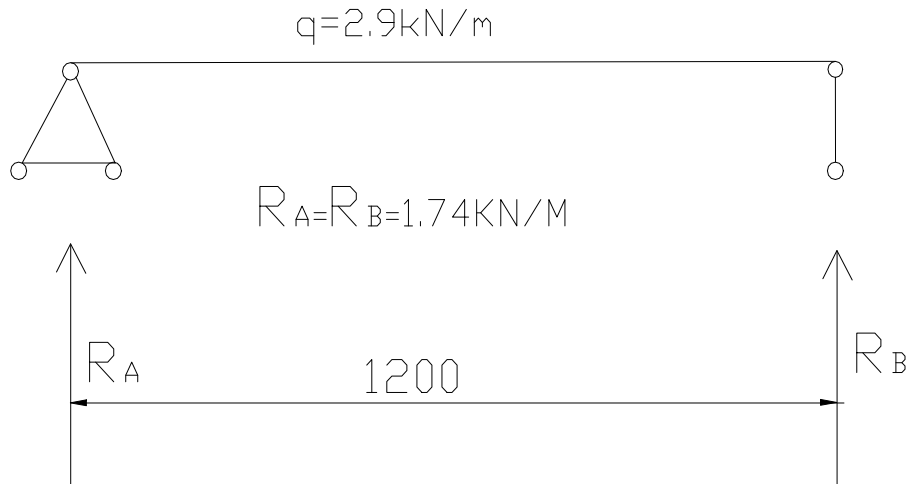
D 施工活荷: $Q_4 = 2.5 \times 1 \times 1 = 2.5 \text{ kN/m}^2$

$$\therefore Q = (Q_1 + Q_2 + Q_3) * 1.2 + Q_4 * 1.4 = 7.244 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots (1)$$

支撑板模板的上层 80*80 木枋间距 0.4m，跨度 1.2m（即门架宽）。

按楼板荷载组合 $Q=1.2(A+B+C) + 1.4D$ （1 式）计算，

则均布荷载 $q=0.4 * Q=2.9 \text{ kN/m}$ ，简图如下：



(1) 强度验算

$$\therefore M_{\max} = \frac{1}{8}ql^2 = 2.9 * (1.2)^2 / 8 = 0.522 \text{ kN} \cdot \text{m} = 5.22 * 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$W = \frac{1}{6}BH^2 = 80 * 80^2 / 6 = 8.53 * 10^4 \text{ mm}^3$$

$$\therefore \sigma = \frac{M}{W} = 522000 / 85300 = 6.12 \text{ N/mm}^2 < [\sigma] = 17 \text{ N/mm}^2$$

\therefore 强度满足要求

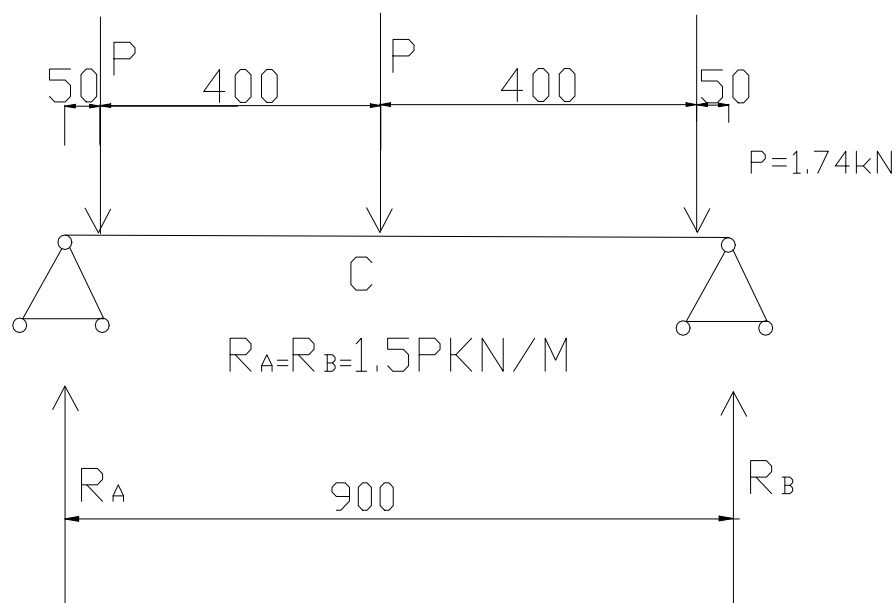
(2) 挠度验算

$$\therefore \text{抗弯刚度 } EI = 10 * 10^9 * 0.08 * 0.08^3 / 12 = 34125 \text{ Pa} \cdot \text{m}^4$$

$$\therefore f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} = 5 * 2900 * 1.2^4 / (384 * 34125) = 2.29 \text{ mm} < [f]$$

\therefore 挠度满足要求

3.2.2 板模板的下层木枋，跨度 900mm，间距 1200mm 计算简图如下：C 点拉应力最大。



(1) 强度验算

$$M_{max} = R_A \times 0.45 - P \times 0.4 = 479 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W} = \frac{479 \times 10^3}{85300 \text{ mm}^3} = 5.62 \text{ N/mm}^2 < [\sigma] = 17 \text{ N/mm}^2$$

∴强度满足要求

(2) 挠度验算

$$\therefore \text{抗弯刚度 } EI = 10 \times 10^9 \times 0.08 \times 0.083 / 12 = 34125 \text{ Pa} \cdot \text{m}^4$$

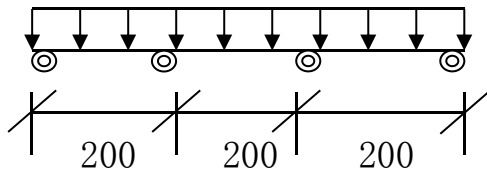
$$\therefore f_{max} = 19Pl^3 / 384EI = 19 \times 1.74 \times 0.9^3 / (384 \times 34125) = 1.84 \text{ mm} < [f]$$

∴挠度满足要求!

3.3 地下室顶板梁门架支撑系统核算

(一)、300×3250 梁底模板受力计算:

选取地下室顶板梁 5KL2 (1), 尺寸 300×3250 进行核算, 净高 H=2.87m (参看结-D-15G1 图中 5 栋 1×D~E 轴) 用门架支顶, 门架间距为 600mm, 参看下图。



5KL2 (1) 梁底模板受力示意图

1、强度计算

1.1 计算采用数据结构混凝土自重 24KN/m³, 钢筋自重 1.5 KN/m³, 施工荷载 2.5KN/m², 新浇混凝土侧压力标准值 F₁=37.00 KN/m², 倾倒砼的施工荷载 4 KN/m², 木材强度设计值 1.56KN/cm², E=10000N/cm²; MF1219 门架一榀自重值, 由 JGJ128-2000 规范第 54 页, 每米高脚手架自重 0.276KN/m, 梁模板自重 0.5 KN/m³, 1000×18 木夹板 W=54 cm³; I=48.6 cm⁴; 门架桩许用轴力=20KN; 直径 48 钢管 W=5.08 cm³; I=12.19 cm⁴; 钢管强度设计值=20.5KN/cm², I=20600KN/cm²。

1.2 施工层施工荷载作用于一榀门架的轴向力总和计算 (模板重忽略)

每米梁及门架重如下:

混凝土自重 NQ1K=24*0.3*3.25=23.4KN

钢筋自重 NQ2K=1.5*0.3*3.25=1.46KN

施工荷载 NQ3K=2*0.3=0.6 KN

倾倒混凝土荷载 NQ4K=4*3.25=13 KN

模板自重 NQ5K=0.34*0.3=0.10KN

$q=1.2*(23.4+1.46+0.1)+1.4*0.6=30.79\text{KN/m}$

最大弯矩计算公式如下:

$$M_{\max}=-0.10ql^2$$

$$M=-0.10\times 30.79\times 0.200^2=-0.123\text{KN}\cdot\text{m}$$

$$W=30.00\times 1.80\times 1.80/6=16.2\text{cm}^3$$

$$Q=0.123 \times 10^6 / 16200.0 = 7.59 \text{ N/mm}^2$$

梁底模面板计算强度小于 15.60 N/mm^2 , 满足要求!

2、抗剪计算

最大剪力的计算公式如下:

$$Q=0.6q_1$$

截面抗剪强度必须满足:

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

其中最大剪力 $Q=0.6 \times 0.200 \times 30.79 = 3.695 \text{ N/mm}^2$

截面抗剪强度计算值 $T=3 \times 3695 / (2 \times 300 \times 18) = 1.026 \text{ N/mm}^2$

截面抗剪强度设计值 $[T]=1.4 \text{ N/mm}^2$

面板的抗剪强度计算满足要求!

3、挠度计算

最大挠度计算公式如下:

$$V_{\max} = 0.677q_1^4 / 100EI$$

其中 $q=23.4+1.46+0.1=24.96 \text{ KN/m}$

$I=30.0 \times 1.8 \times 1.8 \times 1.8 / 12 = 14.58 \text{ cm}^4$

三跨连续梁均布荷载作用下的最大挠度

$V=0.677 \times 24.96 \times 200^4 / (100 \times 10000 \times 145800.0) = 0.185 \text{ mm}$

梁侧模板的挠度计算值: $v=0.185$ 小于 $[v]=200/250$, 满足要求!

(二)、梁模板底方木计算:

本例中, 梁底方木跨度为 900 mm , 截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为:

$$W=8.00 \times 8.00 \times 8.00 / 6 = 85.33 \text{ cm}^3$$

$$I=8.00 \times 8.00 \times 8.00 \times 8.00 / 12 = 341.33 \text{ cm}^4$$

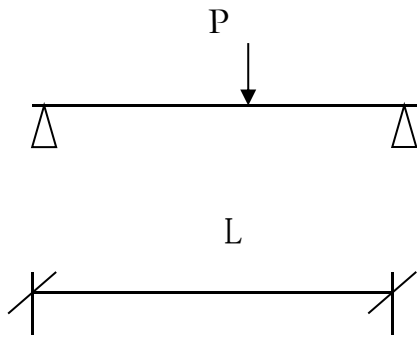


图 梁底方木计算简图

1. 强度计算

强度计算公式要求： $Q=M/W<[f]$

P—作用在梁底方木的集中荷载(KN/m)；

$$P=1/2 \times [1.2 \times (23.4+1.46+0.1+1.53+2 \times 0.3) + 1.4 \times 0.6] \times 0.20=2.793\text{KN}$$

最大弯矩计算公式如下： $M=PL/4$

其中 L—梁底方木的跨度, $L=900\text{mm}$

$$M=2.793 \times 900.00/4/1000=0.628 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Q=0.628 \times 10^6/85333.3=7.364 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

梁底方木计算强度小于 15.60 N/mm^2 , 满足要求!

2. 抗剪计算

最大剪力的计算公式如下：

$$Q=0.5P$$

截面抗剪强度必须满足： $T=3Q/2bh$

其中最大剪力 $Q=0.5 \times 2.793=1.397\text{KN}$

$$\text{截面抗剪强度计算值 } T=3 \times 1397 / (2 \times 80 \times 80)=0.327 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{截面抗剪强度设计值 } [T]=1.4 \text{ N/mm}^2$$

梁底方木的抗剪强度计算满足要求!

以上内容仅为本文档的试下载部分，为可阅读页数的一半内容。如要下载或阅读全文，请访问：<https://d.book118.com/858044121121007006>