2. 设计依据下列国家标准

《建筑结构荷载规范》 GB 50009-2001(2006年版)
《建筑地基基础设计规范》 GB 50007-2002
《混凝土结构设计规范》 GB 50010-2002
《建筑抗震设计规范》 GB 50011-2001(2008年版)
《钢结构设计规范》 GB 50017-2003
《砌体结构设计规范》 GB 50003-2001
《建筑工程抗震设防分类标准》 GB 50223-2008
《建筑设计防火规范》 GB 50016-2006
《房屋建筑制图统一标准》 GB/T 50001-2001
《建筑结构制图标准》 GB/T 50105-2001
《厂房建筑模数协调标准》 GBJ 6-86

3. 本设计示例要求完成以下工作内容

3.1 按选用的国家标准图集确定主要结构构件型号。

3.2 复核建筑专业提供的设计过程作业图中有关吊车运行的尺寸是否满足使用要求。

3.3 采用中国建筑科学研究院编制的PKPM系列软件电算程序确定厂房中部开间横向排架柱配筋及柱下独立基础尺寸及配筋。

3.4 车间的纵向抗震验算。

3.5 选择柱间支撑并核算其承载力。

3.6 计算山墙抗风柱配筋。

3.7 绘制以下主要构件布置图及详图:

3.7.1 基础及基础梁平面图。

3.7.2 基础详图。

3.7.3 柱及柱间支撑平面布置图。

3.7.4 柱模板图。

3.7.5 钢檩条布置图。

3.7.6 钢天窗架布置图。

3.7.7 钢天窗架支撑、窗挡布置图。

3.7.8 钢屋架布置图。

3.7.9 屋架支撑布置图。

3.7.10 钢吊车梁布置图。

3.7.11 墙架构件布置图。

3.7.12 围护墙与柱的连接详图。

注: 以上各图并非正式施工图，仅为编制施工图的辅助图，供设计人员参考。由于图幅所限，在编制施工图时可根据情况直接使用或将以上某些图的内容进行合并或加深其设计深度。

4. 按选用的国家标准图集确定主要结构构件型号

4.1 图集05SG521-1《钢檩条、钢墙梁（冷弯薄壁卷边槽钢檩条）》。

檩条跨度6m，檩距1.5m（水平距离），屋面坡度1/10。

由于屋面板与檩条采用自攻螺钉连接，且屋面板有足够刚度能阻止檩条上翼缘侧向失稳和扭转，可不验算檩条在竖向荷载下受压翼缘的稳定性。

4.1.1 按强度选用冷弯薄壁卷边槽钢檩条。

(1) 荷载标准值:

1) 永久荷载标准值（水平投影单位面积上的均布荷载）

金属复合保温屋面板荷载标准值 0.16 kN/m^2

檩条及拉条自重 0.10 kN/m^2

2) 可变荷载标准值:

雪荷载标准值（水平投影单位面积上的均布荷载）

0.4 kN/m^2

屋面均布可变荷载标准值 0.5 kN/m^2

(2) 计算荷载效应基本组合设计值。按《建筑结构荷载规范》GB50009-2001(2006年版)规定雪荷载与屋面均布活荷载不同时参与组合，因此:

由可变荷载效应控制的基本组合线荷载设计值q_1:

$q_1=1.5\times(1.2\times0.26+1.4\times0.5)=1.52kN/m$

由永久荷载效应控制的基本组合线荷载设计值q_2:

$q_2=1.5\times(1.35\times0.26+1.4\times0.7\times0.5)=1.26kN/m$

故应以外加荷载基本组合设计值$q_1=1.52kN/m$选择檩条截面。

由图集05SG521-1表2或由图集08G118第9-11页表6.1-1中查知，屋面坡度≤1/10时初选LC6-18.2，按强度条件该檩条允许线荷载设计值[q]=1.72kN/m>1.52kN/m，可以满足要求。

注：虽然LC6-16.3的[q]=1.65kN/m>1.52kN/m，也满足设计要求，但其用钢量大于LC6-18.2，不够经济，故选用LC6-18.2。

4.1.2 按挠度选用冷弯薄壁卷边钢檩条。

由以上计算可知，荷载效应标准组合设计值q_3:

$q_3=1.5\times(0.26+0.5)=1.14kN/m$

由图集05SG521-1表2或由图集08G118第9-11页表6.1-1中查知，屋面坡度≤1/10时LC6-18.2按挠度条件该檩条允许线荷载设计值[q]=1.54kN/m>1.14kN/m，可以满足要求。

4.1.3 按风吸力选用冷弯薄壁卷边钢檩条。

檩条承受的最大风吸力线荷载设计值（荷载效应基本组合时）q_4:

$q_4=1.5\times1.4\mu_z\mu_s w_0(kN/m)$

风压高度变化系数（按地面粗糙度类别B，天窗屋脊处距室外地面高度16.45m确定），查《建筑结构荷载规范》GB50009-2001（2006年版）表7.2.1，$\mu_z=1.17$。

风荷载体型系数，根据《建筑结构荷载规范》第7.3.3条规定，若将檩条按围护构件计算屋面周边局部部位的

$\mu_{s1}=-2.2-0.2=-2.4$，檩条从属面积为$1.5\times6=9m^2$

$\mu_s=-2.4+0.2\times2.4\times\log9=-1.94$

$W_0=0.4kN/m^2$

$q_4=-1.5\times1.4\times1.17\times1.94\times0.4=-1.91$ kN/m（吸力）

而檩条承受的最小永久荷载设计值q_5:

$q_5=1.0\times1.5\times0.26=0.39$ kN/m

由图集05SG521-1表3-3或由图集08G118第9-12页表6.1-2

中支撑情况分无支撑及有支撑两种情况，通常有支撑可采用设置双层拉条方法，但工程实际表明此种方法施工较困难，不易使每层拉条均拉紧。因此本示例选用无支撑的檩条（单层拉条）。查屋面坡度≤1/6、永久荷载设计值为0.4kN/m及0.3kN/m时，初选LC6-18.2允许的风吸力线荷载值分别为1.39kN/m及1.29kN/m（无支撑情况），不满足q_4=1.91kN/m的要求，需选用更大截面的檩条。再查图集05SG521-1《钢檩条、钢墙梁（冷弯薄壁卷边槽钢檩条）》表3-3或查图集08G118《单层工业厂房设计选用》表6.1-2，最终选用LC6-25.2，其允许风吸力线荷载设计值为2.03kN/m＞q_4已满足强度、挠度、风吸力的要求，并可仅设单层拉条。

注：1. 虽然LC6-22.3也能满足设计要求，但自重较LC6-25.2大，故最终选用LC6-25.2。

2. 根据《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》CECS 102:2002附录A的注规定：当建筑物类型和体型与附录A的规定不相同时，其风荷载体形系数及相应的基本风压和风荷载高度变化系数可按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009的规定采用。本示例即按此规定进行钢檩条计算。

3. 为提供设计人员参考和比较，特给出当对厂房体型符合《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》CECS 102:2002附录A中A.0.2规定时，檩条所受风吸力（其风荷载按CECS 102:2002计算）及檩条选用的结果（檩条承受的垂直荷载及屋脊高度与本示例相同）：垂直作用于屋面的风荷载W_k按公式（A.0.1）计算：

$$W_k=\mu_s\mu_z W_0$$

已知基本风压W_0根据该规程第A.0.1条规定应乘以增大系数1.05，$W_0=1.05\times0.4=0.42kN/m^2$，由上列计算知$\mu_z$=1.11（屋脊13.80m高度处），$\mu_s$按封闭式建筑考虑：为保证屋面的安全性，以角部和边缘带区的檩条为选用计算对象；檩条的有效受风面积A（即上列计算的从属面积）为$9m^2$，根据表A.0.2-2：

$\mu_s=1.5\log A-2.9=-1.47$（吸力）

$\therefore W_k=-1.47\times1.11\times0.42=-0.685kN/m^2$

因此作用在檩条上的风吸力线荷载设计值（按荷载效应基本组合计算）q_4（符号定义同上列计算）：

$q_4=-1.5\times1.4\times0.685=-1.44kN/m$（吸力）

檩条承受的最小永久荷载设计值q_5由上列计算求得：

q_5=0.39kN/m，按q=0.4kN/m查表

查图集05SG521-1表3-3或图集08G118第9-12页表6.1中的无支撑，坡度≤1/6情况，可选用LC6-20.2，其允许风吸力线荷载为1.50kN/m大于1.44kN/m（可），且该型号檩条的强度及挠度已满足设计要求。

由以上计算可知当符合CECS 102:2002规定的适用条件时，与按《建筑结构荷载规范》GB5009-2001（2006年版）的计算结果相比较，可获得较经济的檩条截面，从而节约钢材。

4.2 图集05G516《轻型屋面钢天窗架》。

根据建筑专业提供的设计过程作业图，钢天窗架跨度

www.docin.com

为6m，窗扇高度为2×0.9=1.8m，查图集05G516表6-1或图集08G118《单层工业厂房设计选用》表6-1（第10-5页）。

4.2.1 计算天窗架立柱上的风荷载标准值w_k:

$W_k=\beta_Z\ \mu_s\ \mu_Z W_0$

已知基本风压$W_0=0.4kN/m^2$

风振系数$\beta_Z=1.0$

地面粗糙度类别B

风荷载体型系数$\mu_s=0.6$

风压高度变化系数（按地面粗糙度类别B，天窗架檐口离室外地面高度为16.12m确定）$\mu_Z=1.16$

故，风荷载标准值

$W_k=\beta_Z\mu_s\mu_Z W_0=1.0\times0.6\times1.16\times0.4=0.28kN/m^2$

4.2.2 确定钢天窗架型号。

由图集05G516《轻型屋面钢天窗架》表2或由图集08G118第10-5页表6-1查知，Ⅰ级风荷载标准值，$W_k=0.30kN/m^2>0.28kN/m^2$，故应选用以下钢天窗架型号：

GCJ6－31（用于无支撑处）

GCJ6A－31（用于有支撑处）

GCJ6B－31（用于端部）

4.2.3 确定相应的支撑构件编号。

由图集05G516表2及表3或由图集08G118第10-6页表6-2查知：

天窗架侧立柱平面内竖向支撑选用TC-3

天窗架上弦平面内横向支撑选用TS-1

系杆：中部开间选用TX-1，端部开间选用TX-2

4.2.4 确定窗挡构件编号及封檐板构件编号。

由图集05G516表2或由图集08G118表6-2（第10-6页）查知：

窗上挡及中挡构件编号：CD-1（用于中部开间）、CD-1A及CD-1B（用于端部开间）、CD-2（用于设开窗机开间）

窗下挡构件编号：CD-6及CD-6A

4.3 图集05G515《轻型屋面梯形钢屋架》。

根据建筑专业提供的设计过程作业图，屋架跨度21m，柱距6m，钢天窗架跨度6m。

4.3.1 计算屋面荷载标准值

(1) 永久荷载标准值：

屋面板、檩条及拉条自重标准值	0.26 kN/m^2
屋架悬挂管道	0.10 kN/m^2

(2) 可变荷载标准值：

雪荷载标准值	0.40 kN/m^2
屋面均布活荷载标准值	0.50 kN/m^2

4.3.2 计算屋面荷载效应基本组合设计值。

组合一（由可变荷载效应控制的组合）：

$q_1=1.2\times(0.26+0.10)+1.4\times0.5=1.13\ kN/m^2$

组合二（由永久荷载效应控制的组合）：

$q_2=1.35\times(0.26+0.10)+1.4\times0.5\times0.7$

$=0.98\ kN/m^2$

因此应以组合一q_1选择钢屋架型号。

注：同本图集重屋盖示例一第31页4.3.2注。

4.3.3 选择钢屋架型号

由图集05G515《轻型屋面梯形钢屋架》表3或由图集08G118《单层工业厂房设计选用》第11-7页表6.1-1查知，屋架型号应选用：

用于无天窗开间屋架型号为 GWJ21-3

用于有天窗开间屋架型号为 GWJ21-3

此外尚应计算作用在屋架上的风荷载标准值w_k（吸力）：

$W_k=\beta_z\ \mu_s\ \mu_z W_0$

已知基本风压$W_0=0.4kN/m^2$

风振系数$\beta_z=1.0$

地面粗糙度类别B

风荷载体型系数：由于为封闭式带天窗双跨屋面，可偏安全地取$\mu_s=0.6$（吸力）。

风压高度变化系数（按地面粗糙度类别B，屋架檐口离室外地面高度为12.75m确定）$\mu_z=1.08$

故，风荷载标准值：

$W_k=\beta_z\ \mu_s\ \mu_z W_0=1.0\times0.6\times1.08\times0.4=0.26kN/m^2$

屋架最小的永久荷载标准值（不含屋架自重）：

$G_{k1}=0.26kN/m^2$

考虑屋架自重的影响后$G_{k2}=0.34kN/m^2$，因此下弦轴力可能受压（$1.4W_k>G_{k2}$），故需验算下弦受压承载力。由于下弦设一根系杆时，GWJ-21-2的下弦$\lambda>250$不满足受压要求，而GWJ-21-3的下弦$\lambda<250$，可受压。

故全部屋架均应选用GWJ21-3，且下弦杆均在跨中处设一根系杆。屋架平面布置图见图第100页图。

4.4 图集03SG520-1《钢吊车梁（中轻级工作制Q235级）》。

由于车间安装有4台（每跨两台）北京起重运输机械研究所生产的工作级别为A5、起重量为10t、吊车跨度19.5m的电动桥式吊车，符合图集03SG520-1中适用范围情况，因此可直接由图集03SG520-1表5或由图集08G118表6.1-1查知，吊车梁型号选用如下：

GDL6-5Z （用于中部开间）

GDL6-5B （用于端部开间、连接车挡）

由于吊车梁与钢筋混凝土排架柱的牛腿相连，其支座板厚度为20mm，因此吊车梁在支承处的总高度为620mm。

4.5 图集05G525《吊车轨道联结及车挡（适用于钢吊车梁）》

由于吊车轨道型号为43kg/m、吊车起重量为10t、工作级别为A5，为便于轨道安装及更换，选用焊接型联结。由图集05G525表2或由图集08G118第21-9页焊接型轨道固定件选型和基本参数表查知，选用吊车轨道焊接型，其固定件型号为焊接型-TG43，车挡型号为GCD-1。吊车梁及车挡平面布置图见第106页图。

www.docin.com

4.6 图集05SG521-4《钢墙梁、钢墙梁（冷弯薄壁卷边槽钢、高频焊接薄壁H型钢墙梁）》。

4.6.1 外纵墙墙梁（图集05SG521-4）。由于内外侧的墙板与外纵墙墙梁采用自攻螺钉或弯钩螺栓连接，且墙板有足够的刚度能起到阻止墙梁侧向失稳和扭转作用，因此确定墙梁截面尺寸时可不考虑其内外两侧的稳定计算。

选择端开间外纵墙墙梁进行计算（按《建筑结构荷载规范》GB50009-2001第7.3.3条规定，墙角边的风压体型系数μ_{sl}最大）。该处墙梁布置图见图4.6-1。

端开间的墙梁中的墙梁$_1$受风力最大，故对其进行计算。墙梁$_1$承受的风力可分为两部分：

(1)由首层侧窗竖向立柱上端传至墙梁$_1$的集中风力P（图4.6-2），竖向立柱上端的受风从属面积为阴影所示（图4.6-3）；

(2)无窗处的墙板受风力后传至墙梁$_1$的水平均布线荷载q_2。由于图集05SG521-4选用墙梁截面尺寸时需求出作用在墙梁上的水平线荷载，故本示例采用将上述(1)的风力效应按弯矩相等原则求出其等代水平均布线荷载q_1，将其与q_2迭加后选择墙梁截面。墙梁$_1$的风荷载标准值W_k，其值应根据GB50009-2001公式(7.1.1-2)计算。

$$W_k=\beta_{gz}\mu_{sl}\mu_z W_0$$

已知：$\beta_{gz}=1$，$\mu_z=1$，$W_0=0.4kN/m^2$

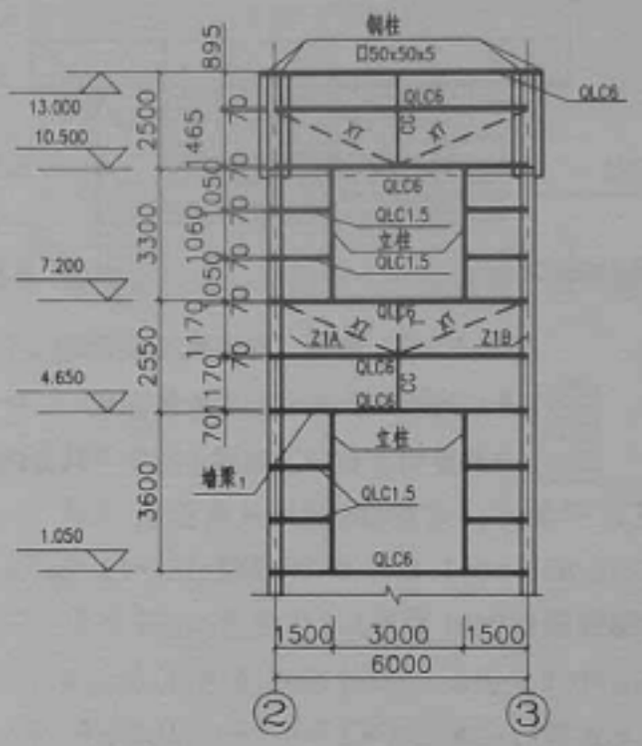


图4.6-1 端开间外纵墙墙梁布置图

注：门窗洞口两侧立柱截面型号应经计算确定（本示例略）。

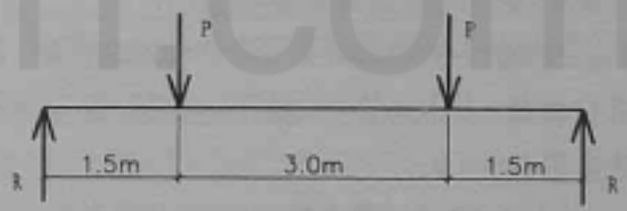


图4.6-2 竖向立柱风力P值位置

www.docin.com

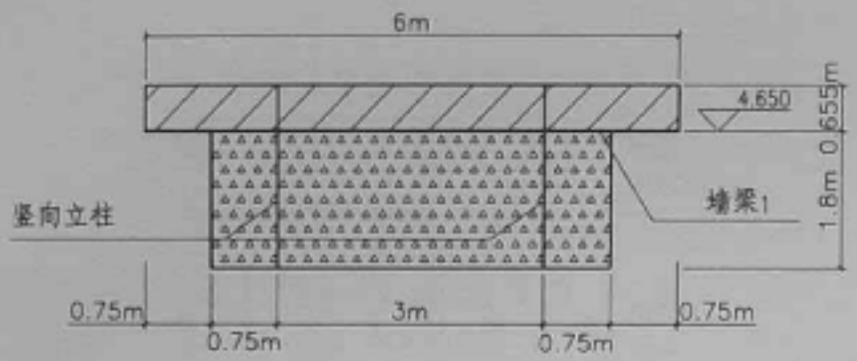


图4.6-3 墙梁 所受风荷载面积

图例： 表示墙梁1所受均布风荷载面积

表示竖向立柱传至墙梁1的集中风力P的受风从属面积

μ_{sl}可求得如下：墙梁1的受风从属面积

$A=0.655\times6+1.8\times(0.75+3+0.75)=12.0m^2>10m^2$

根据GB50009-2001第7.3.3条规定：

$\mu_{sl}=0.8\mu_{s1}=0.8\times(-1.8-0.2)=-1.6$

代入上式得$W_k=1\times1.6\times1\times0.4=0.64kN/m^2$

因此竖向立柱传至墙梁1的集中风力P：

$P=AW_k=1.8\times2.25\times0.64=2.59kN$

其产生的等代均布线荷载标准值q_1：

$q_1=8M/l^2=8\times1.5\times2.59/6^2=0.86kN/m$

作用在墙梁1上由无窗处墙板及有窗处窗与墙板传来的风力q_2（根据图4.6-1）：

$q_2=[(1.17+0.14)\times0.5]W_k=0.655\times0.64=0.42kN/m$

因此作用在墙梁上的水平等代均布线荷载标准值q_h：

$q_h=q_1+q_2=0.86+0.42=1.28kN/m$

其设计值$q_{hd}=1.4q_h=1.4\times1.28=1.79kN/m$

作用在墙梁1上的竖向永久荷载设计值q_{vd}（计算时忽略窗竖向立柱的支承作用）：

外墙板自重	$0.16kN/m^2$
内墙板自重	$0.10kN/m^2$
墙梁自重	$0.10kN/m^2$
	合计$0.36kN/m^2$

假定每块墙板由上下墙梁共同承担其自重，因此：

$q_{vd}=1.2\times0.655\times0.36=0.29kN/m$

以q_{vd}及q_{hd}查图集05SG521-4的续表3及表4或08G118的续表6.2-1（第9-30页），确定选用QLC6-22.2可满足设计要求。

注：如若本结构体型符合CECS102:2002附录A中规定时，风荷载按其计算，则选QLC6-18.2即可满足要求。

4.6.2 山墙墙梁（图集05SG521-4）。山墙墙梁布置图见第110页图，墙梁平均最大间距1.328m。

由于山墙内外侧的墙板与外纵墙墙板均能起到阻止墙梁侧向失稳和扭转作用，因此确定墙梁截面尺寸时，可不考虑其内外两侧的稳定计算。

山墙大门顶部的墙梁与大门门框相连，应特殊处理设计，本示例未述及（省略）。

本示例仅给出除上述位置处外的墙梁计算。计算选择标高10.3m处受风荷载最大的跨度7.5m的墙梁(最不利墙梁)。

注：跨度6m的墙梁截面与7.5m墙梁相同，可不予计算。

墙梁承受的竖向永久荷载设计值q_{vd}：

$q_{vd}=(2.655/2)\times0.36\times1.2=0.57kN/m$

墙梁承受的水平均布线荷载标准值q_{hk}及设计值q_{hd}：

风荷载标准值$W_k=\beta_{gz}\mu_{s1}\mu_z W_0$

已知$\beta_{gz}=1$，$\mu_z=1.01$（取距地面高度为10.45m处），

$W_0=0.4kN/m^2$，则

μ_s（墙梁受风从属面积）：

$A=(2.655/2)\times7.5=9.96m^2<10m^2$

$\mu_s=(-1.8-0.2)+[-1.6-(-2.0)]\log9.96=-1.60$

$\therefore W_k=1\times1.60\times1\times0.4=0.64kN/m^2$（吸力）

$q_{hk}=(2.655/2)\times0.64=0.85kN/m$

$q_{hd}=1.4\times q_h=1.4\times0.85=1.19kN/m$

由于图集SG521-4选用表中永久荷载设计值的最大值为$0.5kN/m^2$，因此不能直接选用墙梁截面尺寸，应进行验算。为统一墙梁截面方便施工，山墙墙梁也选用C220×75×20×2.5，即山墙墙梁编号为QLC7.5-22.2，其截面见图4.6-4。

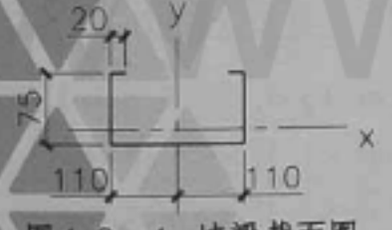


图4.6-4 墙梁截面图

截面特征：

$A=9.732cm^2$，$W_{xmin}=12.653cm^3$，$W_{xmax}=33.107cm^3$

$I_x=68.659cm^4$，$W_y=63.979cm^3$，$I_y=703.764cm^4$

墙梁在竖向荷载q_{vd}作用下由于在跨度1/3处设撑杆和拉条，因此可视为三跨连续梁（图4.6-5）。

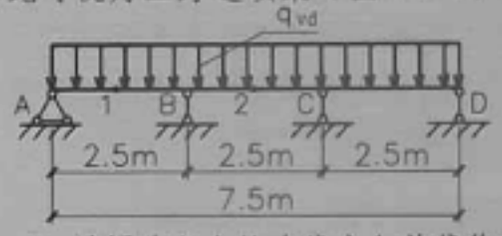


图4.6-5 墙梁在竖向均布线永久荷载作用下的计算简图

其支座弯矩$M_B=M_C=-0.1q_{vd}l^2$

即$M_B=M_C=-0.1\times0.57\times2.5^2=-0.356kN\cdot m$

其跨内最大弯矩$M_2=0.025q_{vd}l^2$

即$M_2=0.025\times0.57\times2.5^2$

$=0.089kN\cdot m$

墙梁在水平可变荷载q_{hd}作用下1/3跨度处的水平弯矩：

$M_{1/3}=0.11q_{hd}l^2$（按简支梁计算，见图4.6-6）

即$M_{1/3}=0.11\times1.19\times7.5^2=7.36kN\cdot m$

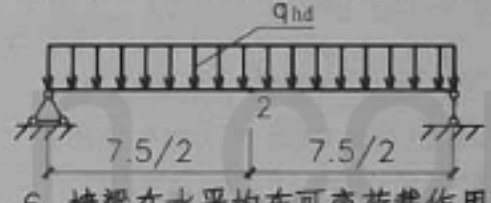


图4.6-6 墙梁在水平均布可变荷载作用下的计算简图

在q_{hd}作用下1/2跨度处的水平弯矩$M_{1/2}=1/8q_{hd}l^2$

即$M_{1/2}=0.125\times1.19\times7.5^2=8.37kN\cdot m$

(1) 墙梁1/3跨度处有效截面计算。

确定墙梁的有效截面（按《冷弯薄壁型钢技术规范》

GB50018-2002第5.6.8条计算）：

求水平风吸力作用下的墙梁各角点正应力σ（压应力为正，拉应力为负），对墙梁受力最大的支座B或C截面计算（正应力按毛截面计算，见图4.6-7）

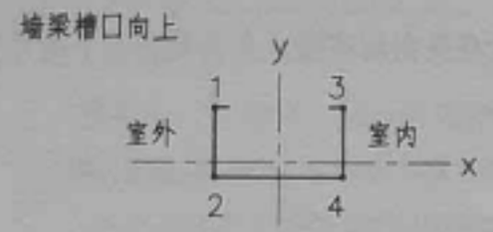


图4.6-7 墙梁角点位置

角点1：$\sigma_1=\frac{M_x}{W_x}+\frac{M_y}{W_y}=-\frac{0.356\times10^6}{12.635\times10^3}-\frac{7.36\times10^6}{63.979\times10^3}$

$=-28.2-115.0=-143.2N/mm^2$（拉）

角点2：$\sigma_2=\frac{0.356\times10^6}{33.107\times10^3}-\frac{7.36\times10^6}{63.979\times10^3}$

$=10.8-115.0=-104.2N/mm^2$（拉）

角点3：$\sigma_3=-\frac{0.356\times10^6}{12.653\times10^3}+\frac{7.36\times10^6}{63.979\times10^3}$

$=-28.1+115.0=86.9N/mm^2$（压）

角点4：$\sigma_4=\frac{0.356\times10^6}{33.107\times10^3}+\frac{7.36\times10^6}{63.979\times10^3}$

$=10.8+115.0=125.8N/mm^2$（压）

1）板件3-4为部分加劲板件，最大压应力在加劲边（支承边）应按GB50018-2002公式（5.6.2-3）计算受压板件的稳定系数。

$\psi=\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$，$K=5.89-11.59\psi+6.68\psi^2$

已知$\psi=\frac{86.9}{125.8}=0.691$

$\therefore K=5.89-11.59\times0.691+6.68\times0.691=1.07$

2）板件2-4为加劲板件

应按GB50018-2002公式（5.6.2-2）计算拉压板件的稳定系数。

$\psi=\frac{-104.2}{125.8}=-0.828$，

$K=7.8-6.29\psi+9.78\psi^2$

$=7.8-6.29\times(-0.828)+9.78\times(-0.828)^2=19.71$

3）板件3-4的板组约束系数K，应按GB50018-2002第5.6.3条计算。

$\xi=\frac{c}{b}\sqrt{K/Kc}$，已知c=220mm，b=75mm，K=1.07，cK=19.71，则

$\xi=\frac{220}{75}\sqrt{1.07/19.71}=0.683<1.1$，应采用GB50018-2002公式（5.6.3-1）计算K_1。

$K_1=\frac{1}{\sqrt{\xi}}=\frac{1}{\sqrt{0.683}}=1.21$

4）板件3-4的有效宽度b

应按GB50018-2002第5.6.1条计算

$\rho=\sqrt{\frac{205K_1K}{\sigma_4}}=\sqrt{\frac{205\times1.21\times1.07}{125.8}}=1.453$

$\alpha=1.15-0.15\psi=1.15-0.15\times0.691=1.046$

$18\alpha\rho=18\times1.046\times1.453=27.36$

$38\alpha\rho=38\times1.046\times1.453=57.75$

$b/t=75/2.5=30$处于$18\alpha\rho<b/t<38\alpha\rho$条件，应采用GB50018-2002公式（5.6.1-2）计算。

$$\frac{b_e}{t}=\left[\sqrt{\frac{21.8\alpha\rho}{b/t}}-0.1\right]\frac{b_c}{t}$$

$$=\left[\sqrt{\frac{21.8\times1.046\times1.453}{30}}-0.1\right]\frac{b_c}{t}$$

$$=(1.05-0.1)\frac{b_c}{t}=0.95\frac{b_c}{t}$$

由于$\psi>0$，$b_e=b$

即$b_e=0.95b=0.95\times75=71mm$

$b_{e1}=0.4b_e=0.4\times71=28mm$，$b_{e2}=0.6b_e=0.6\times71=43mm$

5) 板件2-4的板组约束系数K

应先按GB50018-2002公式（5.6.3-3）确定ξ值。

$b=220mm$，$c=75mm$，$K_c=1.07$，$K=19.71$

$\xi=\frac{c}{b}\sqrt{K/K_c}=\frac{75}{220}\times\sqrt{19.71/1.07}=1.463>1.1$，应采用GB50018-2002公式（5.6.3-2）计算K_1。

$$K_1=0.11+\frac{0.93}{(\xi-0.05)^2}=0.11+\frac{0.93}{(1.463-0.05)^2}$$

$$=0.11+0.466=0.576$$

6) 板件2-4的有效宽度be

$$\rho=\sqrt{\frac{205K_1K}{\sigma_1}}=\sqrt{\frac{205\times0.576\times19.71}{125.8}}=4.30$$

由于$\psi<0$，$\alpha=1.15$

$18\alpha\rho=18\times1.15\times4.30=89$

$b/t=220/2.5=88<18\alpha\rho=89$，因此$b_e=b_c$

由于$\psi<0$，已知压区长度$b_c=b/(1-\psi)=220/(1+0.828)$

$=120.3mm$

$b_e=b_c=120.3mm$，即截面受压区宽度均为有效宽度。

7) 墙梁截面有效的截面特征如下图所示。

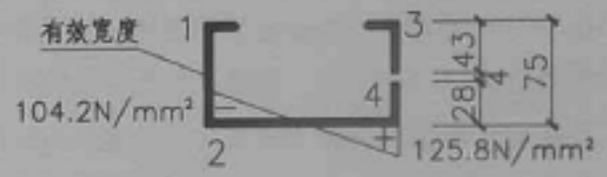


图4.6-8 墙梁有效截面

(2) 墙梁1/2跨度处有效截面计算（略）。

4.6.3 墙梁强度最大正应力验算。手算时墙梁的有效截面取控制设计的最不利截面，本示例由于墙梁的有效面积对墙梁截面特征影响甚小，并考虑螺栓孔的影响。故近似取$W_{enx}=0.95W_x$、$W_{eny}=0.95W_y$，因此墙梁支座截面B或C(跨度1/3处)的最大正应力可求得如下：

$$\sigma_{max}=\frac{M_B}{W_{enxmin}}+\frac{M_{1/3}}{W_{eny}}=\frac{0.356\times10^6}{0.95\times12653}+\frac{7.36\times10^6}{0.95\times63979}$$

$=29.6+121.1=150.7N/mm^2<f=205N/mm^2$（可）

墙梁跨中截面2的最大应力：

$$\sigma_{max}=\frac{M_2}{W_{enxmin}}+\frac{M_{1/2}}{W_{eny}}=\frac{0.089\times10^6}{0.95\times12653}+\frac{8.37\times10^6}{0.95\times63979}$$

$=7.4+137.7=145.1N/mm^2<f=205N/mm^2$（可）

水平方向挠度（垂直方向挠度不需计算）：

$$f=\frac{5q_hl^4}{384EI_y}=\frac{5\times0.85\times7500^4}{384\times2.06\times10^5\times703.01\times10^4}=24.2mm$$

$f/l=24.2/7500=1/310<1/150$（可）

可知QLC7.5-22.2可满足设计要求。

注：见62页注2。当符合CECS 102:2002规定的适用条件时，由于对封闭式建筑的边缘带区域内的墙梁其风荷载体型系数μ_S=-1.1(吸力)，虽然基本风压应增大1.05倍，但风荷载标准值Wx与按《建筑结构荷载规范》GB50009计算相比小1-1.1×1.05/1.61=28%，因而可获得较经济的墙梁截面，从而节约钢材。

4.7　图集04G320《钢筋混凝土基础梁》。

根据建筑专业提供的设计过程作业图，外纵墙及山墙距室内地面1.05m高度以下至基础顶面（标高为-0.500）范围均为贴砌页岩实心烧结砖砌体墙，墙厚240mm，因此砖墙高度为1.10m（扣除基础梁高0.45m），属贴砌于柱外的整体墙，梁长5.95m时可选用JL-1（外纵墙用）。山墙下可不设基础梁，纵墙端部至抗风柱基础间，从柱基础垫层底至标高-0.5m范围内可做现浇混凝土条形基础，其宽度为0.5m（见第98页图）。

4.8　图集05G336《柱间支撑》。

柱间支撑布置如图4.8所示。

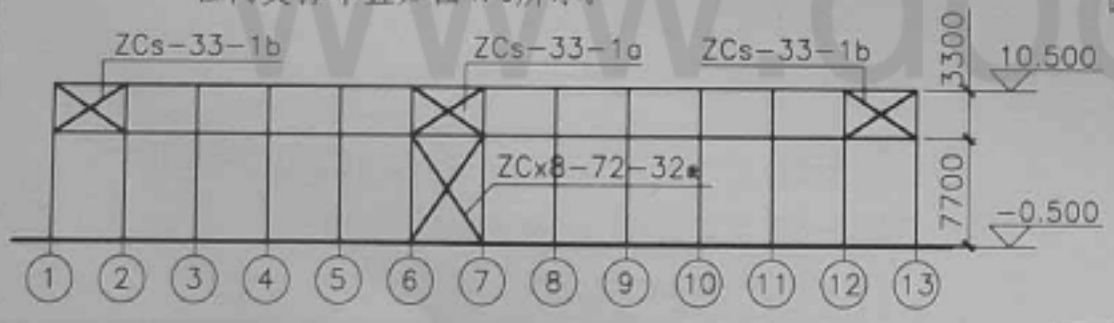


图4.8　车间各柱柱列纵向柱间支撑布置图

4.8.1　上柱支撑（图集05G336），在各柱列上柱布置三道上柱柱间支撑。

边柱柱列及中柱柱列上柱支撑选用图集05G336上柱支撑选用表或图集08G118中表6.1-4的上柱支撑ZCs-33-1a和ZCs-33-1b。ZCs-33-1a的V_{b1}=172.67kN，V_{b1}^{E}=215.83kN，水平杆为Q235 2L140×90×8，其长细比为154.3；斜杆为Q235 L90×6，其长细比为226.0。ZCs-33-1b的V_{b1}=168.20kN，V_{b1}^{E}=210.25kN，水平杆为2L140×90×8，其长细比为137.7；斜杆为L90×6，其长细比为207.2。斜杆为L90×6，其长细比为207.2。

4.8.2　下柱支撑（图集05G336），边柱柱列及中柱柱列中间开间下柱支撑选用图集05G336下柱支撑选用表（五）或图集08G118《单层工业厂房设计选用》中表6.1-7的下柱支撑ZCx8-72-32，其V_{b2}=529.45kN；V_{b2}^{E}=661.81kN；支撑斜杆为2L125×80×10，其长细比λ=112.6。但由于该下柱支撑适用于下柱截面高度800mm，而本示例的下柱截面高度为600mm，故应对双片支撑之间的宽度由500改为300（见图4.8.2下柱支撑截面），并将其编号变更为ZCx8-72-32改，见本图集第109页。

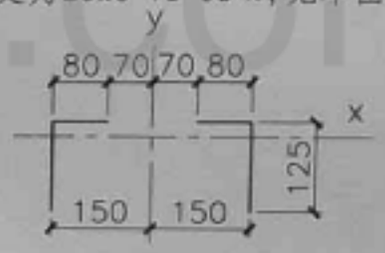


图4.8.2　下柱支撑截面

www.docin.com

支撑选用后尚需验算其在纵向水平地震作用下的抗震承载力以及在纵向风荷载及吊车制动时的承载力是否满足设计规范要求。其验算结果见本设计示例中第7、8节。

4.8.3 验算上下柱支撑的水平剪力承载力比值。

三个上柱支撑的地震作用组合的水平剪力承载力设计值:

$\Sigma V_{b1}^{E}=215.83+2\times210.25=636.33kN$

下柱支撑的地震作用组合的水平剪力承载力设计值:

$V_{b2}^{E}=661.81kN$

$\therefore \Sigma V_{b1}^{E}/V_{b2}^{E}=636.33/661.81=0.96$

符合《建筑抗震设计规范》GB50011-2001(2008年版)第J.2.3条规定。

4.9 柱模板选用(图集05G335《单层工业厂房钢筋混凝土柱》)

上柱及下柱的高度与图集05G335中的19号模板基本相同,但由于为轻屋盖,故下柱截面由I400×800改为□400×600。柱模板图见图4.9。

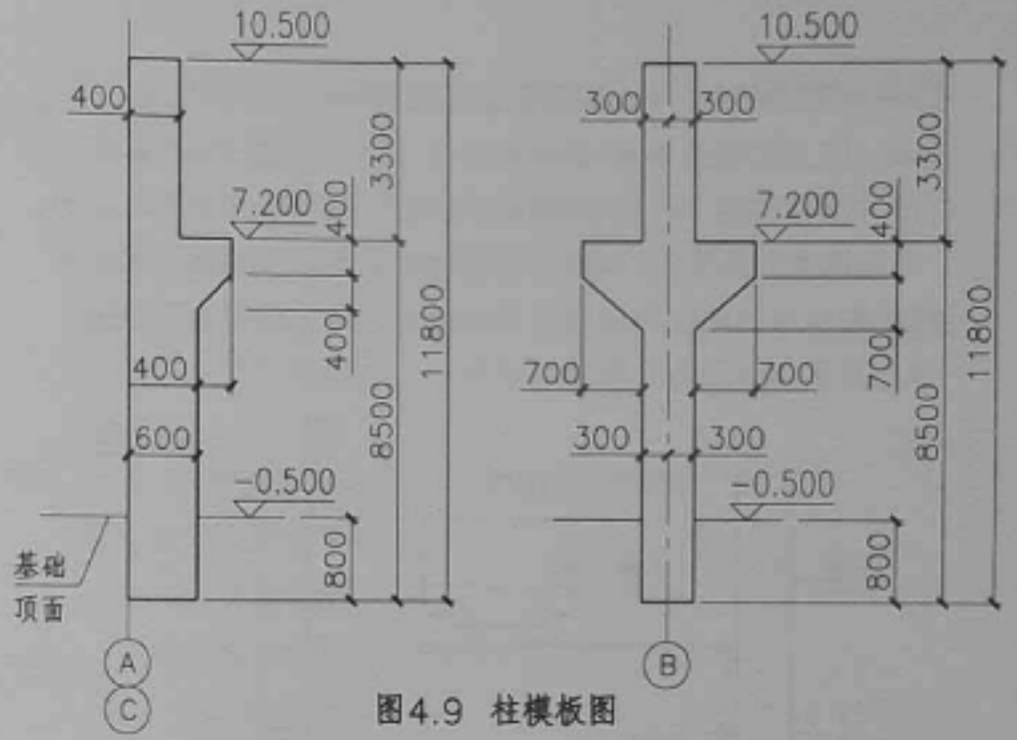


图4.9 柱模板图

5. 复核建筑专业提供的设计过程作业图中有关吊车运行的尺寸

5.1 边列柱上柱尺寸复核

5.1.1 上柱截面高度。已知边列柱上柱截面高度为400mm,即上柱内侧至该车间纵向定位轴线Ⓐ或Ⓒ轴尺寸为400mm(见图5.1.1)。

吊车轨道中心至纵向定位轴线Ⓐ或Ⓒ轴尺寸为750mm,而吊车桥架最外端至吊车轨道中心尺寸为230mm(查本图集附录一)。

因此,边列柱上柱内侧至吊车桥架最外端间的空隙尺

寸=750-238-400=112mm≥吊车运行要求的横向最小空隙尺寸80mm，即上柱截面高度400mm符合吊车运行要求。

5.1.2 上柱高度。已知边列柱上柱高度为3300mm(见图5.1.1)。

由图集03SG520-1《钢吊车梁（中轻级工作制Q235钢）》查知，钢吊车梁GDL6-5的高度为600mm，其支座板厚度为20mm。

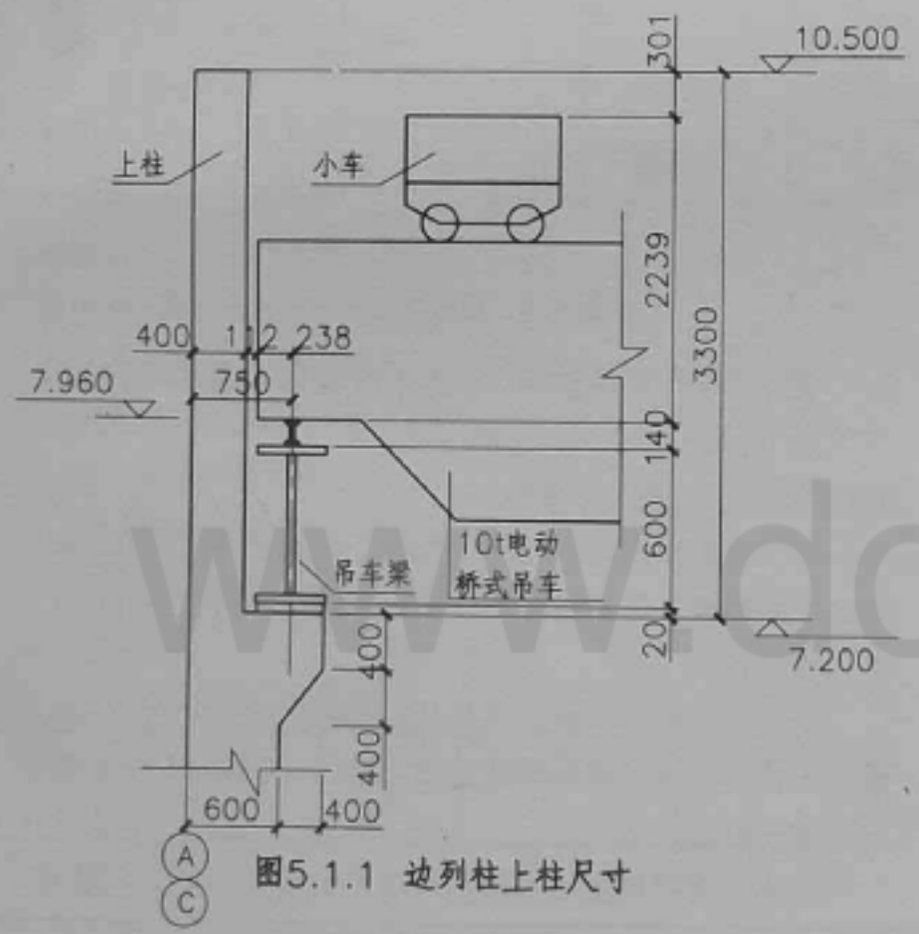


图5.1.1 边列柱上柱尺寸

由图集05G525查知，相应于钢吊车梁GDL6-5的吊车轨道联结采用焊接固定43kg/m轨道联结方案，吊车梁顶面至吊车轨道顶面之间的高度为140mm。

查本图集附录一，该车间内的吊车自吊车轨道顶面至小车顶部最高处之间的高度为2239mm。

因此，小车顶面与边列柱顶面（或屋架下弦）间的空隙高度=3300-600-20-140-2239=301mm≥吊车运行要求的最小空隙高度300mm的规定，即边列柱的上柱高度3300mm符合吊车运行要求。

5.2 中列柱上柱尺寸复核

5.2.1 上柱截面高度。已知中列柱上柱截面高度为600mm，上柱内侧至该车间纵向定位轴线Ⓑ轴尺寸为300mm(见图5.2.1)，此值小于边列柱上柱内侧至纵向定位轴线Ⓐ或Ⓒ的尺寸400mm，因此自中列柱上柱内侧至吊车桥架最外端间的空隙尺寸为212mm，已满足吊车运行最小空隙尺寸80mm的要求，即上柱截面高度600mm符合吊车运行要求。

5.2.2 上柱高度。已知中列柱上柱高度为3300mm(见图5.2.1)，与边列柱相同，因此满足吊车运行要求的最小空隙高度300mm的规定，即中列柱的上柱高度3300mm符合吊车运行要求。

www.docin.com

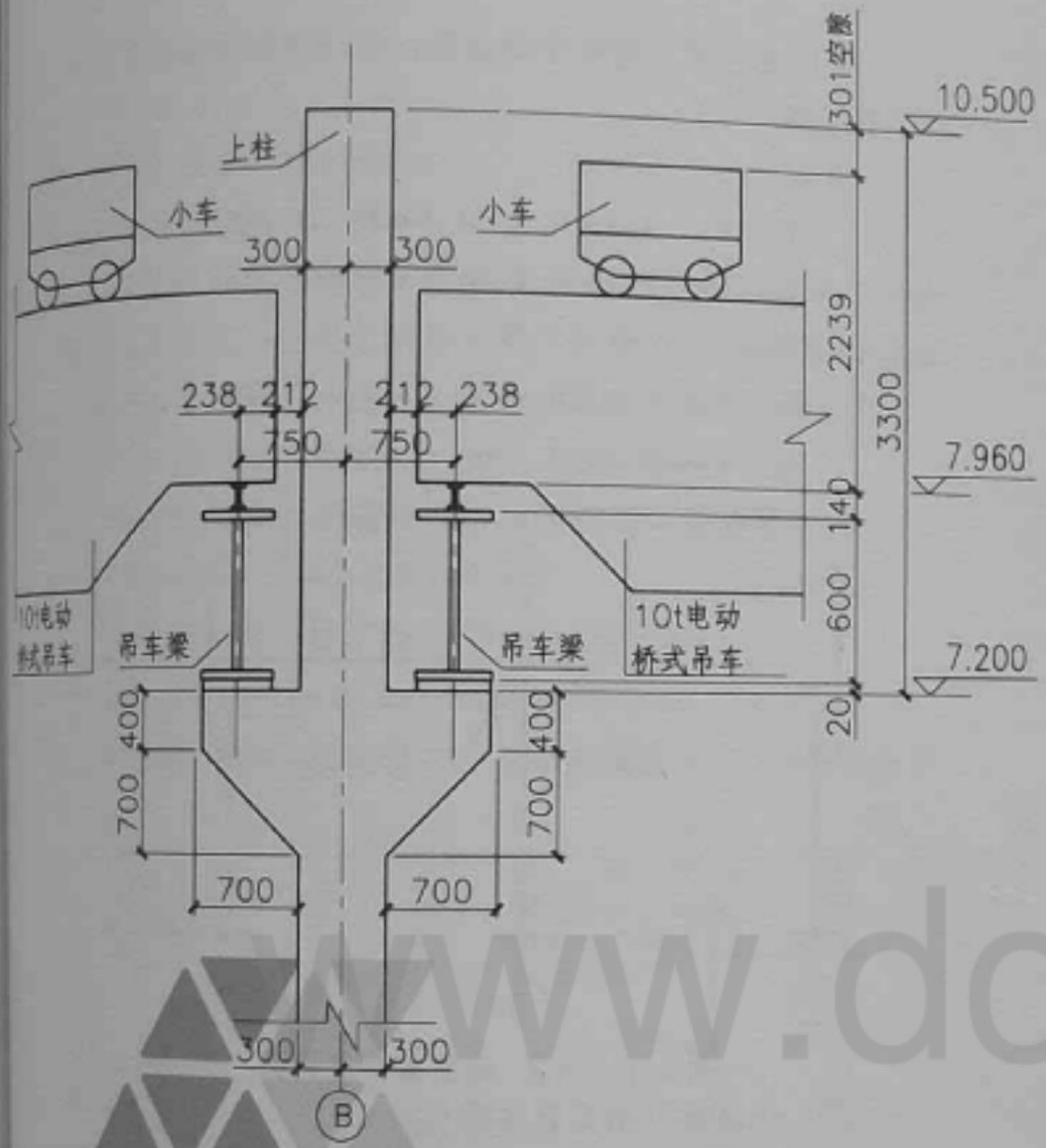


图5.2.1 中列柱上柱尺寸

6. 计算车间中部开间（轴线④～⑩）横向排架柱及基础的配筋

采用中国建筑科学研究院编制的2008年版PKPM08软件系列中的PK S-1(1)《钢筋混凝土框、排架及连续梁结构计算与施工图绘制软件》进行计算。以下按其“用户手册及技术条件”要求，为计算排架配筋提供所需的荷载及输入信息。

6.1 作用在横向排架柱上的荷载标准值

6.1.1 永久荷载标准值

(1) 屋盖自重。

1)屋面永久荷载标准值:

夹芯板荷载标准值	0.16 kN/m²
檩条及拉条	0.10 kN/m²
屋面支撑及吊管线自重	0.10 kN/m²
	Σq=0.36 kN/m²

2)21m轻型屋面梯形钢屋架GWJ21-3自重12.24kN/榀（根据图集05G515《轻型屋面梯形钢屋架》）。

3)轻型屋面6m钢天窗架及其支撑自重0.15×6×6=5.4kN/榀（根据图集05G516《轻型屋面钢天窗架》）。

4)天窗窗扇（包括窗挡）自重0.45×6×2.65×2=14.3kN/开间。

www.docin.com

因此作用在边柱柱顶截面重心处由屋架传来的屋盖自重标准值P_1:

$$P_1=\frac{0.36\times6\times21}{2}+\frac{12.24}{2}+\frac{5.4}{2}+\frac{14.3}{2}=38.7\text{kN}$$

P_1对边柱柱顶截面重心产生的弯矩标准值M_1:

$M_1=P_1e_1=38.7\times0.05=1.9\text{kN}\cdot\text{m}$

作用在中柱柱顶截面重心处由屋架传来的屋盖自重标准值P_2:

$P_2=2\times38.7=77.4\text{kN}$

P_2对中柱柱顶截面重心产生的弯矩标准值M_2:

$M_2=P_2e_2=77.4\times0=0$

屋盖自重荷载简图如图6.1.1-1所示

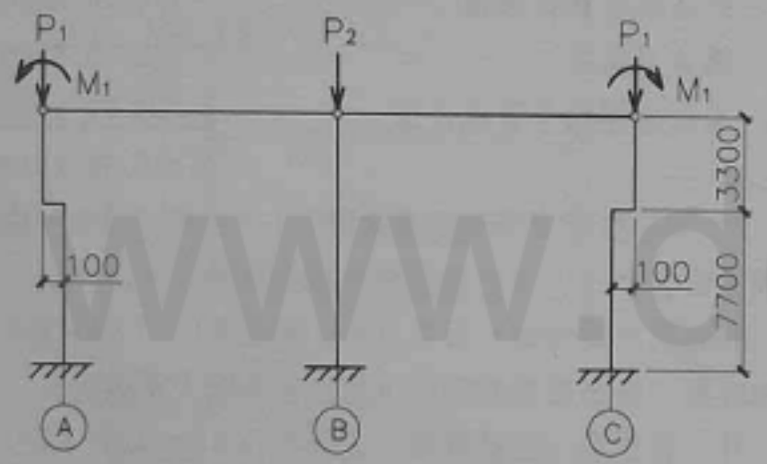


图6.1.1-1 屋盖自重荷载简图

(2) 柱自重（忽略牛腿自重，按PKPM程序规定自重作用于顶部截面）

1) 边柱:

上柱: $P_3=3.3\times0.4\times0.4\times25=13.2\text{kN}$

下柱: $P_4=7.7\times0.4\times0.6\times25=46.2\text{kN}$

2) 中柱:

上柱: $P_5=3.3\times0.4\times0.6\times25=19.8\text{kN}$

下柱: $P_6=7.7\times0.4\times0.6\times25=46.2\text{kN}$

柱自重荷载简图如图6.1.1-2所示。

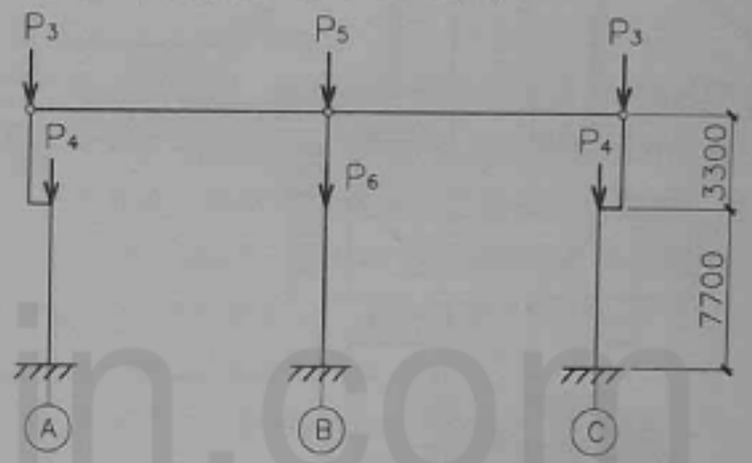


图6.1.1-2 柱自重荷载简图

(3) 吊车梁及吊车轨道联结自重

1) 边柱吊车梁自重P_7: 根据图集05SG520-1《钢吊车梁（中轻级工作制Q235钢）》的6m吊车梁选用表（一）或图集08G118《单层工业厂房设计选用》第20-7页，GDL6-5吊

www.docin.com

车梁自重6.04kN/根。

P_7=6.04kN

2)中柱吊车梁自重P_8:

P_8=2×6.04=12.08kN

3)边柱吊车轨道联结自重P_9:根据图集05G525《吊车轨道联结及车挡（适用于钢吊车梁）》表5.1-1或图集08G118《单层工业厂房设计选用》第21-4页吊车轨道联结自重:

P_9=(0.4465+0.0962)×6=3.26kN/根

4)中柱吊车轨道联结自重P_{10}:

P_{10}=2×3.26=6.52kN/开间

5)P_7及P_9对边柱下柱截面重心的弯矩M_7:

M_7=(P_7+P_9)e=(6.04+3.26)×(0.75-0.3)=4.2kN·m

吊车梁及吊车轨道联结自重荷载简图如图6.1.1-3所示

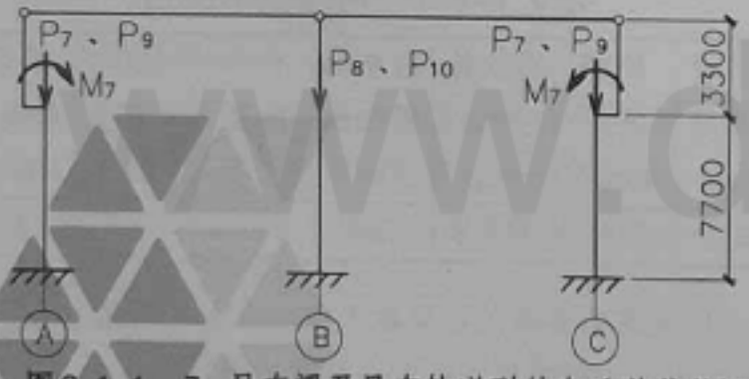


图6.1.1-3 吊车梁及吊车轨道联结自重荷载简图

(4) 外纵墙自重。为简化计算，忽略门窗自重与压型钢板保温夹芯板墙面自重的差别，均按墙面自重计算。此外忽略墙面自重由多个墙梁传至柱上的实际情况，采用全部墙面自重集中传至上柱柱顶的简化方法(窗台以下砌体墙自重忽略不计)。

外纵墙墙面自重	0.26 kN/m²
墙梁及拉条自重	0.10 kN/m²
	Σq=0.36 kN/m²

因此外纵墙自重P_{11}:

P_{11}=12.6×6×0.36=27.2kN

外纵墙自重P_{11}对边柱上柱柱顶截面重心产生的弯矩标准值M_{11}:

M_{11}=$P_{11}e_{11}$=27.2×(0.2+0.13)=9.0kN·m

外纵墙自重的荷载简图如图6.1.1-4所示。

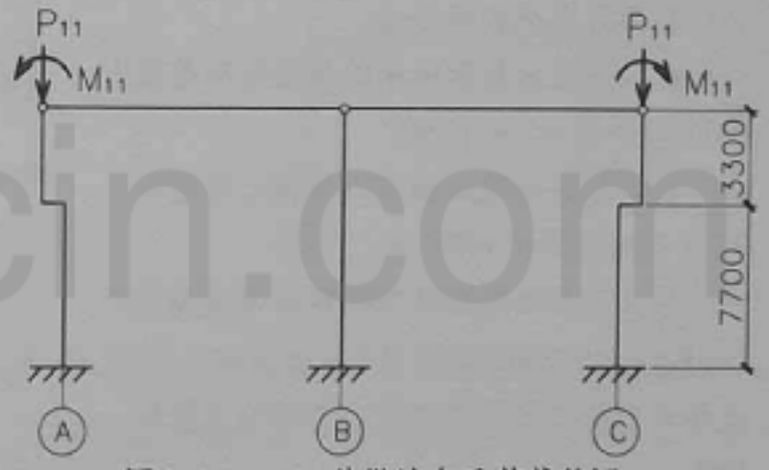


图6.1.1-4 外纵墙自重荷载简图

www.docin.com

因此全部永久荷载标准值的荷载简图如图6.1.1-5所示

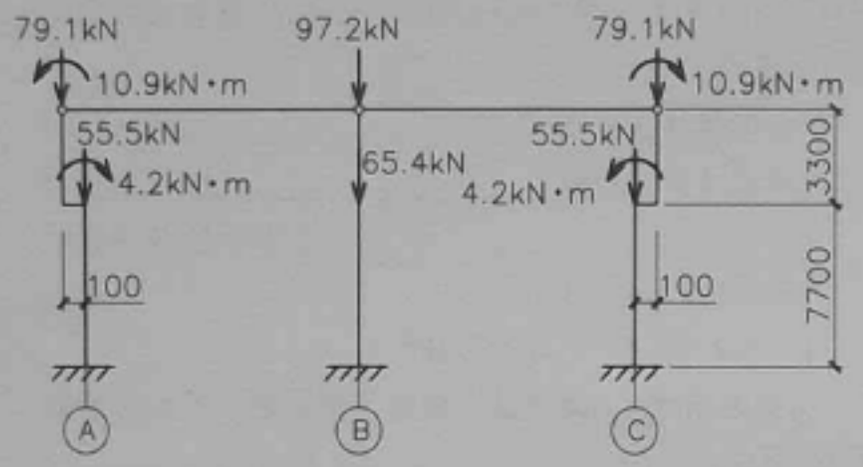


图6.1.1-5 永久荷载标准值简图

6.1.2 可变荷载标准值。

(1) 屋面可变荷载标准值。

边柱柱顶截面由屋架传来的屋面可变荷载P:

$P=21\times6\times0.5/2=31.5kN$

此荷载对边柱柱顶截面重心的偏心弯矩M:

$M=31.5\times0.05=1.6kN\cdot m$

中柱柱顶截面由屋架传来的屋面可变荷载P:

$P=21\times6\times0.5=63.0kN$

此荷载对中柱柱顶截面重心的偏心弯矩M:

$M=0$

因此屋面可变荷载标准值作用下的排架荷载简图如图6.1.2-1所示

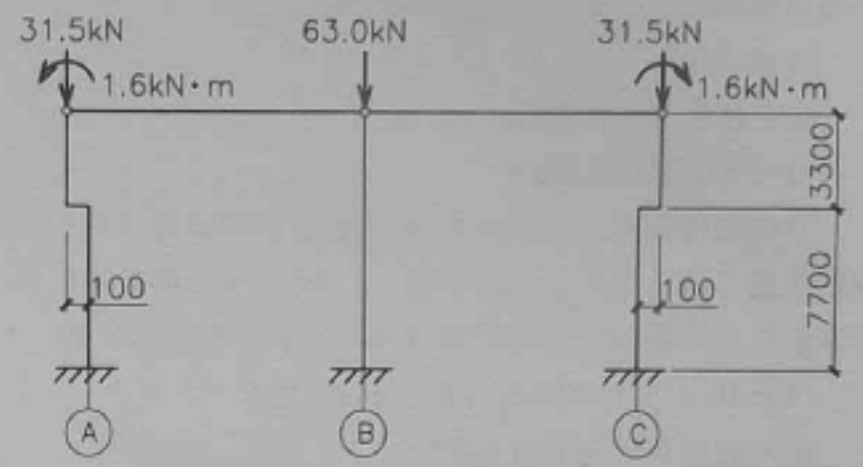


图6.1.2-1 屋面可变荷载标准值简图

(2) 吊车荷载标准值。

1) 根据该车间的吊车型号，查阅本图集附录一，摘录其技术资料如下（见表6.1.2-1）：

表6.1.2-1 吊车技术资料

吊车最大宽度 B(mm)	吊车轮距 W(mm)	最大轮压Pmax (kN)	最小轮压Pmin (kN)	小车重量 G_1(t)	吊车总重量 G_2(t)	额定起重量 Q(t)
5922	4100	117.6	37.9	4.084	21.7	10

2) 程序需要输入排架柱上作用的由吊车最大轮压产生的吊车竖向荷载标准值Dmax及最小轮压产生的吊车竖向

荷载标准值Dmin。

a. Dmax：采用影响线方法确定（图6.1.2-2）

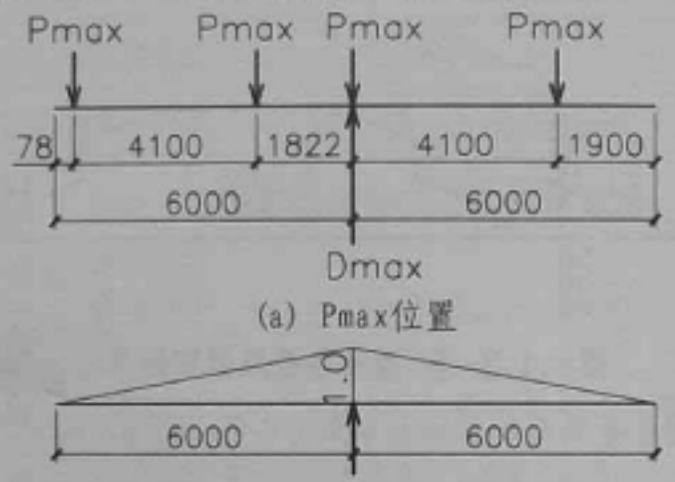


图6.1.2-2 作用在排架柱上的吊车竖向荷载标准值Dmax

$$Dmax=\frac{Pmax(6000+1900+4178+78)}{6000}$$

$=2.026Pmax=2.026\times117.6=238.3kN$

Dmax对左柱下柱截面重心的偏心距e=750-300=450mm

Dmax对右柱下柱截面重心的偏心距e=750mm

b. Dmin：采用与确定Dmax相同的影响线方法可求得：

$$Dmin=\frac{Pmin(6000+1900+4178+78)}{6000}$$

$=2.026Pmin=2.026\times37.9=76.8kN$

Dmin对右柱下柱截面重心的偏心距e=750-300=450mm

Dmin对左柱下柱截面重心的偏心距e=750mm

Dmax、Dmin及H的作用位置简图见图6.1.2-3。

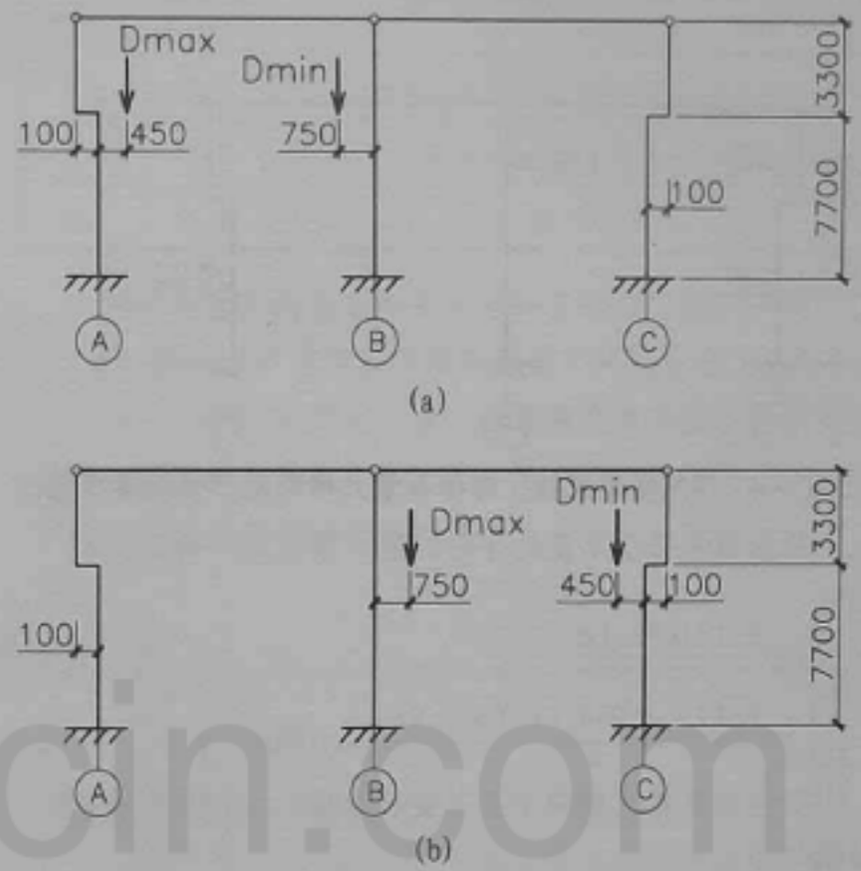


图6.1.2-3 作用在排架柱上的吊车竖向荷载标准值Dmax及Dmin

3)程序需要输入同一跨内排架柱上作用的由两台吊

www.docin.com

车同时刹车时所产生的最大横向水平荷载标准值产生的H（见图6.1.2-4）：

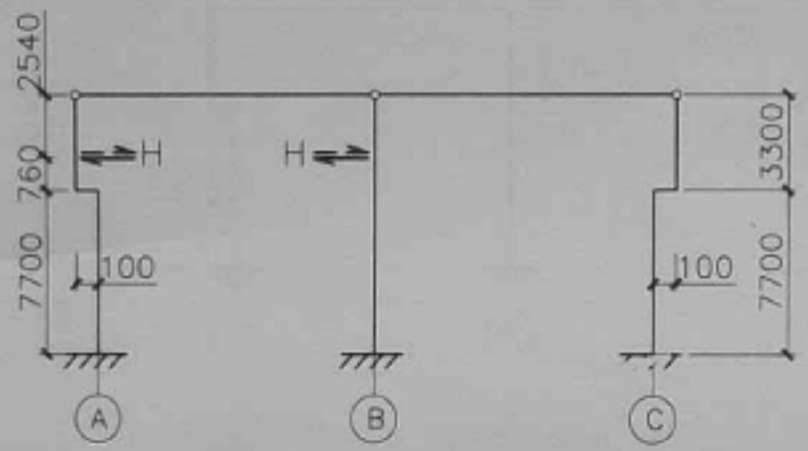


图6.1.2-4 作用在排架柱上的吊车最大横向水平荷载标准值H

每台吊车每个车轮刹车时的最大横向水平荷载标准值T：

$$T=\frac{0.12(Q+G_1)g}{4}$$

$$=\frac{0.12\times(10+4.084)\times9.81}{4}=4.14kN$$

两台吊车最大横向水平荷载标准值H（采用影响线方法确定）：

$$H=T(6000+1900+4178+78)/6000$$

$$=2.026T=2.026\times4.14=8.4kN$$

其作用位置距下柱顶部尺寸=吊车梁高+轨道高=0.6+0.02+0.14=0.76m

(3) 风荷载标准值。

1) 柱顶以上屋盖所受风力（风向右吹）。

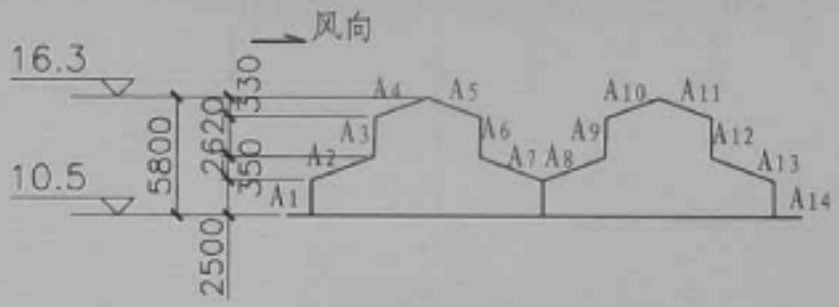


图6.1.2-5 屋盖各受风面积编号

屋盖各受风面积上的水平风力$V_i=A_i\beta_{zi}\mu_{si}\mu_{zi}W_0$

表6.1.2-2 各受风面积顶部高度处的风压高度变化系数μ_i

受风面积编号	A_1、A_{14}	A_2、A_7 A_8、A_{13}	A_3、A_6 A_9、A_{12}	A_4、A_5 A_{10}、A_{11}
风压计算位置处离室外地面高度(m)	13.15	13.50	16.12	16.45
μ_z	1.09	1.10	1.16	1.17

基本风压$W_0=0.4kN/m^2$

屋盖各受风面积上的风振系数$\beta_{zi}=1$

屋盖各受风面积A_i值（m^2）$=6h_i$（其中h_i为迎风面高度，单位为m）

www.docin.com

表6.1.2-3　屋盖各受风面积A_i的数值

受风面积编号	A_1、A_{14}	A_2、A_7 A_8、A_{13}	A_3、A_6 A_9、A_{12}	A_4、A_5 A_{10}、A_{11}
迎风面高度h_i（m）	2.5	0.35	2.62	0.33
受风面积$A_i=6h_i$（m^2）	15	2.1	15.72	1.98

表6.1.2-4　屋盖各受风面积A_i的水平风力V_i数值(kN)

受风面积编号	风荷载体型系数μ_{si}	$V_i=A_i\beta_{zi}\mu_{si}\mu_{zi}w_0$	方向
A_1	0.8	15×1×0.8×1.09×0.4= 5.23	→
A_2	-0.2	-2.1×1×0.2×1.10×0.4=-0.18	←
A_3	0.6	15.72×1×0.6×1.16×0.4= 4.38	→
A_4	-0.7	-1.98×1×0.7×1.17×0.4=-0.65	←
A_5	-0.7	-1.98×1×0.7×1.17×0.4=-0.65	→
A_6	-0.6	-15.72×1×0.6×1.16×0.4=-4.38	→
A_7	-0.5	-2.1×1×0.5×1.10×0.4=-0.46	→
A_8	-0.5	-2.1×1×0.5×1.10×0.4=-0.46	←
A_9	0.6	15.72×1×0.6×1.16×0.4= 4.38	→
A_{10}	-0.6	-1.98×1×0.6×1.17×0.4=-0.56	←
A_{11}	-0.6	-1.98×1×0.6×1.17×0.4=-0.56	→

续表6.1.2-4

受风面积编号	风荷载体型系数μ_{si}	$H_i=A_i\beta_{zi}\mu_{si}\mu_{zi}w_0$	方向
A_{12}	-0.5	-15.72×1×0.5×1.16×0.4=-3.65	→
A_{13}	-0.4	-2.1×1×0.4×1.10×0.4=-0.37	→
A_{14}	-0.4	-15×1×0.4×1.09×0.4=-2.62	→

作用在柱顶的屋盖所受风力$V=\Sigma V_i$=24.8kN(→)

2）柱顶以下排架柱上所受风力（风向右吹）。风向右吹（左风）时，为简化计算，自基础顶面至柱顶截面高度范围内按墙面传来均布风荷载计算（图6.1.2-6）。μ_z取柱顶处（室外地面10.65m）=1.02。

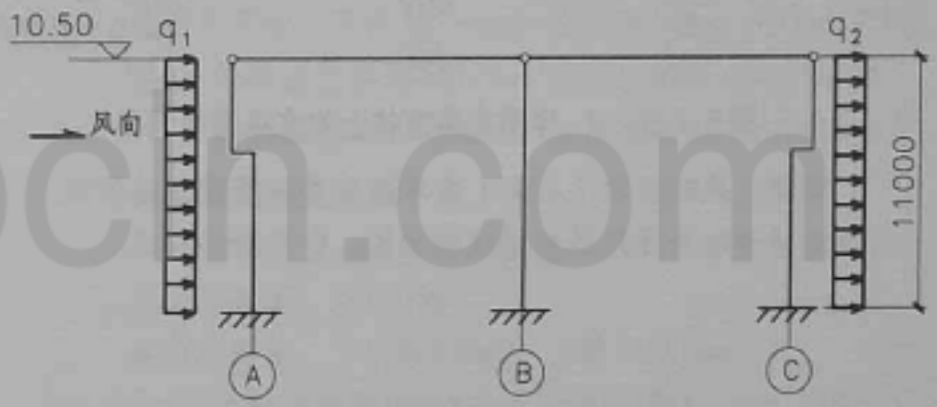


图6.1.2-6　作用在排架柱上的均布风力

www.docin.com

$q_1=6\beta_z\mu_s\mu_z w_0$

$=6\times1\times0.8\times1.02\times0.4=1.96kN/m$（压力）（→）

$q_2=6\beta_z\mu_s\mu_z w_0$

$=6\times1\times0.4\times1.02\times0.4=0.98kN/m$（吸力）（→）

因此风向右吹（左风）时考虑屋盖风荷载及墙面风荷载的排架柱所受风荷载标准值如图6.1.2-7所示。

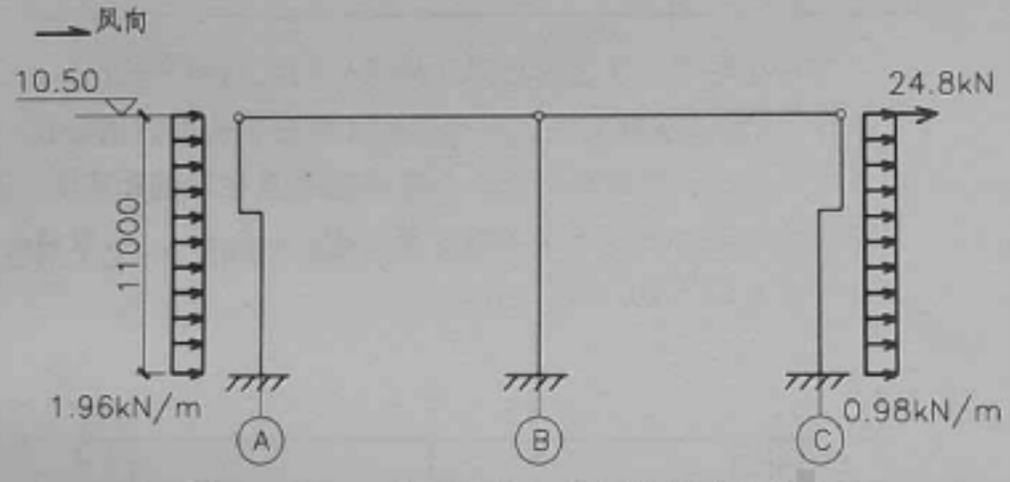


图6.1.2-7 作用在排架柱上的左风荷载简图

同理，风向左吹（右风）时考虑屋盖风荷载及墙面风荷载的排架柱所受风荷载标准值如图6.1.2-8所示。

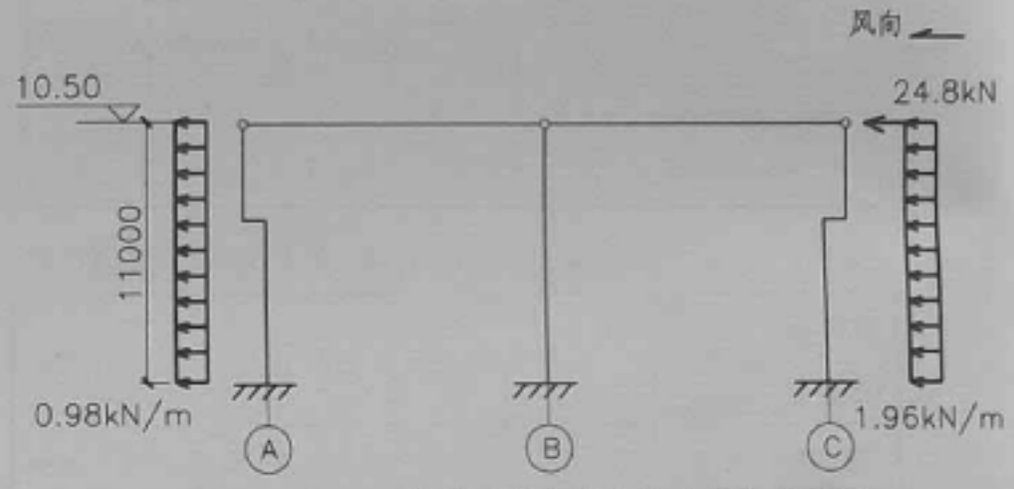


图6.1.2-8 作用在排架柱上的右风荷载简图

(4) 忽略轻质墙体的附加荷载所产生的地震作用。

6.2 计算作用于外纵墙排架柱基础上的基础梁及窗下砖墙自重的永久荷载标准值（仅A、C轴基础）

基础梁自重标准值$P_1=16.1kN$

窗下砖墙自重标准值$P_2=6\times0.28\times19\times1.1=35.1kN$

外纵墙传至基础的永久荷载标准值

P=外纵墙传至基础的永久荷载标准值+基础梁自重标准值

$=35.1+16.1=51.2kN$

其作用位置距Ⓐ、Ⓒ柱列下柱截面重心轴的距离

$e=0.42m$

www.docin.com

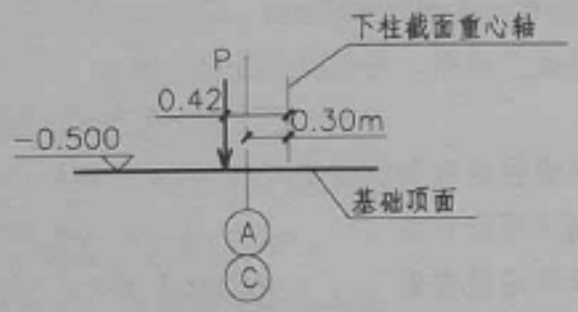


图6.2 作用于外纵墙排架柱基础上的基础梁及墙自重标准值P

6.3 采用PKPM程序进行排架计算

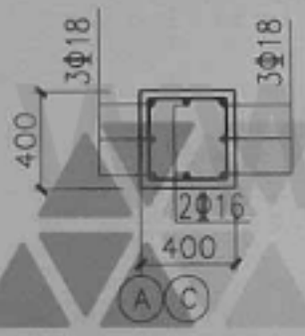
详细输入过程略，计算结果如下：

边柱上柱需要 As= 696mm² 实配3Φ18 As= 763mm²

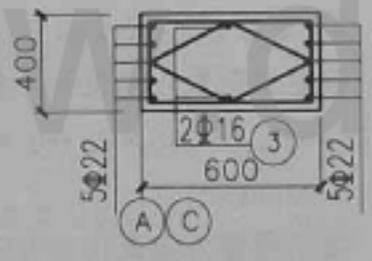
边柱下柱需要 As=1569mm² 实配5Φ22 As=1900mm²

中柱上柱需要 As= 839mm² 实配3Φ20 As= 942mm²

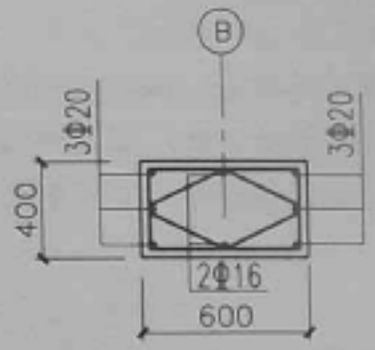
中柱下柱需要 As=1137mm² 实配4Φ20 As=1256mm²



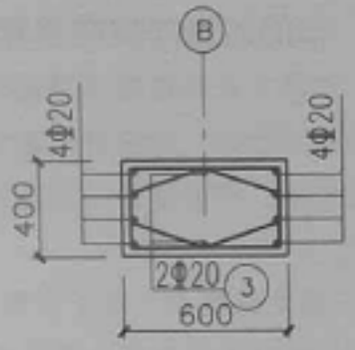
6.3-1 边柱上柱配筋



6.3-2 边柱下柱配筋



6.3-3 中柱上柱配筋



6.3-4 中柱下柱配筋

6.4 采用PKPM程序进行基础计算

基础边长比取1.2，详细输入过程略，计算结果如下：

边柱阶形基础：

基础底面尺寸：取2.8m×3.3m

基础总高度：取1.05m

基础为两阶：下阶取550mm，上阶取500mm

配筋：沿长边需要As=2310mm²实配16Φ14 As=2464mm²

沿短边需要As=2723mm²实配18Φ14 As=2772mm²

中柱阶形基础：

基础底面尺寸：取2.2m×2.7m

基础总高度：取1.05m

基础为两阶：下阶取550mm，上阶取500mm

配筋：沿长边需要As=1815mm²实配12Φ14 As=1848mm²

沿短边需要As=2228mm²实配15Φ14 As=2310mm²

www.docin.com

7. 车间的纵向抗震验算

计算方法除依据《建筑抗震设计规范》GB50011-2001(2008年版)外，尚依据《建筑抗震设计手册》(第二版)(龚思礼主编、中国建筑工业出版社2002年出版)(以下简称手册)。

7.1 确定纵向水平地震作用

7.1.1 确定各柱列重力荷载代表值

(1) 计算厂房纵向自振周期所需的重力荷载代表值Gs:

根据手册公式(6.1.4-59)

$Gs=0.25Gc+0.25Gwt+0.35Gw_l+0.5Gb+Gr+0.5Gsn$

1) 边柱柱列A或柱列C的G_{SA}或G_{SC}

柱重力荷载代表值Gc(忽略牛腿自重):

$Gc=(0.4\times0.4\times3.3+0.4\times0.6\times7.7)\times13\times25$

$=772.2kN$

吊车梁重力荷载代表值Gb(包括吊车总重量):

$Gb=9.3\times12+217=328.6kN$

山墙重力荷载代表值Gwt(忽略墙面自重与门窗自重的差别):

$$Gwt=\frac{0.36\times10.5\times(14.15+13.1)}{2}\times2$$

$=103.0kN$

纵墙重力荷载代表值Gw_l(忽略墙面自重与门窗自重的差别):

$Gw_l=72\times13.1\times0.36=339.6kN$

屋盖重力荷载代表值Gr:

屋面及檩条、支撑及吊管线自重	$0.36\times72\times10.5=272.2kN$
天窗窗扇及侧板自重	$0.45\times2.65\times48=57.2kN$
钢天窗架自重	$0.15\times3\times48=21.6kN$
天窗端壁自重	$0.26\times2.65\times3\times2=4.1kN$
21m钢屋架自重	$13\times12.24\times0.5=79.6kN$
	$Gr=434.7kN$

雪荷载标准值Gsn:

$Gsn=0.4\times72\times10.5=302.4kN$

所以:

$G_{SA}=G_{SC}=0.25Gc+0.25Gwt+0.35Gw_l+0.5Gb+Gr+0.5Gsn$

$=0.25\times772.2+0.25\times103.0+0.35\times339.6+0.5\times328.6+434.7+0.5\times302.4$

$=1087.9kN$

2) 中柱柱列B的G_{SB}:

柱重力荷载代表值Gc(忽略牛腿自重):

$Gc=(0.4\times0.6\times3.3+0.4\times0.6\times7.7)\times13\times25$

$=858kN$

吊车梁重力荷载代表值Gb(包括吊车总重量):

$Gb=18.6\times12+217\times2=657.2kN$

www.docin.com

山墙重力荷载代表值Gwt（忽略墙面自重与门窗自重的差别）：

$$G_{wt}=\frac{2\times0.36\times21\times(14.15+13.1)}{2}$$

$=206.0kN$

屋盖重力荷载代表值Gr:

屋面及檩条、支撑及吊管线自重 $0.36\times72\times21=544.4kN$

天窗窗扇及侧板自重 $2\times0.45\times2.65\times48=114.4kN$

钢天窗架自重 $2\times0.15\times3\times48=43.2kN$

天窗端壁自重 $2\times0.26\times2.65\times6=8.2kN$

21m钢屋架自重 $2\times13\times12.24\times0.5=159.2kN$

$G_r=869.4kN$

雪荷载标准值Gsn:

$G_{sn}=2\times0.4\times72\times10.5=604.8kN$

所以:

$G_{SB}=0.25\times858+0.25\times206.0+0.5\times657.2+869.4+0.5\times604.8$

$=1766.4kN$

3) 全车间的重力荷载代表值ΣGs:

$\Sigma G_s=G_{SA}+G_{SB}+G_{SC}$

$=1087.9\times2+1766.4=3942.2kN$

(2) 计算厂房纵向地震作用的重力荷载代表值$\overline{G}_s$:

确定柱顶处纵向水平地震作用的$\overline{G}_s$，根据手册公式（6.1.4-65）：

$\overline{G}_s=0.1G_c+0.5G_{wt}+0.7G_{w1}+1.0(G_r+0.5G_{sn})$

1) 边柱柱列A或柱列C的$\overline{G}_{SA}$或$\overline{G}_{SC}$:

$\overline{G}_{SA}=\overline{G}_{SC}=0.1\times772.2+0.5\times103.0+0.7\times339.6+434.7+0.5\times302.4$

$=952.3kN$

2) 中柱柱列B的$\overline{G}_{SB}$:

$\overline{G}_{SB}=0.1\times858+0.5\times206.0+869.4+0.5\times604.8$

$=1360.6kN$

3) 全车间的重力荷载代表值$\Sigma\overline{G}_s$:

$\Sigma\overline{G}_s=\overline{G}_{SA}+\overline{G}_{SB}+\overline{G}_{SC}$

$=952.3\times2+1360.6$

$=3265.2kN$

7.1.2 车间各柱列的纵向侧移刚度

(1) 柱的侧移刚度。按手册公式（6.1.4-5）计算单位水平力作用下的柱顶侧移；按手册公式（6.1.4-6）计算柱的侧移刚度。

1) 边柱柱列

单个柱在单位水平力作用下柱顶侧移δ_{c1}:

$$\delta_{c1}=\frac{H_1^3}{3E_cI_1}+\frac{H_2^3-H_1^3}{3E_cI_2}$$

已知$E_c=3\times10^7kN/m^2$; $I_1=0.4^4/12\ m^4$;

$I_2=0.6\times0.4^3/12\ m^4$; $H_1=3.3m$; $H_2=11.0m$; 代入上式得:

www.docin.com

$$\delta_{c1}=\frac{1}{3\times3\times10^7}\left[\frac{12\times3.3^3}{0.4^4}+\frac{12\times(11.0^3-3.3^3)}{0.6\times0.4^3}\right]$$

$$=4.684\times10^{-3}\text{m/kN}$$

单个柱的侧移刚度K_{c1}，考虑吊车梁与柱焊接的影响乘以增大系数ψ（ψ=1.5）：

$$K_{c1}=\frac{\psi}{\delta_{c1}}=\frac{1.5}{4.684\times10^{-3}}=0.320\times10^3\text{kN/m}^3$$

因此边柱柱列的侧移刚度ΣK_{c1}：

$$\Sigma K_{c1}=13K_{c1}=13\times0.320\times10^3=4.163\times10^3\text{kN/m}$$

2）中柱柱列

单个柱在单位水平力作用下的柱顶侧移δ_{c2}：

$$\delta_{c2}=\frac{1}{3\times3\times10^7}\left[\frac{12\times3.3^3}{0.6\times0.4^3}+\frac{12\times(11.0^3-3.3^3)}{0.6\times0.4^3}\right]$$

$$=4.622\times10^{-3}\text{m/kN}$$

单个柱的侧移刚度K_{c2}，同上，乘以增大系数ψ（ψ=1.5）：

$$K_{c2}=\frac{\psi}{\delta_{c2}}=\frac{1.5}{4.622\times10^{-3}}=0.324\times10^3\text{kN/m}^3$$

因此中柱柱列的侧移刚度ΣK_{c1}：

$$\Sigma K_{c2}=13K_{c2}=13\times0.324\times10^3=4.219\times10^3\text{kN/m}^3$$

(2) 柱间支撑的侧移刚度。边柱柱列与中柱柱列上柱各设有1个ZCs-33-1a及2个ZCs-33-1b支撑，下柱各设有1个ZCx8-72-32改。

1）上柱柱间支撑ZCs-33-1a及ZCs-33-1b在柱顶单位水平力作用下的柱顶侧移δ_s。

a. ZCs-33-1a的柱顶侧移δ_1。

ZCs-33-1a轴线尺寸见图7.1.2-1。

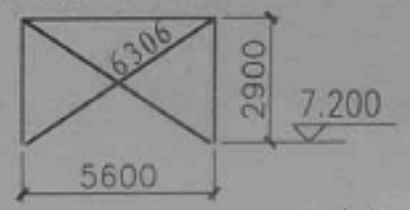


图7.1.2-1 ZCs-33-1a轴线尺寸图

上柱支撑的斜杆仅考虑拉杆的作用。

根据手册公式（6.1.4-19），各符号的解释见手册第610页。

$$\delta_1=\frac{l_1^3}{EA_1L_1^2}$$

斜腹杆为L90×6：

已知：$A_1=10.64\times10^{-4}\text{m}^2$；$E=2.06\times10^8\text{kN/m}^2$；

$l_1=6.306\text{m}$，$l_{01}=6.306/2=3.153$，$i_x=i_y=2.79\text{cm}$

$\lambda=630.6/2.79=226>200$，$L_1=5.6\text{m}$

$$\delta_1=\frac{6.306^3}{2.06\times10^8\times10.64\times10^{-4}\times5.6^2}$$

$$=3.648\times10^{-5}\text{m/kN}$$

b. ZCs-33-1b的柱顶侧移δ_2。

ZCs-33-1b轴线尺寸图见7.1.2-2。

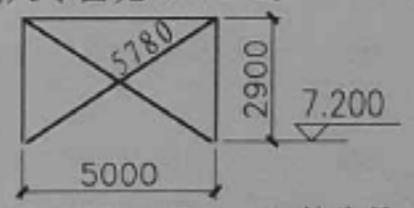


图7.1.2-2 ZCs-33-1b轴线尺寸图

根据手册公式（6.1.4-19）：

$$\delta_2 = \frac{l_2^3}{EA_2L_2^2}$$

已知：$A_2=10.64\times10^{-4}m^2$；$E=2.06\times10^8kN/m^2$；

$l_2=5.78m$，$l_2=5.78/2=2.89m$，$i_x=i_y=2.79cm$

$\lambda=578/2.79=208>200$，$L_2=5.0m$

$$\delta_2 = \frac{5.78^3}{2.06\times10^8\times10.64\times10^{-4}\times5.0^2}$$

$=3.524\times10^{-5}m/kN$

$$\because \frac{1}{\delta_s}=\frac{1}{\delta_1}+\frac{1}{\delta_2}+\frac{1}{\delta_2}$$

$$\therefore \delta_s = \frac{\delta_2}{(\delta_2/\delta_1+2)}=\frac{3.524\times10^{-5}}{(3.524\times10^{-5}/3.648\times10^{-5})+2}$$

$=1.188\times10^{-5}m/kN$

或 $$=\frac{\delta_1}{(2\delta_1/\delta_2+1)}=\frac{3.648\times10^{-5}}{(2\times3.648\times10^{-5}/3.524\times10^{-5})+1}$$

$=1.188\times10^{-5}m/kN$

2）下柱柱间支撑ZCx8-72-32 改在柱顶单位水平力作用下的柱顶侧移δ_x。

下柱支撑轴线尺寸见图7.1.2-3。

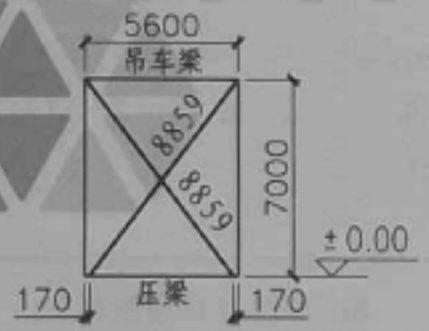


图7.1.2-3 下柱支撑轴线尺寸

根据手册公式（6.1.4-25）或（6.1.4-138），各符号号的解释见手册第610页。

$$\delta_x = \frac{l_3^3}{(1+\varphi_3)EA_3L_3^2}$$

今斜杆为2L125×80×10

$A=39.42\times10^{-4}m^2$；$E=2.06\times10^8kN/m^4$

$i_x=3.98cm$，$l_3=8.859m$，$l_{03}=8.859/2=4.43m$；

$\lambda_x=443/3.98=111.3$；

查GB50017-2003表C-2，$\varphi_3=0.485$，$L_3=5.6m$；代入上式，得：

$$\delta_x = \frac{8.859^3}{(1+0.485)\times2.06\times10^8\times39.42\times10^{-4}\times5.6^2}$$

$=1.839\times10^{-5}m/kN$

因此，边柱柱列、中柱柱列各自的柱间支撑侧移刚度K_{b1}、K_{b2}：

$$K_{b1}=K_{b2}=\frac{1}{\delta_s+\delta_x}=\frac{1}{(1.188+1.839)\times10^{-5}}$$

$=0.330\times10^5kN/m$

（3）各柱列的侧移刚度（不考虑轻质纵墙的刚度影响）。

1）边柱柱列A或C的侧移刚度K_1：

$K_1=\Sigma K_{c1}+K_{b1}$

$=4.163\times10^3+0.330\times10^5=3.716\times10^4kN/m$

www.docin.com

根据手册公式（6.1.4-19）：

$$\delta_2 = \frac{l_2^3}{EA_2L_2^2}$$

已知：$A_2=10.64\times10^{-4}m^2$；$E=2.06\times10^8kN/m^2$；

$l_2=5.78m$，$l_2=5.78/2=2.89m$，$i_x=i_y=2.79cm$

$\lambda=578/2.79=208>200$，$L_2=5.0m$

$$\delta_2 = \frac{5.78^3}{2.06\times10^8\times10.64\times10^{-4}\times5.0^2}$$

$=3.524\times10^{-5}m/kN$

$$\because \frac{1}{\delta_s}=\frac{1}{\delta_1}+\frac{1}{\delta_2}+\frac{1}{\delta_2}$$

$$\therefore \delta_s = \frac{\delta_2}{(\delta_2/\delta_1+2)}=\frac{3.524\times10^{-5}}{(3.524\times10^{-5}/3.648\times10^{-5})+2}$$

$=1.188\times10^{-5}m/kN$

或 $$=\frac{\delta_1}{(2\delta_1/\delta_2+1)}=\frac{3.648\times10^{-5}}{(2\times3.648\times10^{-5}/3.524\times10^{-5})+1}$$

$=1.188\times10^{-5}m/kN$

2）下柱柱间支撑ZCx8-72-32改在柱顶单位水平力作用下的柱顶侧移δ_x。

下柱支撑轴线尺寸见图7.1.2-3。

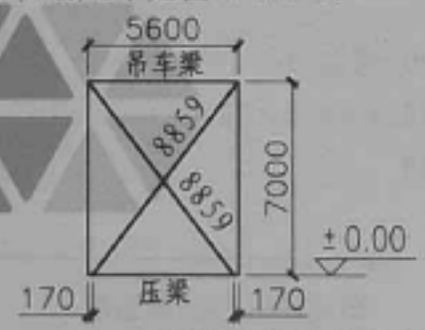


图7.1.2-3 下柱支撑轴线尺寸

根据手册公式（6.1.4-25）或（6.1.4-138），各符号号的解释见手册第610页。

$$\delta_x = \frac{l_3^3}{(1+\varphi_3)EA_3L_3^2}$$

今斜杆为2L125×80×10

$A=39.42\times10^{-4}m^2$；$E=2.06\times10^8kN/m^4$

$i_x=3.98cm$，$l_3=8.859m$，$l_{03}=8.859/2=4.43m$；

$\lambda_x=443/3.98=111.3$；

查GB50017-2003表C-2，$\varphi_3=0.485$，$L_3=5.6m$；代入上式，得：

$$\delta_x = \frac{8.859^3}{(1+0.485)\times2.06\times10^8\times39.42\times10^{-4}\times5.6^2}$$

$=1.839\times10^{-5}m/kN$

因此，边柱柱列、中柱柱列各自的柱间支撑侧移刚度K_{b1}、K_{b2}：

$$K_{b1}=K_{b2}=\frac{1}{\delta_s+\delta_x}=\frac{1}{(1.188+1.839)\times10^{-5}}$$

$=0.330\times10^5kN/m$

（3）各柱列的侧移刚度（不考虑轻质纵墙的刚度影响）。

1）边柱柱列A或C的侧移刚度K_1：

$K_1=\Sigma K_{c1}+K_{b1}$

$=4.163\times10^3+0.330\times10^5=3.716\times10^4kN/m$

www.docin.com

2) 中柱柱列B的侧移刚度K_2:

$K_2=\Sigma K_{c2}+K_{b2}$

$=4.219\times10^3+0.330\times10^5=3.722\times10^4$kN/m

3) 厂房各柱列侧移总刚度ΣK_s:

$\Sigma K_s=K_1\times2+K_2=3.716\times10^4\times2+3.722\times10^4$

$=11.154\times10^4$kN/m

7.2 厂房基本周期T_1

厂房基本周期按手册公式（6.1.4-58）

$T_1=2\psi_T\sqrt{\Sigma G_s/\Sigma K_s}$ 计算。

已知$\Sigma G_s=3942.2$kN，$\Sigma K_s=11.154\times10^4$kN/m，$\psi_T=1$

代入上式：$T_1=2\times1\times\sqrt{\dfrac{3942.2}{11.154\times10^4}}=0.376$Sec

注：周期T_1为各柱列的综合周期。

7.3 厂房的地震影响系数α

$T_1>T_g$，即0.376Sec>0.35Sec。α应按《建筑抗震设计规范》GB50011-2001(2008年版)第5.1.5条计算，则：

$\alpha_1=(T_g/T_1)^{0.9}\alpha_{max}=(0.35/0.376)^{0.9}\times0.16=0.150$

7.4 各柱列分配的纵向水平地震作用标准值F_i

由于厂房为轻型屋盖，各柱列的纵向水平地震作用根据《建筑抗震设计规范》GB50011-2001(2008年版)第9.2.7条规定，按柱列承受的重力荷载代表值分配。

7.4.1 边柱列柱顶处纵向水平地震作用标准值F_1:

$F_1=\alpha_1\overline{G}_{SA}=0.150\times952.3=142.8$kN

7.4.2 中柱列柱的纵向水平地震作用标准值F_2:

$F_2=\alpha_1\overline{G}_{SB}=0.15\times1360.6=204.1$kN

7.5 各柱列在吊车梁顶标高处的纵向地震作用F_i'

按《建筑抗震设计规范》附录J公式(J.1.2-3)计算:

$F_i'=\alpha_1G_{ci}H_{ci}/H$

7.5.1 边柱柱列:

$\alpha_1=0.150$

集中于柱列牛腿顶面高度处的等效重力荷载代表值G_{c1}按手册公式（6.1.4-67）计算。

$G_{c1}=0.4$柱列自重+柱列吊车梁自重（包括轨道联结+0.5×一台吊车自重）

$=0.4\times(0.4\times0.4\times3.3+0.4\times0.6\times7.7)\times25\times13+9.3\times12+217\times0.5$

$=529.0$kN

$H_{c1}=7.7$m，$H=11.0$m

$F_1'=\dfrac{0.150\times529.0\times7.7}{11.0}=55.5$kN

7.5.2 中柱柱列:

$\alpha_1=0.150$

$G_{c2}=0.4G_c+G_b+G'_{cr}$

$=0.4\times(0.4\times0.6\times11.0)\times25\times13+9.3\times24+217$

$=783.4$kN

www.docin.com

$H_{c2}=7.7m$, $H=11.0m$

$$F_2'=\frac{0.150\times783.4\times7.7}{11.0}=82.3kN$$

7.6 各构件分担的纵向水平地震作用标准值按手册公式(6.1.4-48)计算。

7.6.1 边柱柱列柱顶处纵向水平地震作用标准值142.8 kN的分配:

(1) 每柱:

$$F_{c1}=\frac{F_1K_{c1}}{K_1}=\frac{142.8\times0.320\times10^3}{3.716\times10^4}=1.2kN$$

(2) 支撑:

$$F_{b1}=\frac{F_1K_{b1}}{K_1}=\frac{142.8\times0.330\times10^5}{3.716\times10^4}=126.8kN$$

7.6.2 中柱柱列柱顶处纵向水平地震作用标准值204.1 kN的分配:

(1) 每柱:

$$F_{c2}=\frac{F_2K_{c2}}{K_2}=\frac{204.1\times0.324\times10^3}{3.722\times10^4}=1.8kN$$

(2) 支撑:

$$F_{b2}=\frac{F_2K_{b2}}{K_2}=\frac{204.1\times0.330\times10^5}{3.722\times10^4}=181.0kN$$

7.6.3 边柱柱列吊车梁梁顶处纵向水平地震作用标准值55.5kN的分配:

(1) 每柱:

$$F_{c1}'=\frac{F_1'K_{c1}}{\Sigma K_{c1}+K_{b1}}=\frac{55.5\times0.320\times10^3}{3.716\times10^4}=0.5kN$$

(2) 下柱支撑:

$$F_{b1}'=\frac{F_1'K_{b1}}{\Sigma K_{c1}+K_{b1}}=\frac{55.5\times0.330\times10^4}{3.716\times10^4}=49.3kN$$

7.6.4 中柱柱列吊车梁梁顶处纵向水平地震作用标准值82.3kN的分配:

(1) 每柱:

$$F_{c2}'=\frac{F_2'K_{c2}}{\Sigma K_{c2}+K_{b2}}=\frac{82.3\times0.324\times10^3}{3.722\times10^4}=0.7kN$$

(2) 下柱支撑:

$$F_{b2}'=\frac{F_2'K_{b2}}{\Sigma K_{c2}+K_{b2}}=\frac{82.3\times0.330\times10^5}{3.722\times10^4}=73.0kN$$

www.docin.com

7.7 构件抗震承载力验算

7.7.1 柱间支撑。由于边列柱与中列柱的柱间支撑完全相同，而中列柱柱间支撑承受的纵向地震力较大，因此可仅对中列柱的柱间支撑进行验算。

(1) 中列柱上柱支撑（共3个，2个ZCs-33-1b及1个ZCs-33-1a）：

中列柱上柱支撑承受的纵向水平地震剪力设计值V_{bs2}^{E}：

$V_{bs2}^{E}=1.3F_{b2}=1.3\times181.0=235.3kN$

1个ZCs-33-1a及2个ZCs-33-1b的地震作用组合设计水平剪力承载力设计值为：

$\Sigma V_{b1}^{E}=V_{b1}^{E}+2V_{b2}^{E}=251.83+2\times210.25=672.33kN$（见第70页的计算结果）$>V_{bs2}^{E}=235.3kN$

满足设计要求。

(2) 中柱柱列下柱支撑（共1个，ZCx8-72-32改），除承受上柱支撑传来的纵向地震水平力F_{b2}外，尚应考虑吊车梁、吊车桥架等在牛腿顶面产生的纵向地震水平力F_{b2}'，两水平力之和的设计值V_{bx2}^{E}可求得如下：

$V_{bx2}^{E}=(F_{b2}+F_{b2}')\times1.3=1.3\times(181.0+73.0)=330.2kN$

由本图集第70页知ZCx8-72-32改的地震组合水平承载力$V_{b2}^{E}=661.8kN>330.2kN$

满足设计要求。

注：本示例由于直接选用国标图集05G336，其上柱支撑及下柱支撑承载能力与设计要求相比均较大，设计人员可根据具体工程要求直接选用国标图集05G336（如本示例）或自行更改角钢截面，但需控制长细比（如8度Ⅰ、Ⅱ类场地上柱支撑$\lambda_{max}=250$，下柱支撑$\lambda_{max}=200$）。

7.7.2 柱

(1) 边柱：

1) 上柱柱底截面：

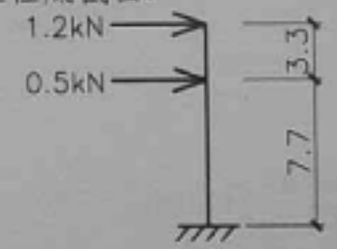


图7.7.2-1 边柱承受的纵向水平地震力标准值

地震弯矩设计值$M_{s}^{E}=1.2\times1.2\times3.3=5.1kN.m$

柱截面400mm×400mm（h×b）

钢筋设计强度$f_y=360N/mm$，混凝土强度等级C30

假定纵向地震作用产生的柱各截面弯矩由平行于排架方向柱截面内的钢筋承受。在计算时可只考虑柱截面角部钢筋和配置在截面侧边的构造钢筋的作用。经计算，由于此弯矩较小，仅截面侧边钢筋即可满足计算要求。配筋计算略。

2) 下柱柱底截面：

地震弯矩设计值$M_{x}^{E}=1.3\times(1.2\times11.0+0.5\times7.7)$

$=22.2kN\cdot m$

柱截面400mm×600mm（h×b），

钢筋设计强度f_y=360N/mm²，混凝土强度等级C30

同上，配筋计算略。

(2) 中柱：

1) 上柱柱底截面：

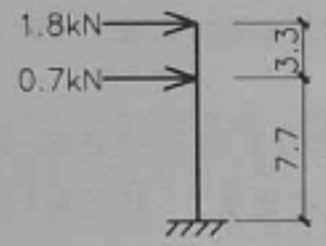


图7.7.2-2 中柱承受的纵向水平地震力标准值

地震弯矩设计值M_s^E=1.3×1.8×3.3=7.7kN·m

柱截面400mm×600mm（h×b），

钢筋设计强度f_y=360N/mm²，混凝土强度等级C30

同上，配筋计算略。

2) 下柱柱底截面：

地震弯矩设计值M_s^E=1.3×(1.8×11.0+0.7×7.7)

=32.7kN·m

柱截面完全同上柱柱底截面。

同上，配筋计算略。

8. 柱间支撑在纵向风荷载及吊车制动力作用下的承载力验算

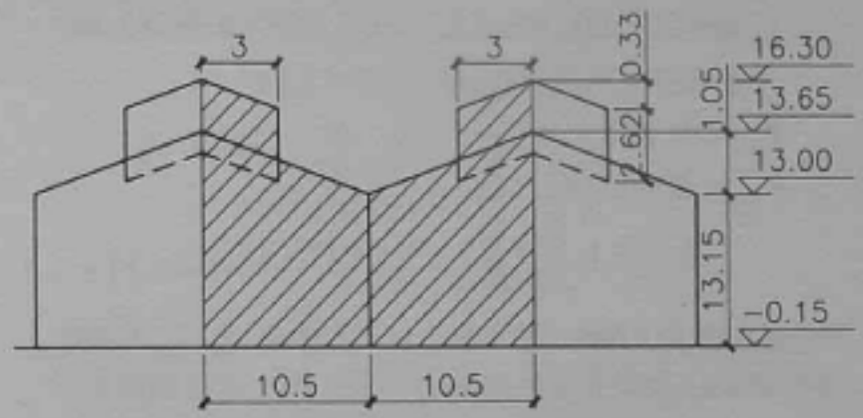


图8 车间山墙及天窗端壁受风面积图

由于中列柱上柱支撑承受的风荷载较边列柱大，而各柱列支撑数量均相同，因此可仅对中列柱支撑进行验算。

8.1 中列柱上柱柱间支撑承受的纵向风荷载标准值F_{1k}

为安全及简化计算，假定山墙及天窗端壁在图8中的阴影面积为支撑的受风面积（包括车间两端）。

山墙脊点处的风压高度变化系数μ_{z1}=1.11（离地高度为13.8m）

天窗端壁脊点处的风压高度变化系数μ_{z2}=1.17（离地高度为16.45m）

风荷载体型系数μ_s=1.3（考虑车间两端的压力及吸力迭加0.8+0.5=1.3）

风振系数 $\beta_z=1$

基本风压 $w_0=0.4kN/m^2$

山墙受风面积 $A_1=21\times(13.8+13.15)\times0.5=283.0m^2$

天窗端壁受风面积 $A_2=6\times2.62=15.7m^2$

F_{1k} 可简化计算如下：

$$F_{1k}=\frac{3\beta_z\mu_{z1}\mu_s w_0 A_1}{8}+\beta_z\mu_{z2}\mu_s w_0 A_2$$

$$=\frac{3\times1\times1.11\times1.3\times0.4\times283.0}{8}+1\times1.17\times1.3\times0.4\times15.7$$

$$=61.3+9.6$$

$$=70.9kN$$

8.2 中列柱上柱支撑承受的纵向水平风荷载设计值 F_{1d}

$F_{1d}=1.4F_{1k}=1.4\times70.9=99.3kN$

8.3 中柱柱列上柱支撑承载力验算

上柱支撑非地震作用组合的水平剪力承载力设计值（见第70页）V_s：

$V_s=2V_{b2}+V_{b1}=168.2\times2+172.67$

$=509.1kN>F_{1d}=99.3kN$

满足要求。

8.4 中列柱下柱支撑承受的吊车纵向制动力标准值 T_k

根据《建筑结构荷载规范》GB50009-2001(2006年版)规定，吊车纵向制动力按两台吊车考虑。每台吊车的纵向制动力按作用在一边轨道上的所有刹车轮最大轮压的10%计算，已知吊车最大轮压标准值 $P_{max}=117.6kN$，两台吊车每边轨道共有4个刹车轮。此外，多台吊车的荷载折减系数对A5级吊车为0.90，并由下柱柱间支撑承担，下柱支撑承受的吊车纵向制动力标准值 T_k：

$T_k=0.1\times117.6\times4\times0.9=42.3kN$

8.5 中列柱下柱支撑承载力验算（下柱支撑编号为ZCx8-72-32改）

根据《建筑结构荷载规范》GB5009-2001（2006年版）第3.2.3条规定，作用在每个下柱支撑上的水平剪力设计值 V_x：

$V_x=F_{1d}+1.4\psi_c T_k=97.9+1.4\times0.7\times42.3=139.4kN$

$<V_{b2}=529.45kN$

（由本图集第70页知ZCx8-72-32改的 $V_{b2}=529.45kN$）

满足承载力要求。

9. 山墙抗风柱

9.1 山墙抗风柱在纵向地震作用下的内力计算

9.1.1 山墙抗风柱布置。山墙抗风柱平面位置见图9.1.1。

山墙抗风柱为预制混凝土柱，上柱截面（b×h）为400mm×350mm；下柱截面（b×h）为400mm×600mm。

验算吊车是否与山墙抗风柱相碰，车挡GCD最外缘距轴线①或⑬的尺寸为640mm，而山墙抗风柱的截面内侧距①或⑬轴线的尺寸为600mm<640mm，因此吊车不会与山

墙抗风柱相碰。

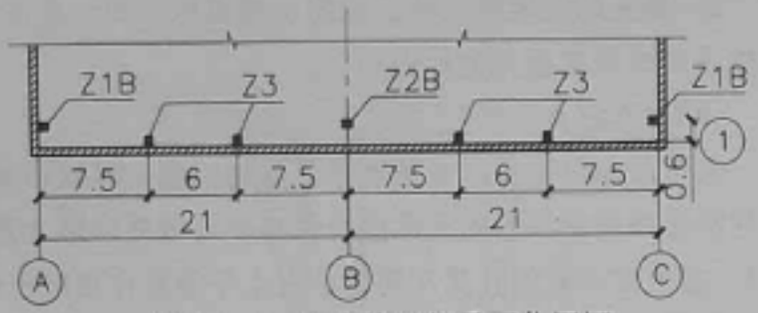


图9.1.1 山墙抗风柱平面位置图

9.1.2 山墙抗风柱的地震作用计算。计算采用吴德安等主编的《建筑结构工程师手册》(中国建筑工业出版社2005年出版)第7章第7.1.7节的方法(见该书第535页至538页)及7.2.6节(见该书641页至644页)。

(1) 求纵向水平地震作用下，山墙抗风柱柱顶反力R_1。

假定山墙抗风柱上端为铰接弹性支承，下端为固接。由第56页平面图及第57页Ⓐ-Ⓒ立面图可知，山墙柱Z3承担轻质墙面重力荷载和风荷载的从属面积如图9.1.2-1所示。

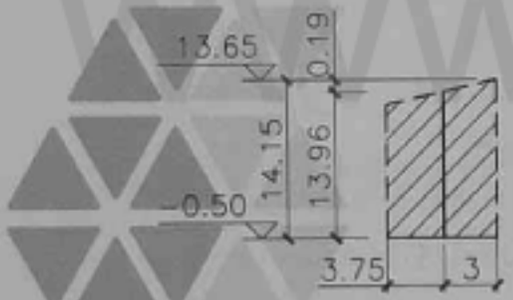


图9.1.2-1 山墙抗风柱的荷载从属面积

1) 求山墙抗风柱由墙面重力荷载引起的地震作用在柱顶处的不动铰反力R′(图9.1.2-2)：

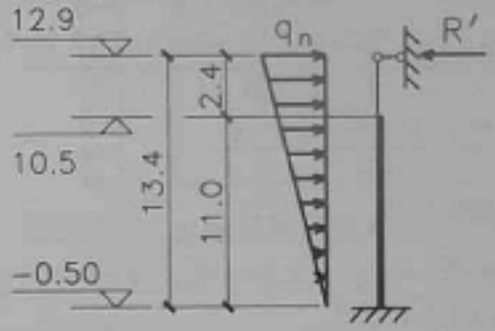


图9.1.2-2 山墙抗风柱由墙面重力荷载引起的地震作用

山墙柱荷载从属面积的轻质墙面重力荷载引起的地震作用：此地震作用近似取沿抗风柱高度呈倒三角形分布，且地震影响系数近似取α_1。

从属面积内的轻质墙面重力荷载代表值$\overline{G}_{eq}$(忽略门窗自重与轻质墙面自重的差别)：

$\overline{G}_{eq}$=墙面自重+山墙抗风柱自重=6.75×(14.15+13.73)/2×0.36+(11.0×0.6×0.4+2.4×0.35×0.4)×25=108.3kN

此重力荷载代表值引起的地震作用F：

$F=\alpha_1\overline{G}_{eq}=0.15\times108.3=16.2kN$

$q_n=1.5F/H=1.5\times16.2/13.4=1.81kN/m$

因此柱顶在倒三角荷载作用下的不动铰反力R′：

www.docin.com

$R'=\Delta\ /\delta_{11}$

$$\Delta=\frac{q_nH^4(1-\lambda)^2\ (11+7\lambda+3\lambda^2-\lambda^3)}{120EI_1}+\frac{q_nH^4\lambda\ [(15-4\lambda)\ \lambda^3+5n(3-4\lambda^3+\lambda^4)]}{120EI_2}$$

$$\delta_{11}=\frac{H_1^3/I_1+(H^3-H_1^3)/I_2}{3E_c}$$

已知：$H=13.4m$

$H_1=2.4m$

$E_c=3\times10^7kN/m^2$

$\lambda=2.4/13.4=0.179$

$$n=\frac{0.4\times0.35^3/12}{0.4\times0.6^3/12}=0.199$$

$I_1=0.4\times0.35^3/12=0.143\times10^{-2}m^4$

$I_2=0.4\times0.6^3/12=0.72\times10^{-2}m^4$

代入上式，得：

$$\Delta=\frac{[1.81\times13.4^4\times(1-0.179)^2\times(11+7\times0.179+3\times0.179^2-0.179^3)]}{120\times3\times10^5\times0.72}+\frac{\{1.81\times13.4^4\times0.179[(15-4\times0.179)\times0.179^3+5\times0.199\times(3-4\times0.179^3+0.179^4)]\}}{120\times3\times10^5\times0.143}$$

$=0.01873+0.00618=0.0249m$

$$\delta_{11}=\frac{\frac{2.4^3}{0.143\times10^{-2}}+\frac{13.4^3-2.4^3}{0.72\times10^{-2}}}{3\times3\times10^7}$$

$=3.799\times10^{-3}m/kN$

$R'=\Delta/\delta_{11}=0.0249/0.003799=6.55kN(\longleftarrow)$

2) 屋盖纵向地震位移引起的山墙抗风柱的地震作用在柱顶处的铰支座处的反力R_1''：

$R_1''=\Delta_E/\delta_{11}$

其中，Δ_E为屋盖纵向地震作用时的位移，可取山墙抗风柱所在跨两侧柱列的顶部纵向位移平均值乘以增大系数1.2。由于在本算例计算车间的纵向水平地震作用时已计算各柱列分配的地震力及柱列刚度，由前Ⓐ柱列或Ⓒ柱列分配到柱顶处的地震力$F_1=142.8kN$，柱列刚度$K_1=3.716\times10^4kN/m$；Ⓑ柱列分配到柱顶处的地震力$F_2=204.1kN$，柱列刚度$K_2=3.722\times10^4kN/m$。

Ⓐ柱列或Ⓒ柱列的项部纵向位移Δ_1：

$\Delta_1=F_1/K_1=142.8/(3.716\times10^4)=0.384\times10^{-2}m$

Ⓑ柱列的项部纵向位移Δ_2：

$\Delta_2=F_2/K_2=204.1/(3.722\times10^4)=0.548\times10^{-2}m$

$\Delta_E=1.2(\Delta_1+\Delta_2)/2=1.2\times(0.384+0.548)\times10^{-2}/2$

$=0.559\times10^{-2}m$

$R_1''=\Delta_E/\delta_{11}=0.559\times10^{-2}/3.799\times10^{-3}$

$=1.47kN\ (\longrightarrow)$

故山墙柱柱顶处的组合弹性反力R_1：

$R_1=R'-R_1''=6.55-1.47=5.08kN\ (\longleftarrow)$

(2) 求山墙抗风柱在变截面处及柱底截面处的地震弯矩（图9.1.2-3）。

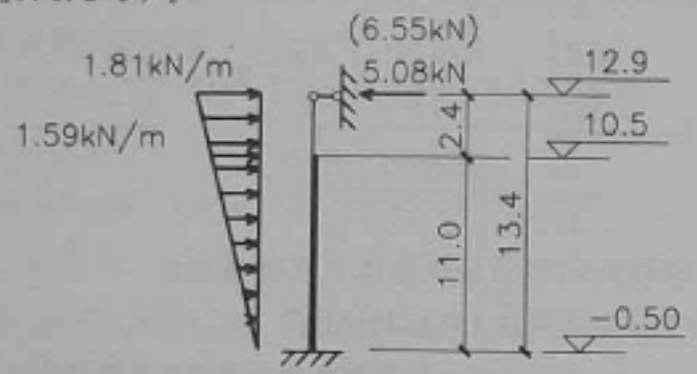


图9.1.2-3 山墙抗风柱的地震作用计算简图
（括号内数字为按不动铰计算数值）

1) 变截面处(上柱底)的地震弯矩设计值M_1^E。震害表明山墙抗风柱在地震时受损部位多在上下柱交接处，为此山墙抗风柱上柱按不动铰计算简图确定其地震作用产生的柱弯矩值。

$$M_1^E=1.3\times7.03\times2.4-\frac{1}{2}\times1.3\times1.59\times2.4^2-\frac{1.3\times(1.81-1.59)\times2.4^2}{3}$$

$$=15.4\text{kN}\cdot\text{m}\ (\curvearrowleft)$$

2) 柱底截面处的地震弯矩设计值M_2^E：

$$M_2^E=1.3\times5.08\times13.4-\frac{1}{3}\times1.81\times13.4^2\times1.3$$

$$=-52.3\text{kN}\cdot\text{m}\ (\curvearrowright)$$

9.2 山墙抗风柱在风荷载作用下的内力计算

9.2.1 作用在抗风柱上的风荷载（图9.2.1）

(1) 风向左吹（风向右吹与此相反）

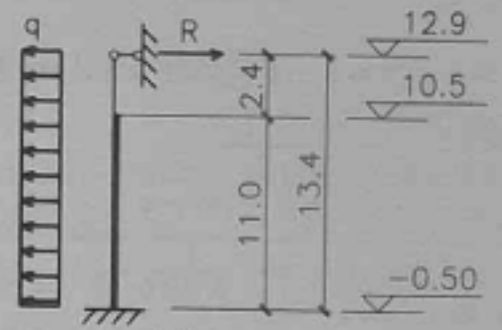


图9.2.1 山墙抗风柱受风荷载计算简图

山墙抗风柱的受风面积见图9.1.2-1，风压w_k：

$w_k=\beta\ \mu_z\ \mu_s w_0$

已知 $\beta=1$

$\mu_z=1.10$（取距室外地面13.5m处高度），$\mu_s=\pm1.0$

$w_0=0.4\text{kN/m}^2$

$w_k=1\times1.10\times1.0\times0.4=0.44\text{kN/m}^2$（吸力或压力）以下按吸力计算

因此，沿抗风柱单位高度上的均布风线荷载q可近似取

$q=6.75\times0.44=3.0\text{kN/m}$

注：μ_s取值系根据《建筑结构荷载规范》管理组2009年9月意见执行。

此外，根据罗福午主编的《单层工业厂房结构设计》（第二版）(清华大学出版社1990年出版)第68页计算公式(见附录二)，或《建筑结构静力计算手册》(第二版)（中国建筑工业出版社1998年出版）第546页公式(10-194)及第551页公式(10-224)，可求得在均布荷载作用下山墙抗风柱上端的

www.docin.com

不动铰支座反力R（其中H、λ、n值见第92页）。

$$R=\frac{3Hq[1+\lambda^4(\frac{1}{n}-1)]}{8[1+\lambda^3(\frac{1}{n}-1)]}$$

$$=\frac{3\times13.4\times3.0\times[1+0.179^4(\frac{1}{0.199}-1)]}{8[1+0.179^3(\frac{1}{0.199}-1)]}$$

$=14.8kN$ (→)

9.2.2 求山墙抗风柱在变截面处及柱底截面处的风弯矩。

(1) 变截面（上柱底）处的风荷载引起的弯矩标准值M_1^w，增大系数1.15系考虑抗风柱上柱支承处并非完全是不动铰的影响。

$M_1^w=[-14.8\times2.4+2.4^2\times3.0/2]\times1.15$

$=-30.9kN\cdot m$ (⌒)

(2) 柱底截面处的风荷载引起的弯矩标准值M_2^w:

$M_2^w=-[(-14.8\times13.4+13.4^2\times3.0/2)]\times1.15$

$=81.7kN\cdot m$ (⌒)

9.3 山墙抗风柱在轻质墙体自重作用下的内力计算

轻质墙体通过墙梁将其自重传至抗风柱，由于墙梁间距不大于1.5m，为简化计算将墙体对抗风柱的集中偏心弯矩视为均布弯矩，如图9.3所示。

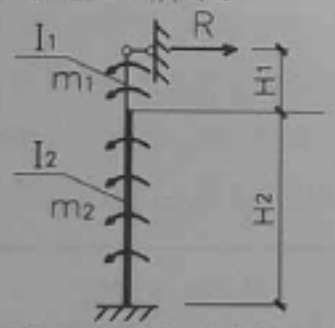


图9.3 山墙抗风柱受墙体自重的偏心弯矩荷载计算简图

山墙柱在上柱均布弯矩m_1及下柱均布弯矩m_2作用下，柱顶的不动支点反力R:

$$R=\frac{\frac{m_1H_1^3}{3I_1}+\frac{m_1H_1H_2}{I_2}(\frac{H_2}{2}+H_1)+\frac{m_2H_2^2}{3I_2}(\frac{2}{3}H_2+H_1)}{\frac{H_1^3}{3I_1}+\frac{(H_1+H_2)^3-H_1^3}{3I_2}}$$

沿柱高均布的轻质墙体自重标准值q:

$q=6.75\times0.36=2.43kN/m$

注：式中6.75m为抗风柱墙面墙体荷载从属面积的宽度，0.36kN/m²为墙体及墙梁自重标准值。

轻质墙体自重对抗风柱截面重心轴线的偏心弯矩值：轻质墙体的重心位置距山墙抗风柱外侧130mm。

上柱：$m_1=2.43\times(0.175+0.13)=0.74kN\cdot m/m$

下柱：$m_2=2.43\times(0.30+0.13)=1.05kN\cdot m/m$

今$H_1=2.4m$, $H_2=11.0m$, $H_1+H_2=13.4m$

$I_1=0.143\times10^{-2}m^4$, $I=0.72\times10^{-2}m^4$（见92页）

$$R=\frac{\left[\frac{0.74\times2.4^3}{3\times1.43\times10^{-3}}+\frac{0.74\times2.4\times11.0}{7.2\times10^{-3}}(\frac{11.0}{2}+2.4)+\frac{1.05\times11.0^2}{2\times7.2\times10^{-3}}(\frac{2}{3}\times11.0+2.4)\right]}{\left[\frac{2.4^3}{3\times1.43\times10^{-3}}+\frac{13.4^3-2.4^3}{3\times7.2\times10^{-3}}\right]}$$

$=(2384+21435+85876)/113976=0.96kN(\rightarrow)$

因此轻质墙体自重标准值对抗风柱产生的弯矩标准值:

变截面（上柱底）处:

$M_1^L=-0.96\times2.4+0.74\times2.4=-0.53kN\cdot m$ (⌒)

柱底截面处:

$M_2^L=-0.96\times13.4+0.74\times2.4+1.05\times11.0$

$=-0.46kN\cdot m$ (⌒)

注: 由以上计算可知，轻质墙体自重对抗风柱产生的弯矩很小。今后在类似工程中可忽略不计。

9.4 山墙抗风柱配筋计算

所需配筋计算查《混凝土结构计算手册》（第三版）(吴德安主编，中国建筑工业出版社2002年出版)。

9.4.1 荷载基本组合

(1) 考虑纵向地震作用的基本组合。

变截面（上柱底）处:

$M_1=M_1^E+1.2M_1^L=-15.1-1.2\times0.53=-15.7kN\cdot m$ (⌒)

柱底截面处:

$M_2=M_2^E+1.2M_2^L=-54.1-1.2\times0.46=-54.7kN\cdot m$ (⌒)

(2) 无地震作用的基本组合（风参与组合）。

变截面（上柱底）处:

$M_1'=1.4M_1^W+1.2M_1^L=-1.4\times30.9-1.2\times0.53$

$=-43.9kN\cdot m$ (⌒)

其绝对值$>\gamma_{RE}M_1=15.7\times0.75=11.8kN\cdot m$

柱底截面处:

$M_2'=1.4M_2^W+1.2M_2^L=1.4\times81.7-1.2\times0.46$

$=113.8kN\cdot m$ (⌒)

其绝对值$>\gamma_{RE}M_2=54.7\times0.75=41.0kN\cdot m$

9.4.2 配筋计算（对称配筋）。

由上计算，此变截面处应以无地震作用的基本组合$M=43.9kN\cdot m$确定配筋。

变截面（上柱底）处:

$b=400mm$

$h=350mm$

$h_0=310mm$, $\alpha'=40mm$

$f_c=14.3N/mm^2$

$f_y=360N/mm^2$

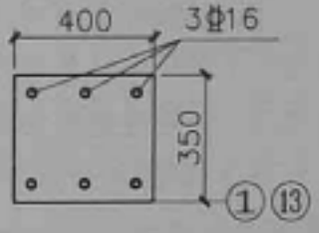


图9.4.2-1 抗风柱上柱配筋

查《混凝土结构计算手册》（第三版），得:

$A_s=410mm^2$

实配3Φ16，每侧对称配筋，$A_s=603mm^2>410mm^2$。

柱底截面处应以无地震作用的基本组合$M=113.8kN\cdot m$确定配筋。

www.docin.com

柱底截面处:

b=400mm

h=600mm

h_0=560mm, α′=40mm

f_c=14.3N/mm²

f_y=360N/mm²

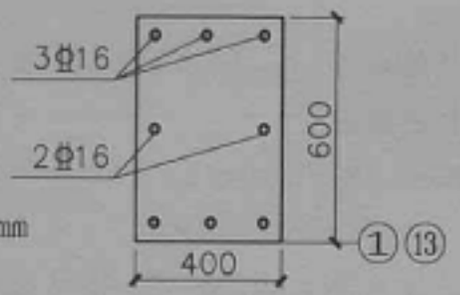


图9.4.2-2 抗风柱下柱配筋

查《混凝土结构计算手册》（第三版），得:

A_s=584mm²

实配3Φ16,每侧对称配筋,A_s=603mm² > 584mm²(可)

9.5 山墙抗风柱基础计算

9.5.1 作用在基础上由柱及基础梁传来的荷载

(1) 勒脚砖墙及基础梁自重标准值（取砖墙及基础梁加权平均自重标准值为22kN/mm³):

P=1.55×(7.5+1.05)×0.5×0.28×22=40.8kN

(2) 柱底截面传来风荷载产生的弯矩标准值M:

M_w=±81.7kN·m（风向左或风向右）

(3) 柱自重标准值N_1:

N_1=0.4×0.6×11.0×25+0.4×0.35×2.4×25

=74.4kN

(4) 标高1.05以上至山墙顶部的轻质墙体自重标准值N_2:

N_2=6.75×(12.6+11.95)×0.5×0.36=29.8kN

轻质墙体产生的弯矩标准值M=-0.46kN·m(⌒)

9.5.2 作用在基础的荷载标准值。由于山墙抗风柱基础可不考虑地震作用，因此作用在基础上的荷载如图9.5.2所示。

由柱传递的ΣM=M_w+M=-81.7-0.46=-82.16kN·m(⌒)

或81.7-0.46=81.24kN.m(⌒)

ΣN=N_1+N_2=74.4+29.8=104.2kN

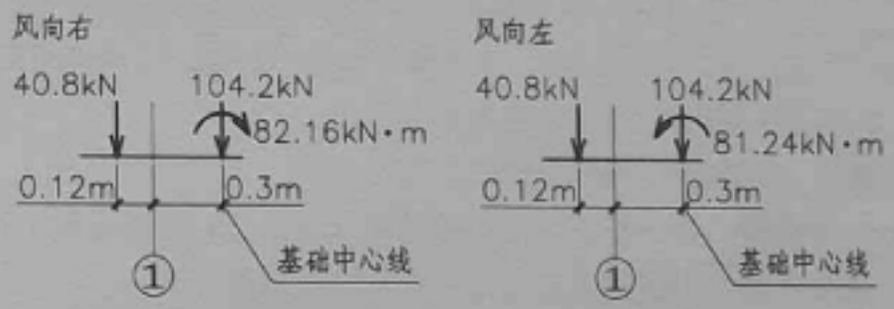


图9.5.2 作用在基础的荷载标准值

9.5.3 采用PKPM程序进行基础计算。

基础设计参数:

地基承载力特征值f_{ak}=150kPa

基础宽度地基承载力修正系数η_b=2.0

基础深度地基承载力修正系数η_d=3.0

基础底面以下土的重度18kN/m³

基础底面以上土的加权平均重度20kN/m³

www.docin.com

基础埋置深度室内地面下1.55m（室外地面下1.4m）

混凝土强度等级C30

钢筋级别HRB400

基础边长比=1:1.4

基础总高1.05m

输入后其计算结果:

基础底面尺寸2×2.8m,

其底部配筋:

沿长边A_s=1650mm^2，实配11Φ14，As=1694mm^2

沿短边A_s=2310mm^2，实配16Φ14，As=2464mm^2

10 验算钢吊车梁GDL6-5与排架柱牛腿处的连接焊缝抗剪强度

由于有关单层工业钢筋混凝土柱厂房的国标结构图集由不同单位在不同时期编制而成，设计标准不够统一，而实际工程的情况又各不相同，因而设计中选用的构件在相互连接部位的连接件和连接焊缝的承载力有可能不满足设计要求，为避免发生不安全问题，选用者有必要对连接件和连接焊缝的承载力进行验算，若不满足设计要求，必须采取相应措施。本示例对钢吊车梁GDL6-5与排架柱牛腿处预埋件M-3（详见图集05G335《单层工业厂房钢筋混凝土柱》或图集08G118《单层工业厂房设计选用》）的连接焊缝进行抗剪强度验算。

根据图集03SG520-1《钢吊车梁（中轻级工作级别Q235钢）》第3页总说明，由厂房端部传来的风力及吊车制动产生纵向水平力设计值，F不应大于吊车梁下翼缘与支座板、支座板与排架柱牛腿的连接板(预埋件M-3)的角焊缝纵向抗剪强度，对边列柱为150kN，对中列柱为300kN。

由于中列柱所受风力较边列柱大，且参与组合的吊车水平制动力应考虑两台吊车，因此由本图集第90页计算结果可知中列柱由吊车梁传至支座板或牛腿连接板的水平力设计值V_x=139.4kN<300kN（可）。

此外，当纵向地震时，中列柱经钢吊车梁传至牛腿连接板的地震水平作用设计值由第88页计算结果可知V^{E}_{bx2}=253.1kN＜300kN/γ_{RE}=300kN/0.9=330kN（可）。

注：尚应验算连接板锚筋是否满足要求，本示例略。

11. 主要构件布置图及详图（第98～112页）

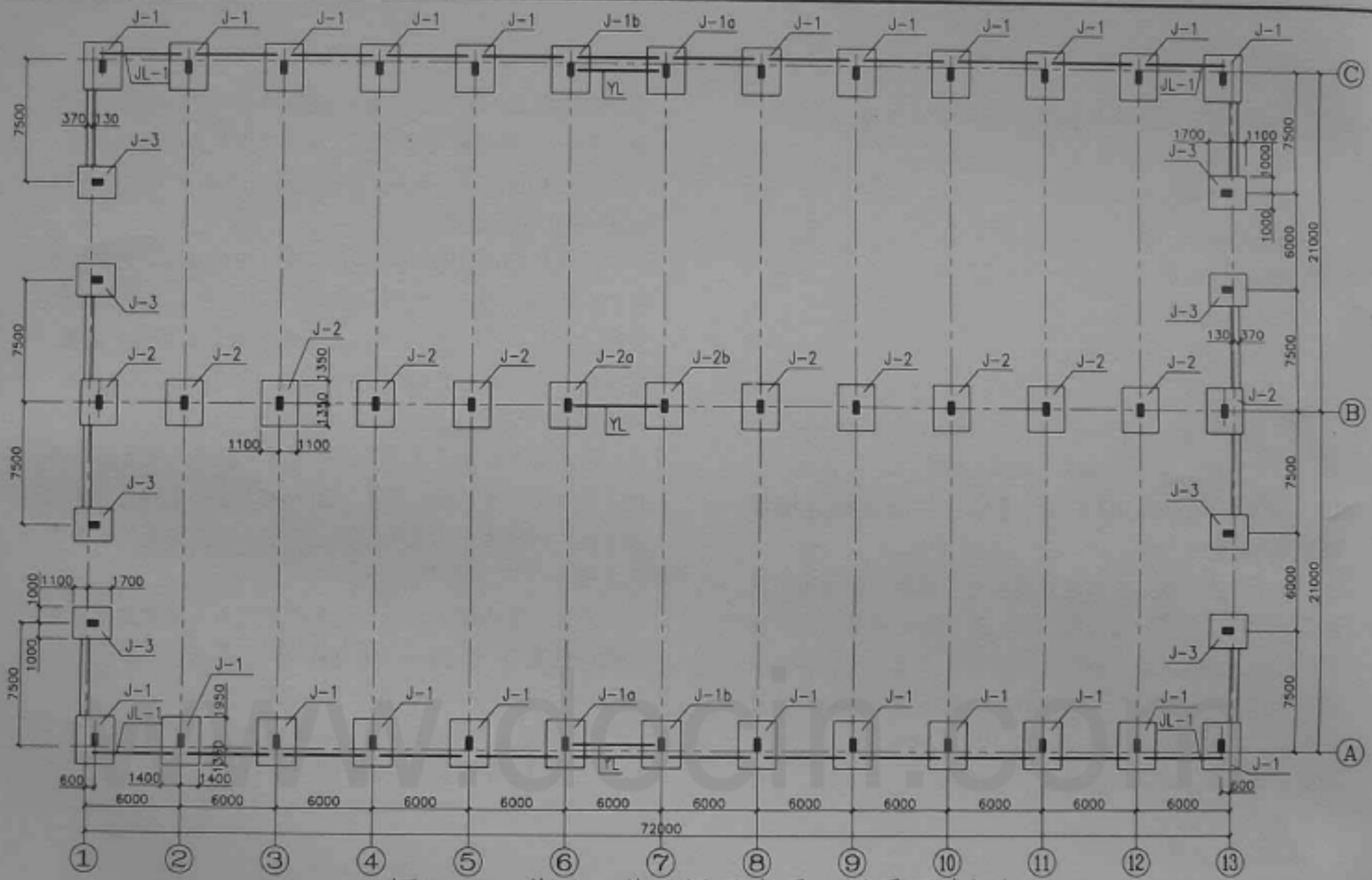


图2-5 基础、基础梁及水平压梁平面布置图

注：

1. 基础J-2、J-2a、J-2b、J-3及水平压梁YL本示例未附，YL可参考图集05G336《柱间支撑》进行设计。
2. 车间大门下方不设基础，该处大门两侧的勒脚砖砌体山墙可直接砌筑在基础J-3上，大门边至外纵墙间的山墙勒脚砖砌体以下（标高-0.5m以下）采用现浇钢筋混凝土条形基础，C30混凝土。全部基础梁型号均为JL-1，其详图见图集04G320《钢筋混凝土基础梁》。
3. 基础底部标高为-1.55m，相当于绝对标高×××。

示例二	主要构件布置图及详图							图集号	09SG117-1
审核	陈 健	陈健	校对	吴燕燕	吴燕燕	设计	沙志国	沙志国	页	98

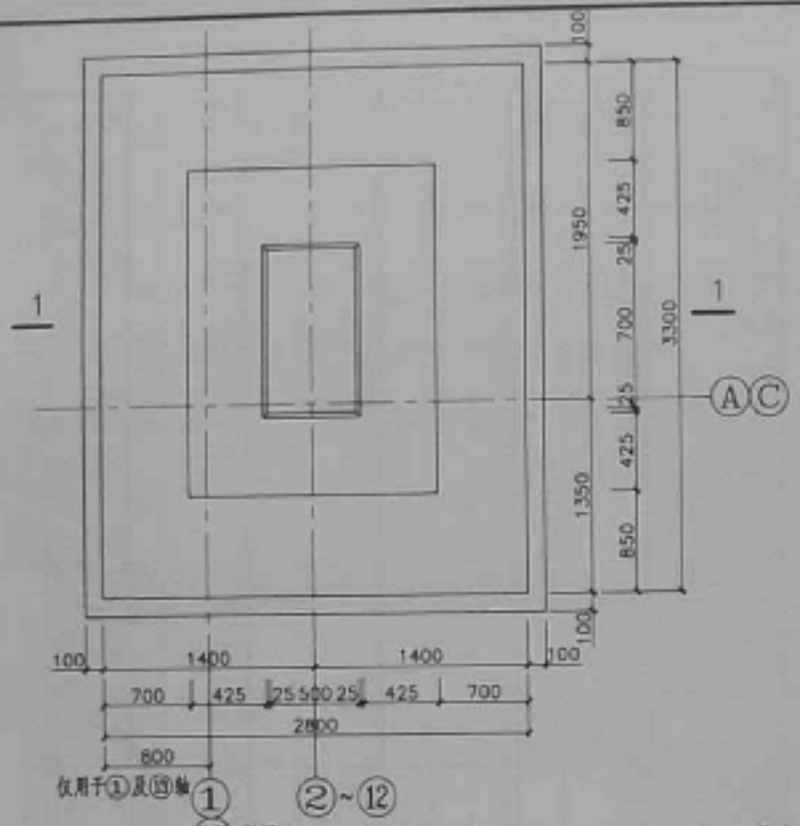


图2-6 J-1、J-1a、J-1b

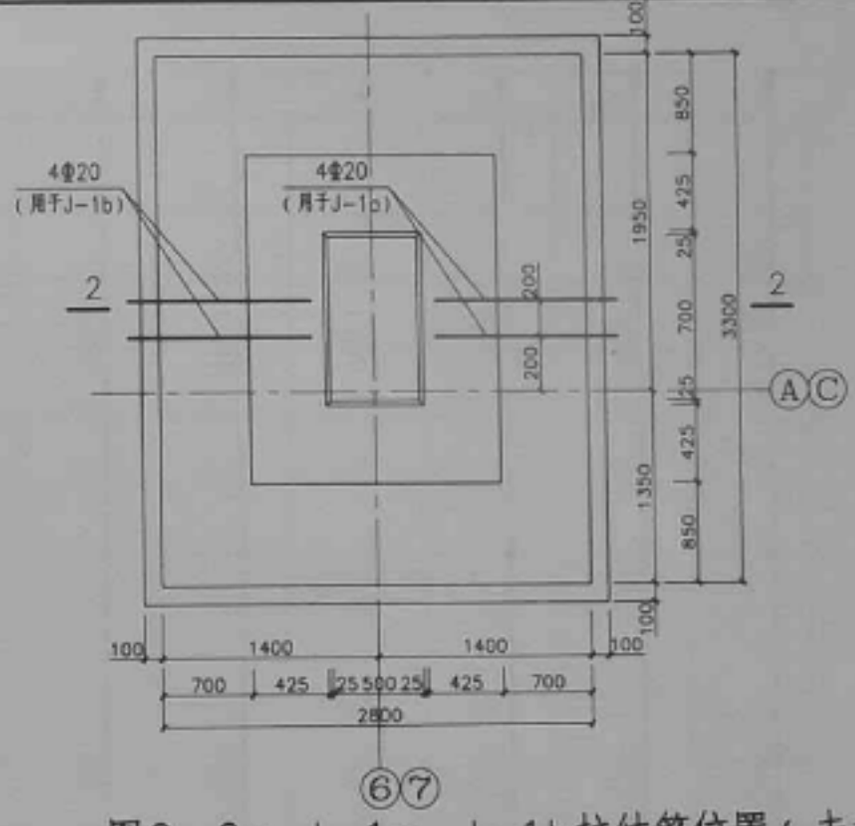
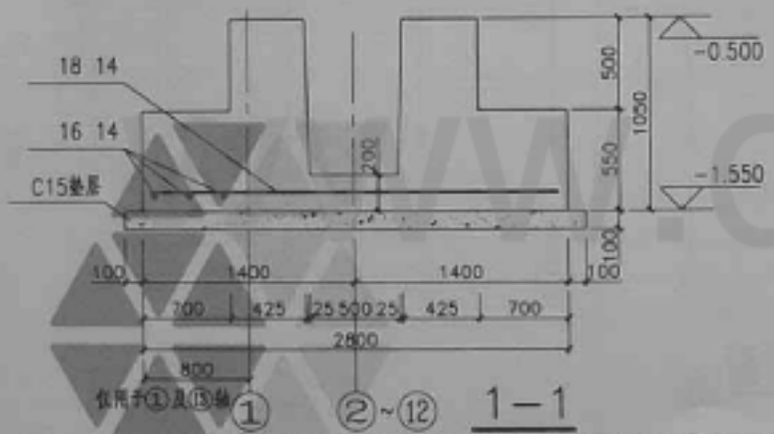
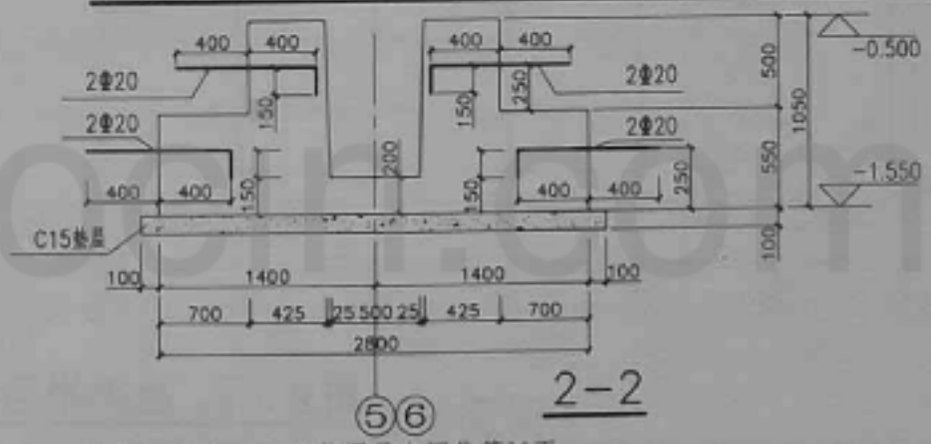


图2-6a J-1a、J-1b拉结筋位置（未示其他钢筋）



1—1



2—2

注：

1. J-1、J-1a、J-1b为现浇钢筋混凝土基础，其混凝土强度等级垫层为C15、基础为C30，钢筋级别为HRB400。
2. 基础底部钢筋的混凝土保护层厚度为40mm。
3. 安装柱时，先在基础杯口底部铺设找平细石混凝土（C35），待柱就位后，在杯口与柱周边的缝隙内用C35细石混凝土填实。
4. J-1、J-1a、J-1b位置见本图集第98页。
5. J-2、J-3详图可参照本图，不另作示例。

示例二	主要构件布置图及详图							图集号	09SG117-1
审核	陈 健	陈健	校对	吴燕燕	吴燕燕	设计	沙志国	沙志国	页	99

www.docin.com

图2-7 屋架平面布置图

注：

1. 本工程屋架应按图集05G515《轻型屋面梯形钢屋架》施工。构件代号GWJ21—跨度21m轻型屋面梯形钢屋架。
2. 屋架与排架柱的连接应选用图集05G515《轻型屋面梯形钢屋架》中抗震设防烈度8度时的详图施工。
3. 屋架端部在Ⓐ、Ⓒ轴处为内檐沟，在Ⓑ轴处为内天沟。其做法详见05G515《轻型屋面梯形钢屋架》。

示例二	主要构件布置图及详图							图集号	09SG117-1
审核	陈 健	陈健	校对	吴燕燕	吴燕燕	设计	沙志国	沙志国	页	100

www.docin.com

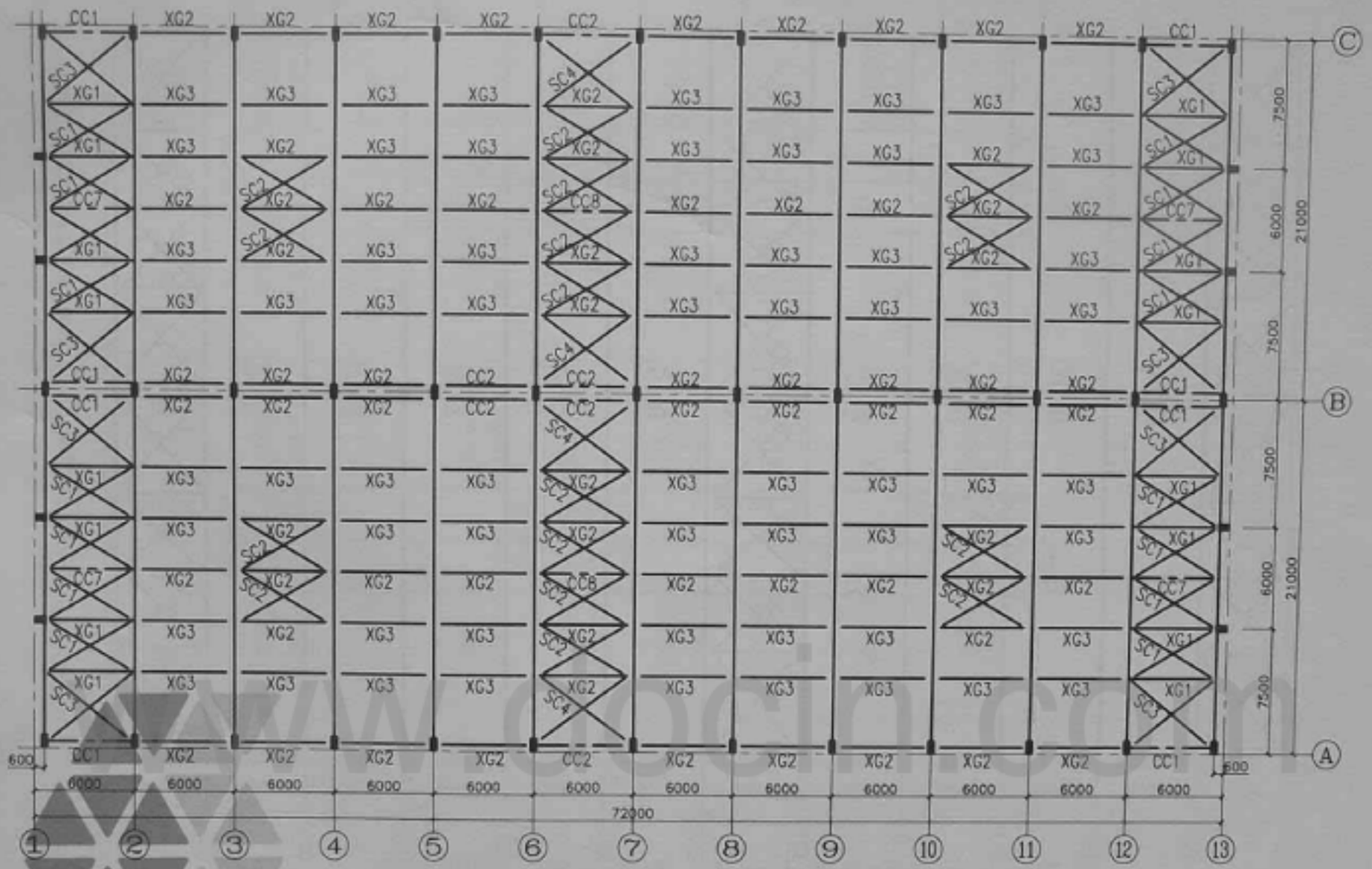


图2-8 钢屋架上弦支撑平面布置图

注:

1. 本工程屋架上弦支撑构件详图及其与钢屋架连接详图见图集05SG515《轻型屋面钢屋架》。
2. 本图中的支撑构件代号: CC-竖向支撑; SC-上弦支撑; XG-系杆。

示例二	主要构件布置图及详图	图集号	09SG117-1
审核 陈 健	校对 吴燕燕	设计 沙志国	页 101

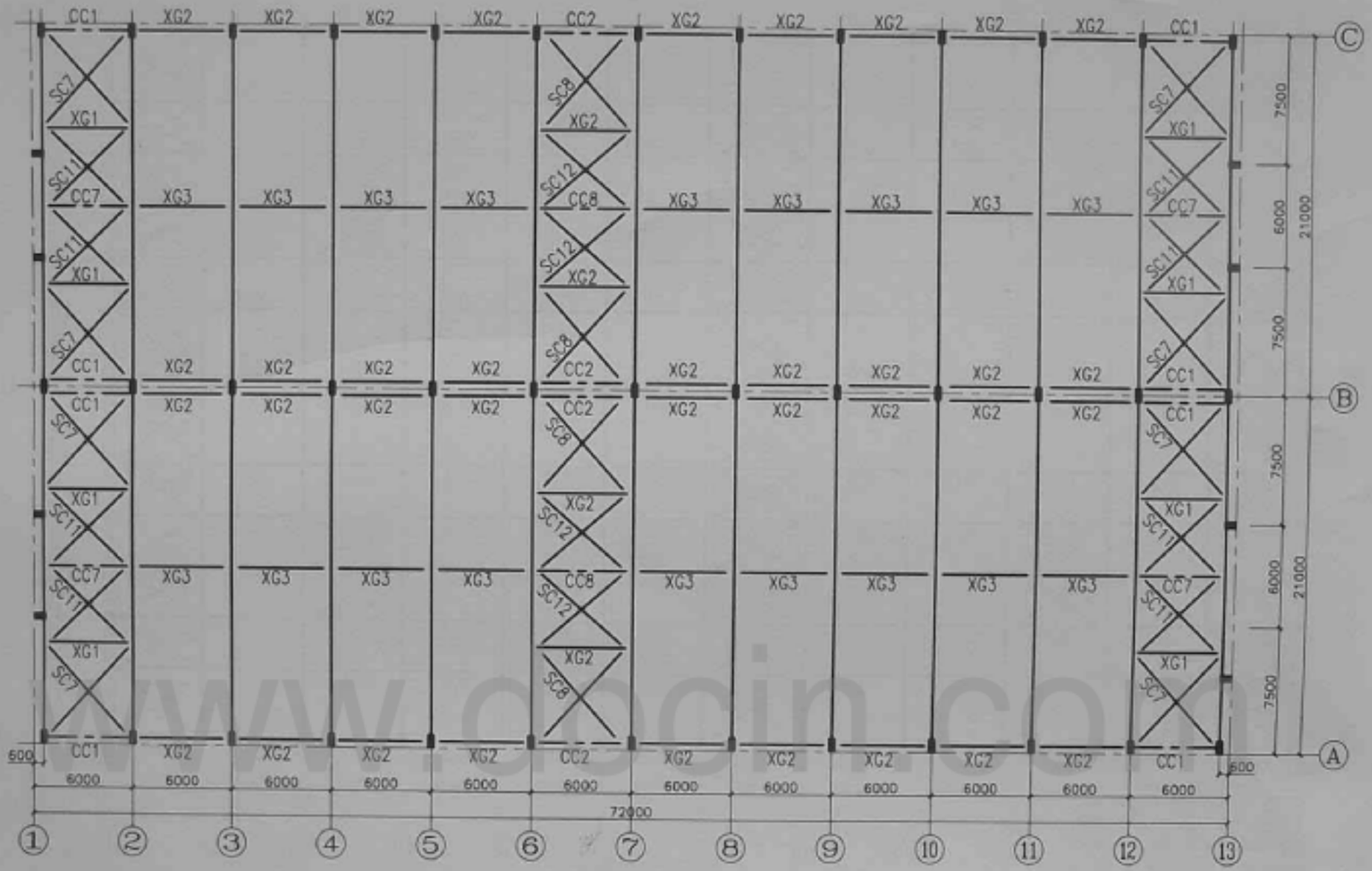


图2-9 钢屋架下弦支撑平面布置图

注：

1. 本工程屋架下弦支撑构件详图及其与钢屋架连接详图见图集05SG515《轻型屋面钢屋架》。
2. 本图中的支撑构件代号：CC-竖向支撑；SC-下弦支撑；XG-系杆。

示例二	主要构件布置图及详图								图集号	09SG117-1
审核	陈 健	陈健	校对	吴燕燕	吴燕燕	设计	沙志国	沙志国	页	102

www.dbcin.com

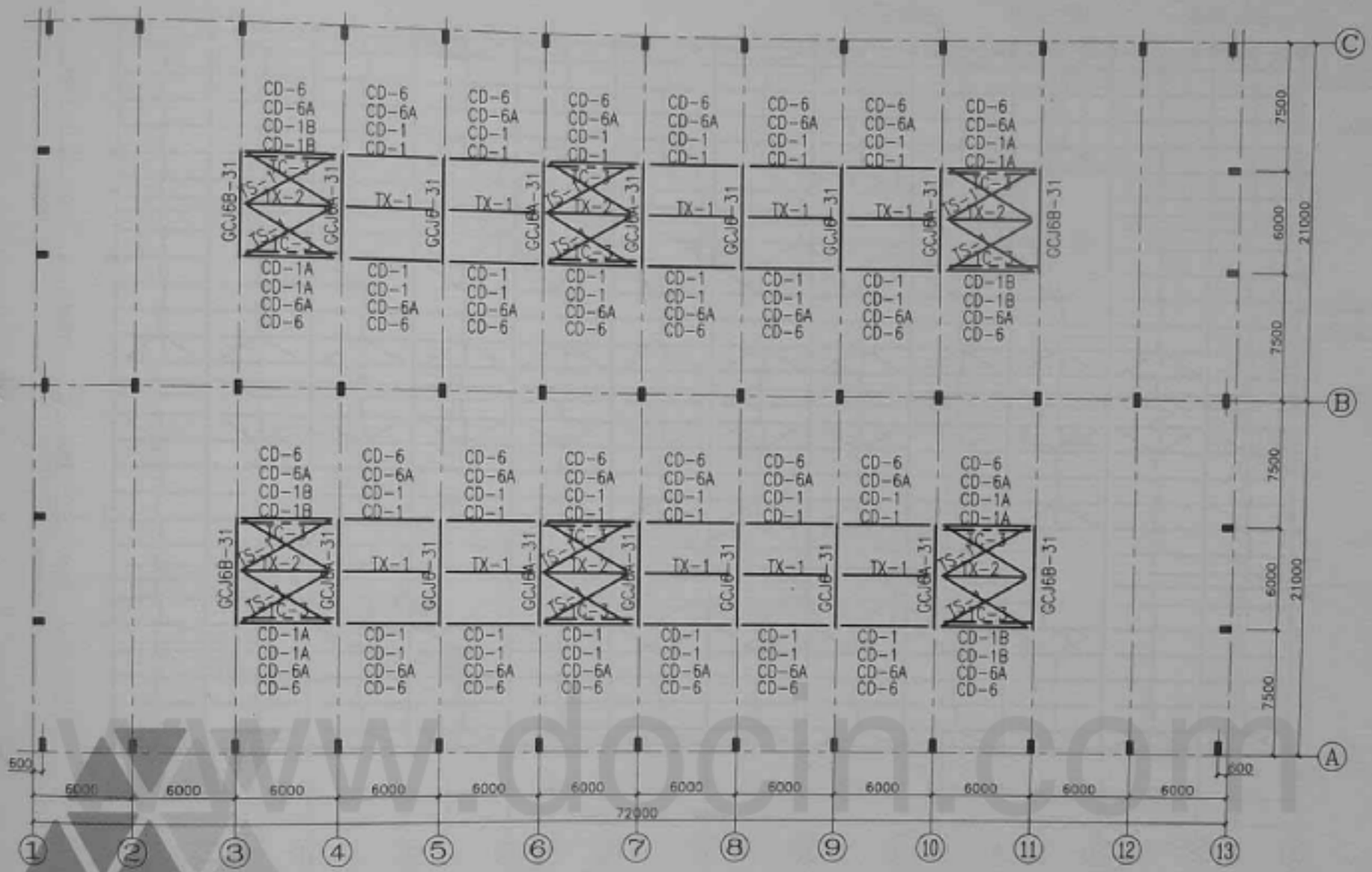


图2-10 钢天窗架、横向支撑、竖向支撑及窗档平面布置图

注:

1. 钢天窗架的横向支撑及窗挡构件详图及其与钢天窗架的连接详见图集05G516《轻型屋面钢天窗架》。
2. 本图构件代号：CD-1、1A、1B为中挡及上挡；CD-6、6A为下挡；TC-3为竖向支撑；TS-1为横向支撑；TX-1、2为系杆，GCJ6-31为6m跨度钢天窗架。
3. 钢天窗架应按图集05G516施工。

示例二	主要构件布置图及详图	图集号	09SG117-1
审核 陈 健	校对 吴燕燕	设计 沙志国	页 103

www.docin.com

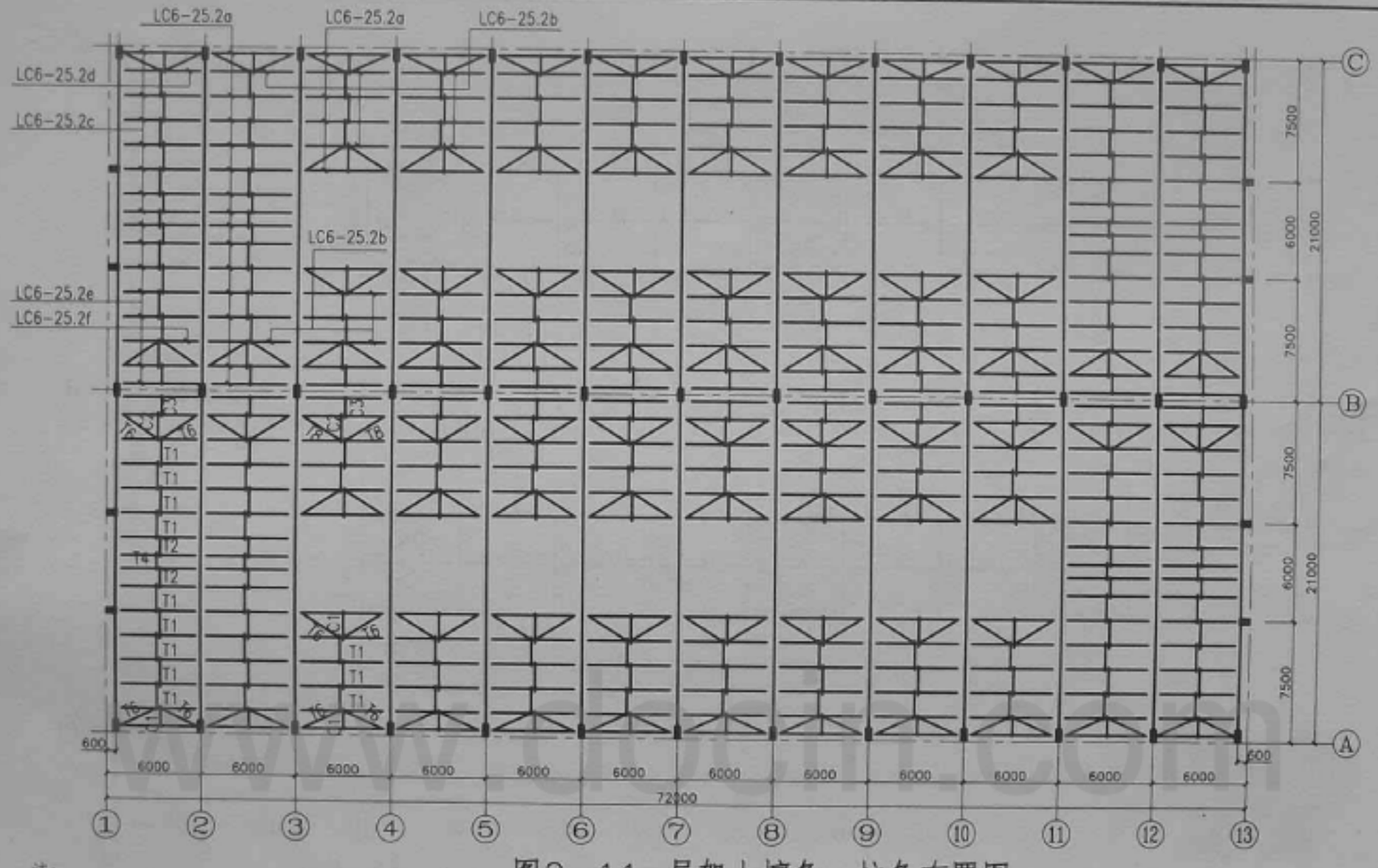


图2-11 屋架上檩条、拉条布置图

注：

1. 本图为钢屋架上的檩条、单层拉条布置图。
2. 檩距为1.5m（水平距离）。檩条、拉条撑杆、檩托应按图集05SG521-1《钢檩条 钢墙梁》（冷弯薄壁卷边槽钢檩条）施工。
3. 檩条编号均为LC6-25.2，其后缀a、c、e表示仅有直拉条孔，b、d、f表示同时有直拉条和斜拉条孔；屋脊拉条为T4；斜拉条为T6；直拉条为T1及T2；撑杆为C1及C2、C3；檩托为CT1，其详图见图集05SG521-1《钢檩条 钢墙梁》（冷弯薄壁卷边槽钢檩条）及05G515《轻型屋面梯形钢屋架》。
4. 檩条与屋架的连接详见图集05SG521-1《钢檩条 钢墙梁》（冷弯薄壁卷边槽钢檩条）。

示例二	主要构件布置图及详图							图集号	09SG117-1
审核	陈 健	陈健	校对	吴燕燕	吴燕燕	设计	沙志国	沙志国	页	104

www.tcuci.com

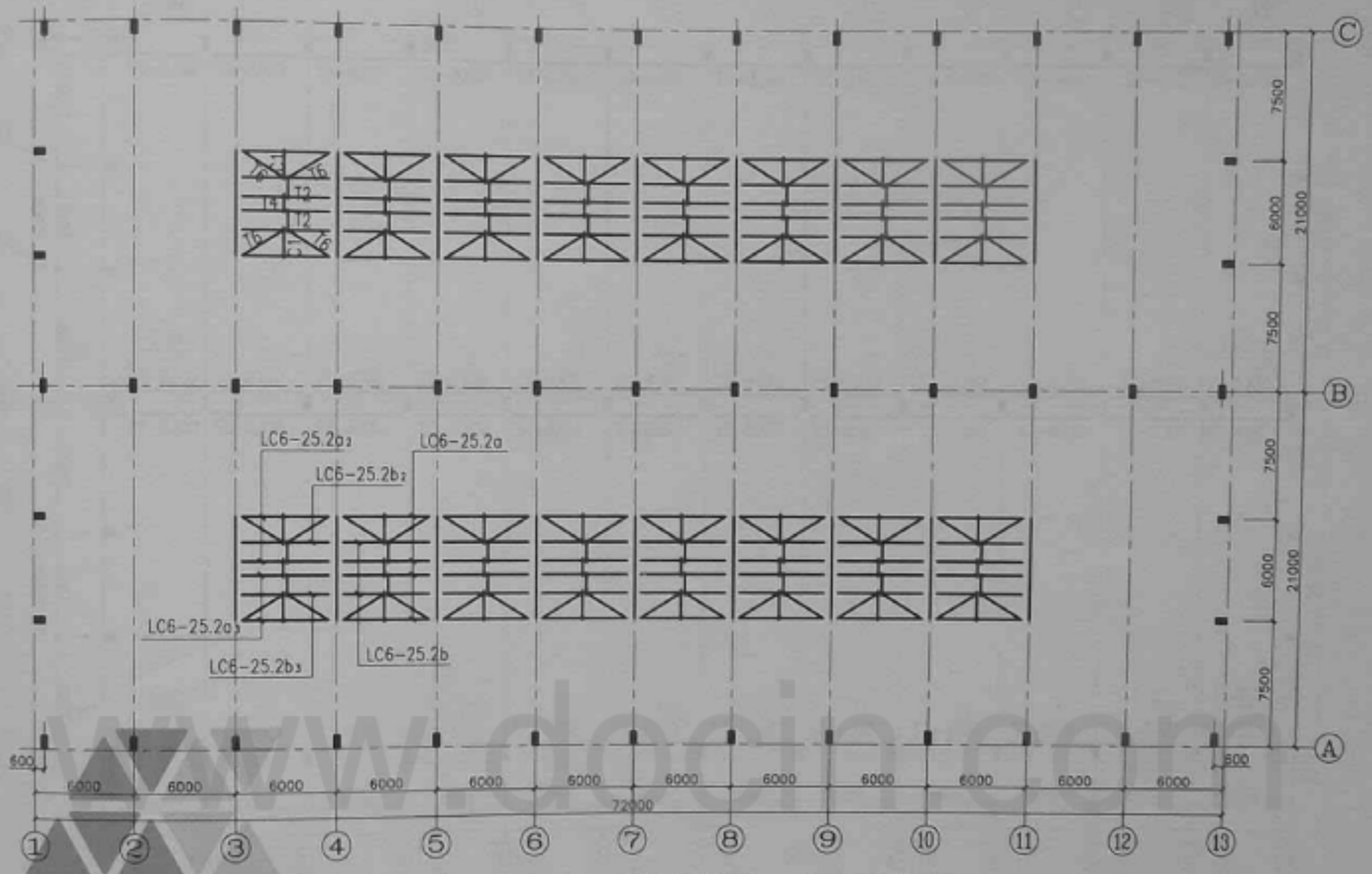


图2-12 天窗上檩条、拉条布置图

注：

1. 本图为钢天窗架上的檩条、单层拉条布置图。
2. 檩距为1.5m（水平距离）。檩条、拉条撑杆、檩托应按图集05SG521-1《钢檩条 钢墙梁》（冷弯薄壁卷边槽钢檩条）施工。
3. 檩条编号均为LC6-25.2，其后缀a表示仅有直拉条孔，b表示同时有直拉条和斜拉条孔，a2、a3、b2、b3表示除a、b含义外，檩条一端悬挑；屋脊拉条为T4；斜拉条为T6；直拉条为T2；撑杆为C1；檩托为CT1。其详图见图集05SG521-1《钢檩条 钢墙梁》（冷弯薄壁卷边槽钢檩条）及05G515《轻型屋面梯形钢屋架》。
4. 檩条与屋架的连接；檩条与檩托、拉条、撑杆的连接详见图集05SG521-1。

示例二	主要构件布置图及详图							图集号	09SG117-1
审核	陈 健	陈健	校对	吴燕燕	吴燕燕	设计	沙志国	沙志国	页	105

www.docin.com

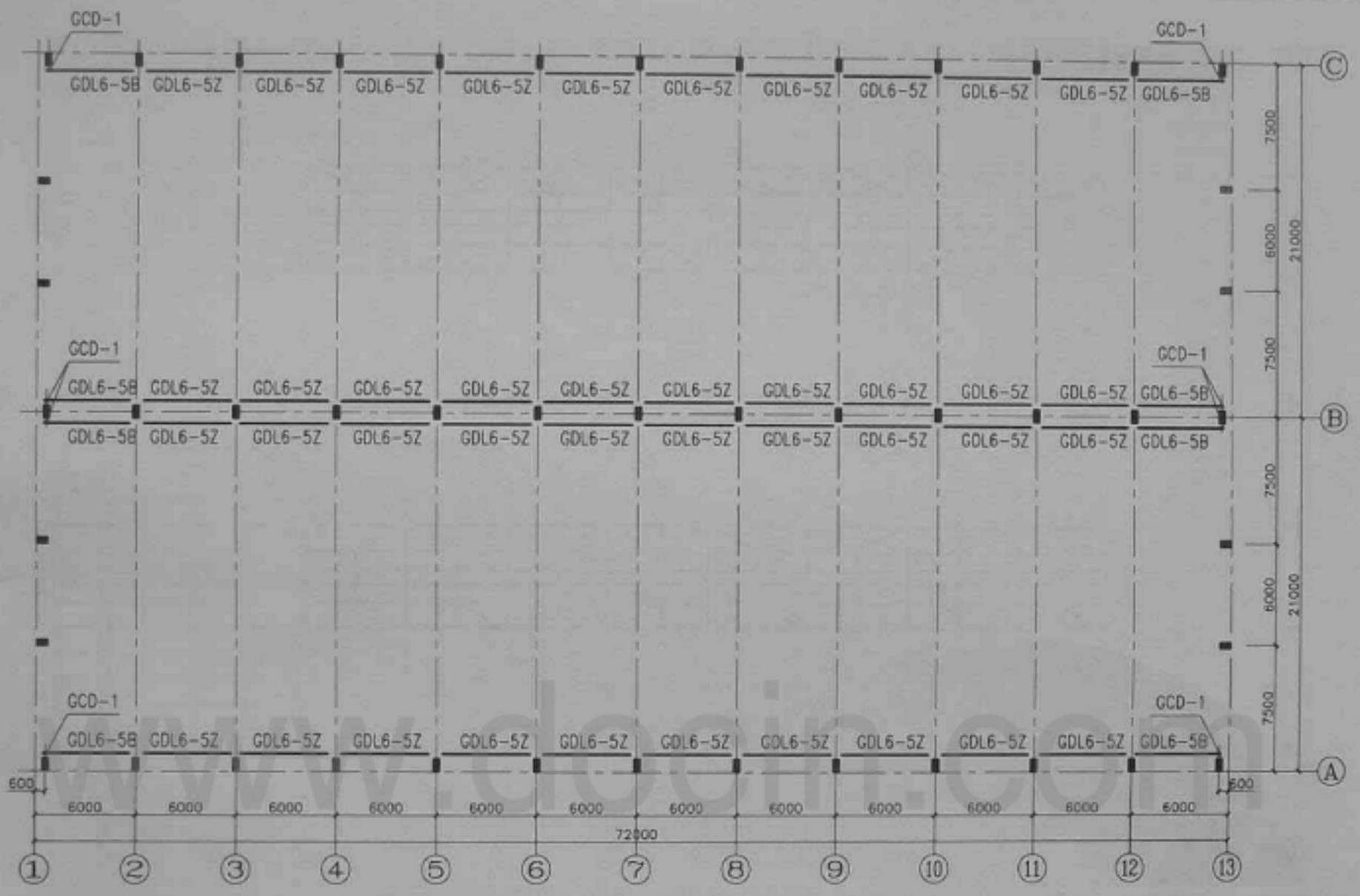


图2-13 吊车梁及车档平面布置图

注：

1. 本工程钢吊车梁应按图集03SG520-1《钢吊车梁（中级工作制 Q235钢）》施工；吊车轨道联结及车挡应按图集05G525《吊车轨道联结及车挡（适用于钢吊车梁）》施工。
2. 吊车轨道联结为焊接型，其固定件型号为焊接型-TG38。
3. 吊车梁与钢筋混凝土柱的连接详见图集03SG520-1《钢吊车梁(中级工作制Q235钢)》。
4. 本图中的构件代号：GDL-钢吊车梁；GCD-钢车挡。

示例二	主要构件布置图及详图							图集号	09SG117-1
审核	陈 健	陈健	校对	吴燕燕	吴燕燕	设计	沙志国	沙志国	页	106

www.docin.com

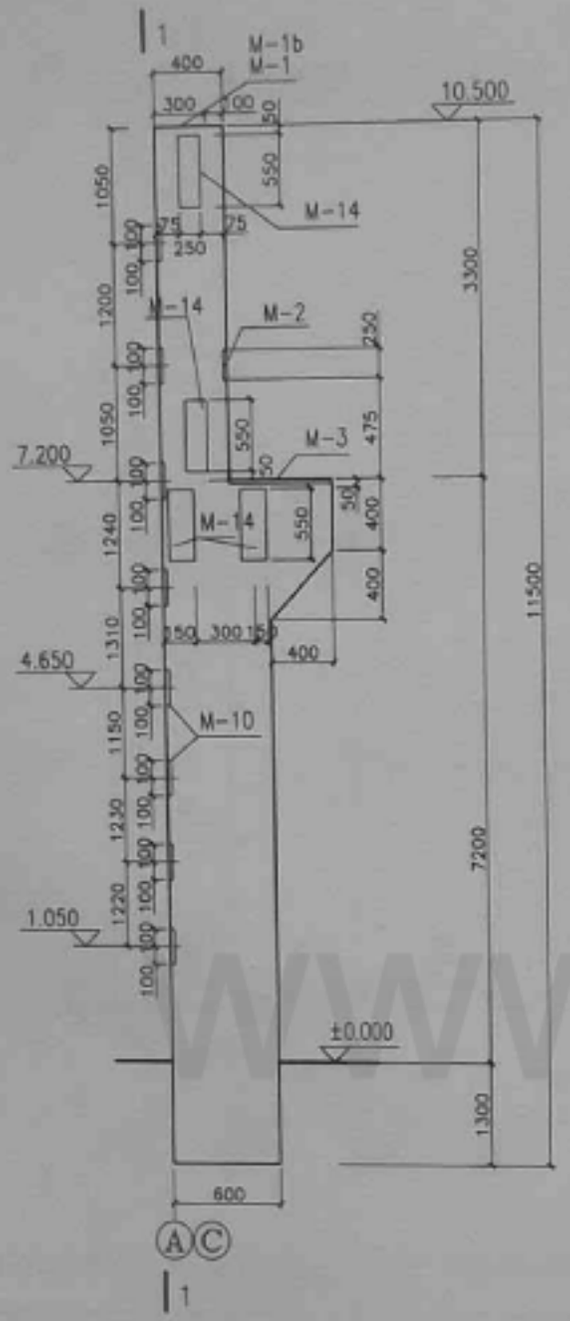
图2-14 柱及柱间支撑平面布置图

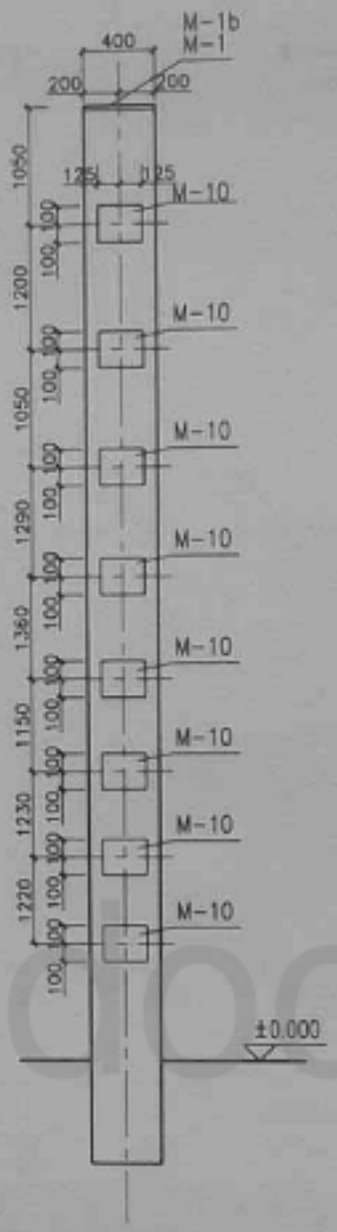
注:

1. 上柱支撑柱间支撑ZCs-33-1a、ZCs-33-1b详见图集05G336《柱间支撑》，第58页，下柱支撑ZCx8-72-32a应按本图集第109页施工。
2. 柱间支撑与柱的连接详见图集05G336《柱间支撑》。
3. 下柱支撑下端应与水平压梁相连接，水平压梁位置详见基础平面图，其配筋及截面尺寸，与基础的连接详见图集05G336《柱间支撑》。
4. 本图中的构件代号：Z-柱；ZCs-上柱支撑；ZCx8-下柱支撑（抗震设防烈度为8度）。

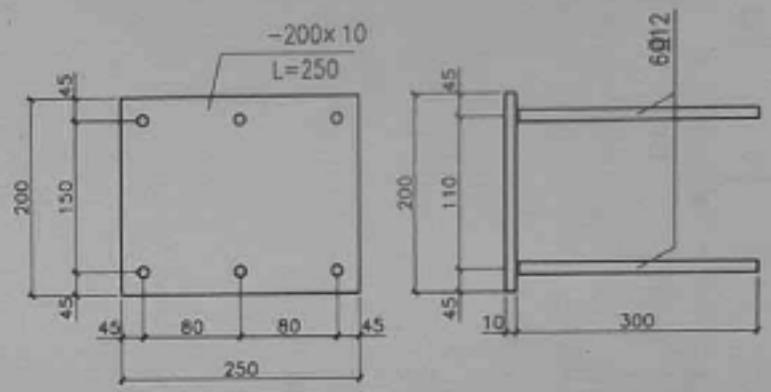
示例二	主要构件布置图及详图							图集号	09SG117-1
审核	陈 健	陈健	校对	吴燕燕	吴燕燕	设计	沙志国	页	107

www.docin.com





1—1



M—10

注：

1. 本图仅为Z1、Z1A、Z1B的模板图，其配筋可参照重屋盖单层钢筋混凝土柱厂房示例，或图集05G335《单层工业厂房钢筋混凝土柱》。
2. 预埋件M-1、M-1b、M-2、M-14详见图集05G335《单层工业厂房钢筋混凝土柱》，其中上柱的M-14、M-1b仅用于Z1B，上下柱的M-14、M-1b仅用于Z1A。
3. M-10为与墙梁连接的预埋件，其材质：钢板-Q235B；锚筋-HRB400；锚筋可用电弧焊或埋弧压力焊方法焊接于钢板上，焊条为E5015。
4. M-3锚筋经计算确定。
5. 上柱上部尚应设置连接小钢柱的预埋件，本图未表示。

图2—15 Z1、Z1A、Z1B模板图

示例二	主要构件布置图及详图	图集号	09SG117-1
审核 陈 健	校对 吴燕燕	设计 沙志国	页 108

www.docin.com

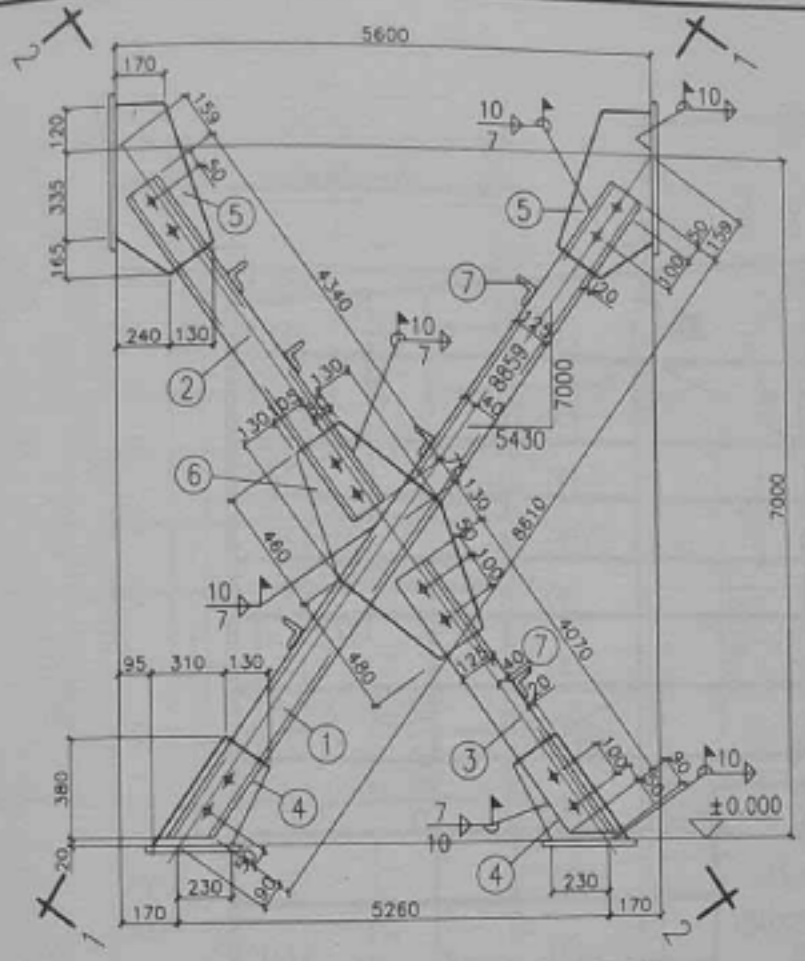
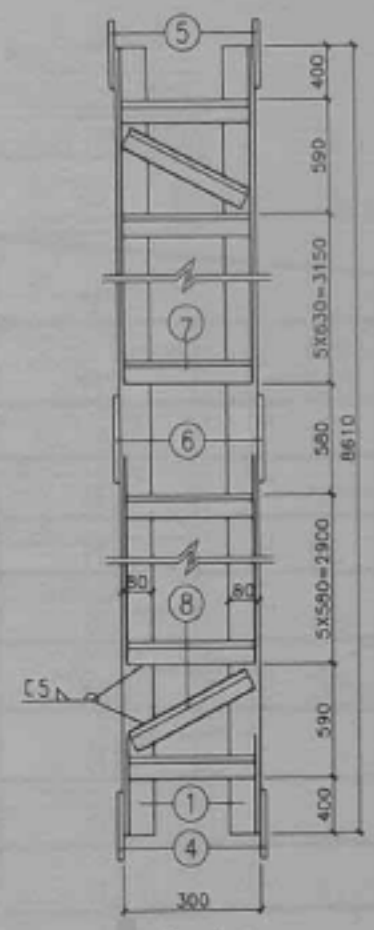
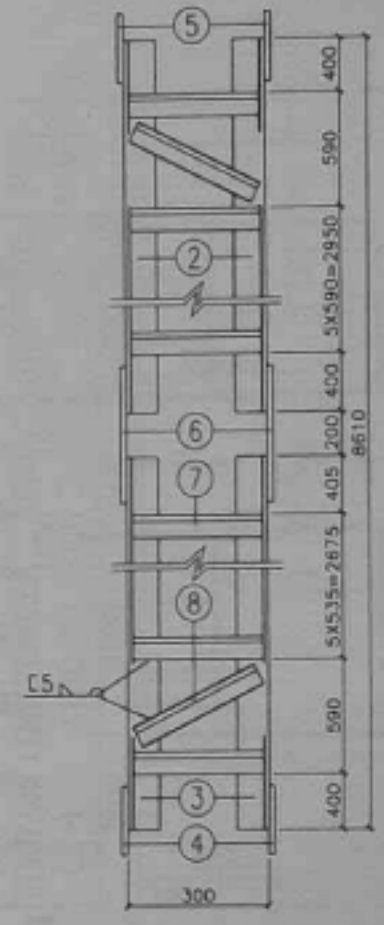


图2-16 ZCx8-72-32改

（⑧号斜缀条见剖面图）



1-1



2-2

构件材料表

支撑编号	零件号	断面（mm）	长度（mm）	数量	质量（kg） 每个重	共重	总重
ZCx8-72-32改	1	L125X80X10	8710	2	134.7	269.4	814.1
	2	L125X80X10	4340	2	67.1	134.2	
	3	L125X80X10	4170	2	64.5	129.0	
	4	-250X14	500	4	13.7	54.8	
	5	-365X14	620	4	24.9	99.6	
	6	-435X14	960	2	45.9	91.9	
	7	L50X5	280	28	1.0	28	
	8	L50X5	480	4	1.8	7.2	

注：
1. 未注明的焊缝厚度为5mm，焊缝长度为满焊。
2. 角钢螺栓孔为d=18，节点板的螺栓孔为d=25，角钢螺栓孔线距为70。
3. 图中⑦号缀条的间距为等分设置（其中仅有一个间距包括两个缀条尺寸）。
4. 钢支撑构件及预埋件的表面，必须彻底除锈，除锈等级宜不低于Sa2或St2，涂装底采用与除锈等级相匹配的防锈底漆。
5. 柱间支撑的施工技术要求详见图集05G336《柱间支撑》。

示例二	主要构件布置图及详图	图集号	09SG117-1
审核 陈 健	校对 吴燕燕	设计 沙志国	页 109

www.docin.com

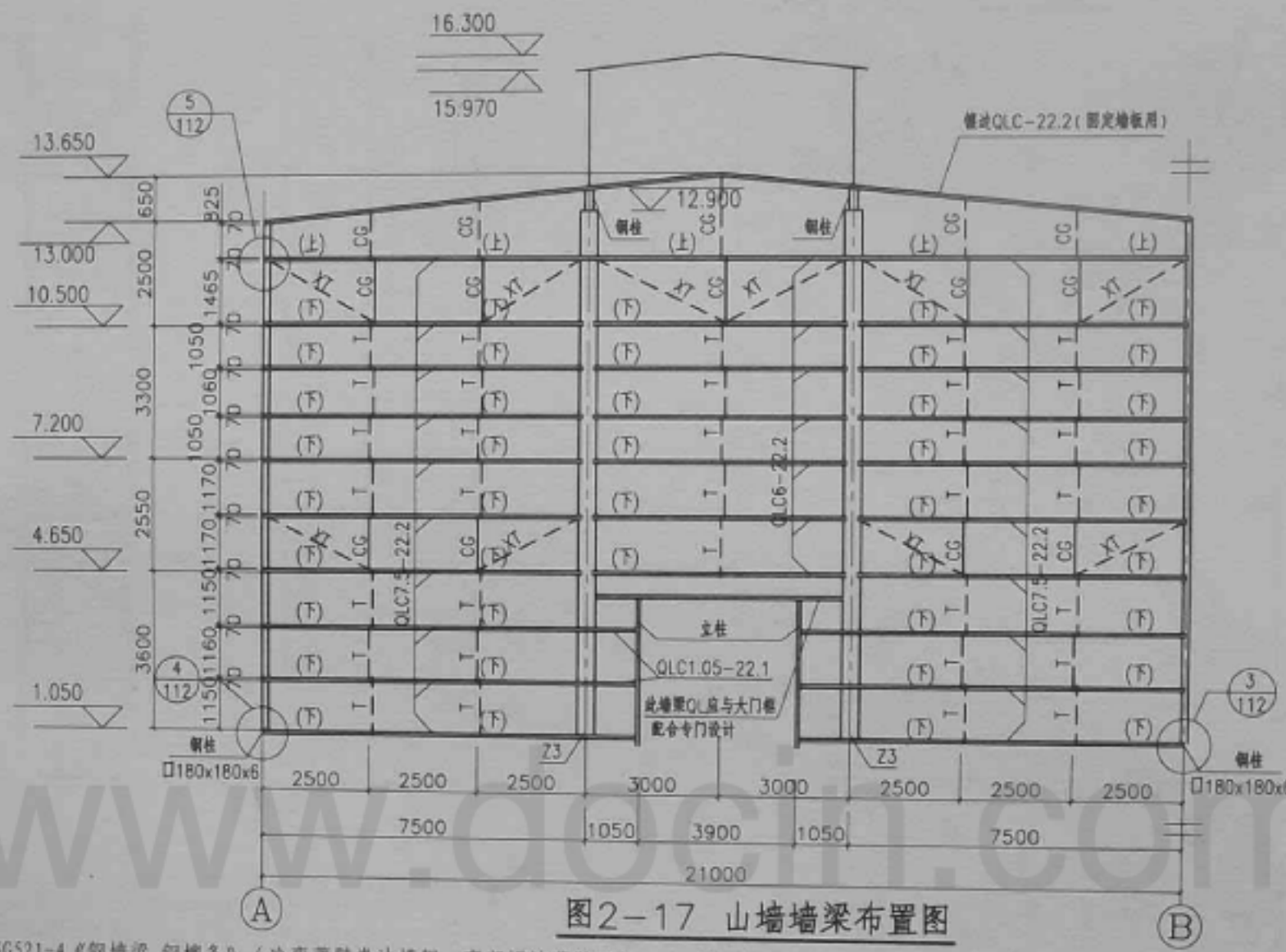


图2-17 山墙墙梁布置图

注：

1. 墙梁应按图集05SG521-4《钢墙梁 钢檩条》（冷弯薄壁卷边槽钢、高频焊接薄壁H型钢墙梁）施工。
2. 本设计墙梁为冷弯薄壁卷边槽钢（C形钢），编号为QLC7.5-22.2及QLC6-22.2。墙梁截面中部需设置拉条。拉条（XT及T）直径为Φ12；撑杆为D32x2钢管内套Φ12拉筋。墙梁与拉条、撑杆的连接详见05SG521-4。
3. 本设计墙梁位置"上"表示卷边向上（⊏⊐），"下"表示卷边向下（⊏⊐）。
4. 钢柱采用高频焊接空心方形钢管，材质为Q235-B，截面尺寸为□180×180×6。墙梁与山墙抗风柱的连接见第112页。
5. 外侧墙板型号为JxB-Qy1000，内侧墙板型号为Yx35-125-750(v125)。墙板与墙梁连接采用自攻螺钉或弯钩螺栓，应能保证起到阻止墙梁侧向失稳和扭转。
6. 大门顶部的QL本示例未附，应专门与大门详图配合设计。门窗洞口两侧立柱截面型号应经计算确定（本示例略）。

示例二	主要构件布置图及详图							图集号	09SG117-1
审核	陈 健	陈健	校对	吴燕燕	吴燕燕	设计	沙志国	沙志国	页	110

www.aocin.com

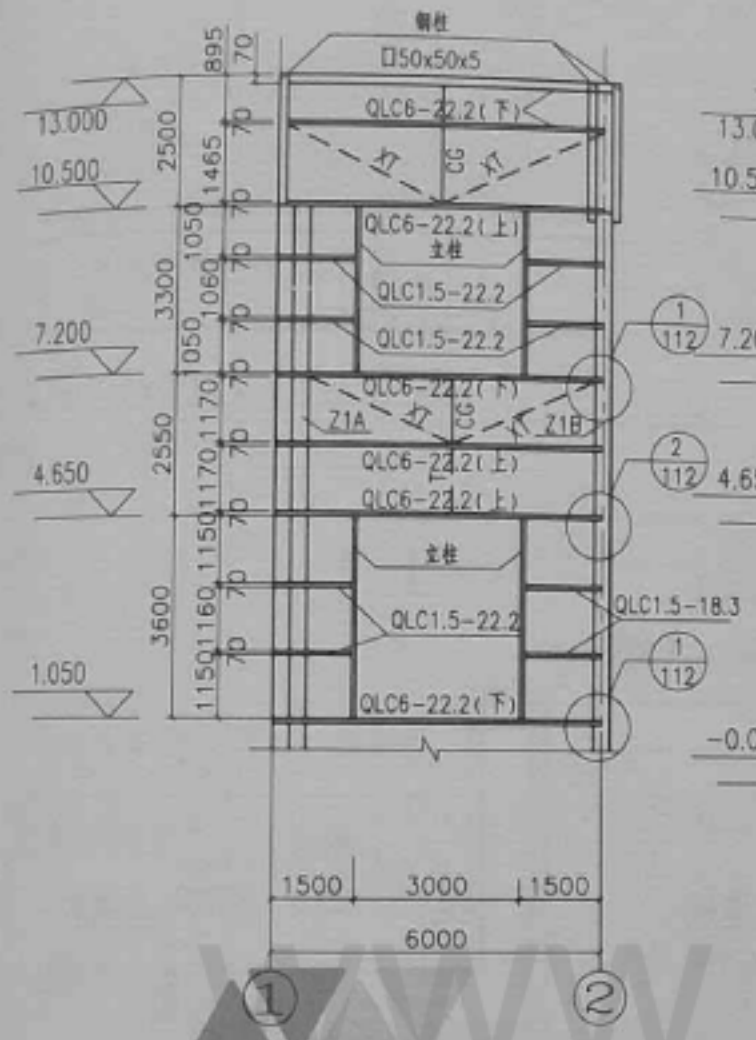


图2-18 外纵墙端开间墙梁布置图

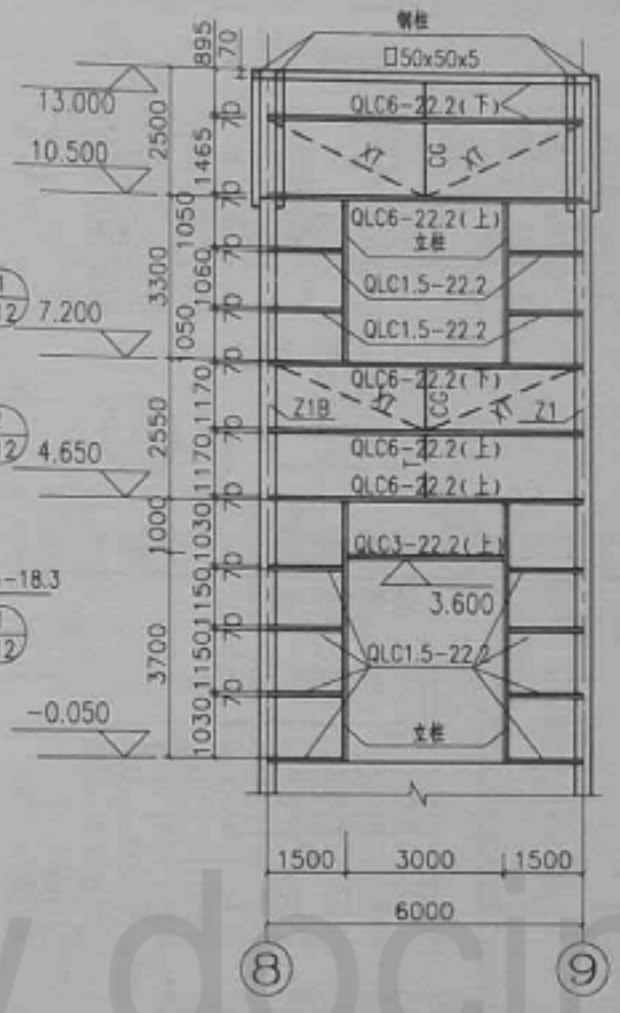


图2-19 外纵墙设外门开间墙梁布置图

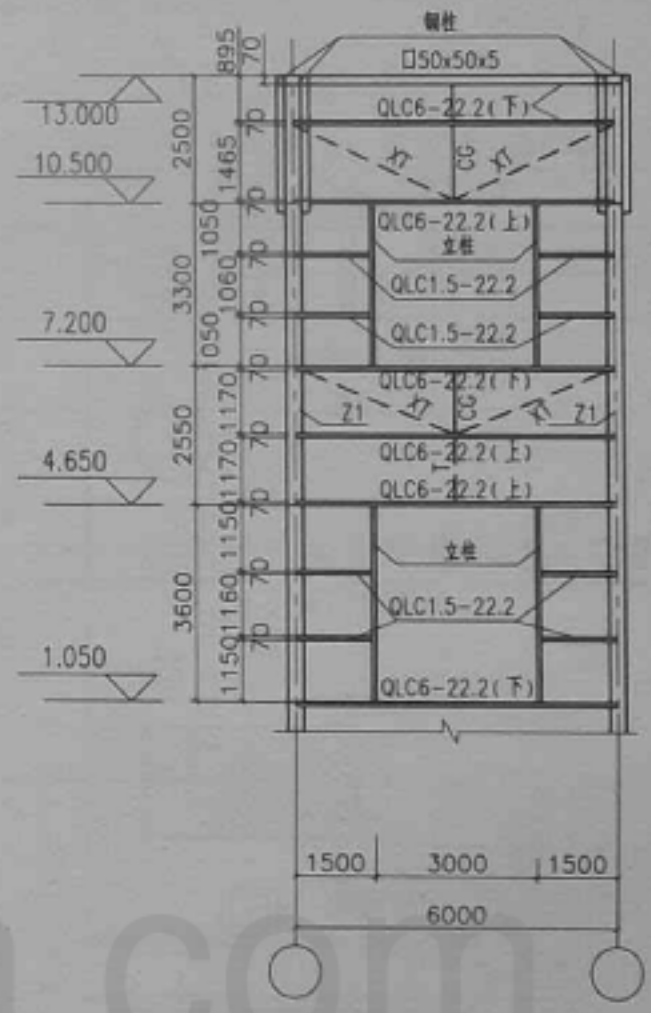


图2-20 外纵墙中部开间墙梁布置图

注：

1. 墙梁应按图集05SG521-4《钢墙梁 钢檩条》（冷弯薄壁卷边槽钢、高频焊接薄壁H型钢墙梁）施工。
2. 本设计墙梁为冷弯薄壁卷边槽钢(C形钢)，编号为QLC-22.2，拉条(XT及T)直径为φ12；撑杆为D32×2钢管内套φ12拉筋。墙梁与拉条、撑杆的连接详见05SG521-4。
3. 本设计墙梁位置"上"表示卷边向上（⊏），"下"表示卷边向下（⊐）。
4. 钢柱采用高频焊接空心方形钢管，材质为Q235-B，截面尺寸为□180×180×6。
5. 外侧墙板型号为JxB-Qy-1000，内侧墙板型号为Yx35-125-750(V125)。墙板与墙梁连接采用自攻钉或弯钩螺栓，应能保证起到阻止墙梁侧向失稳和扭转。
6. 门窗洞口两侧立柱截面型号应经计算确定（本示例略）。

示例二	主要构件布置图及详图							图集号	09SG117-1
审核	陈 健	陈健	校对	吴燕燕	吴燕燕	设计	沙志国	沙志国	页	111

www.docin.com

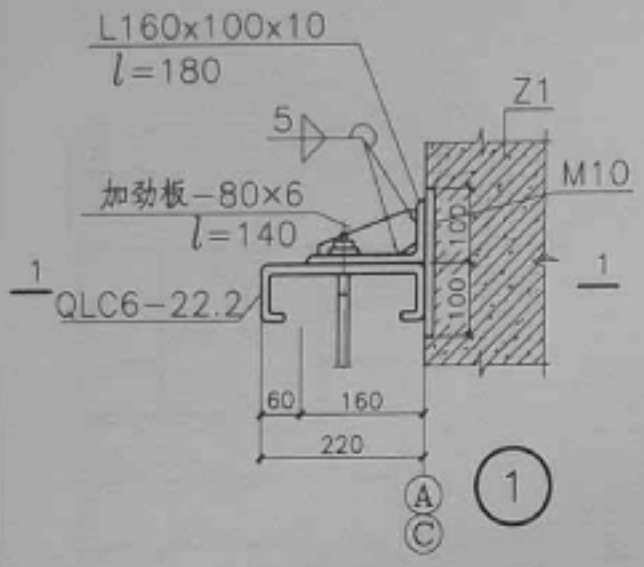


图2-21 纵墙墙梁与柱连接(一)

(墙梁缺口向下)

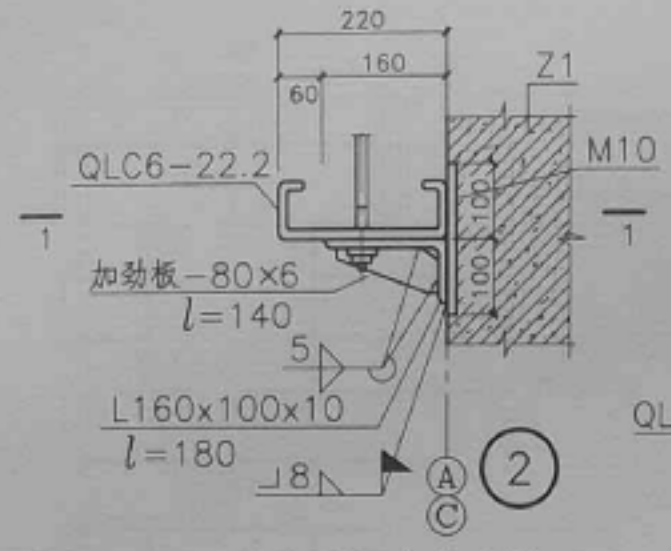
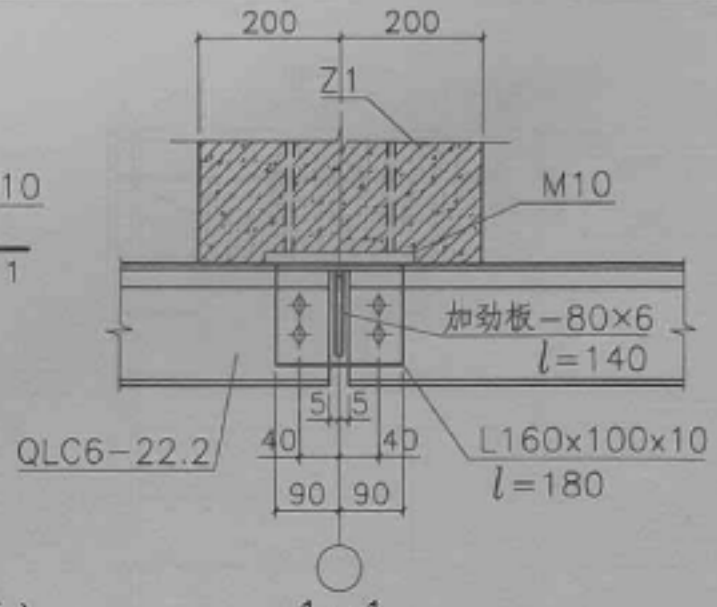


图2-22 纵墙墙梁与柱连接(二)

(墙梁缺口向上)



1-1

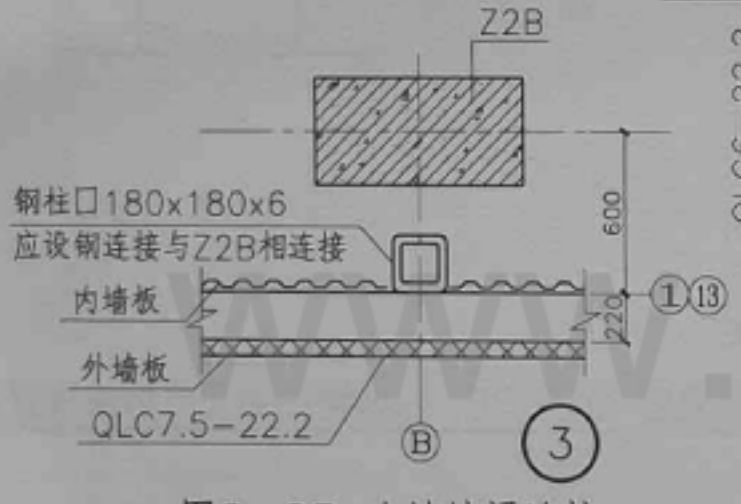


图2-23 山墙墙梁连接(一)

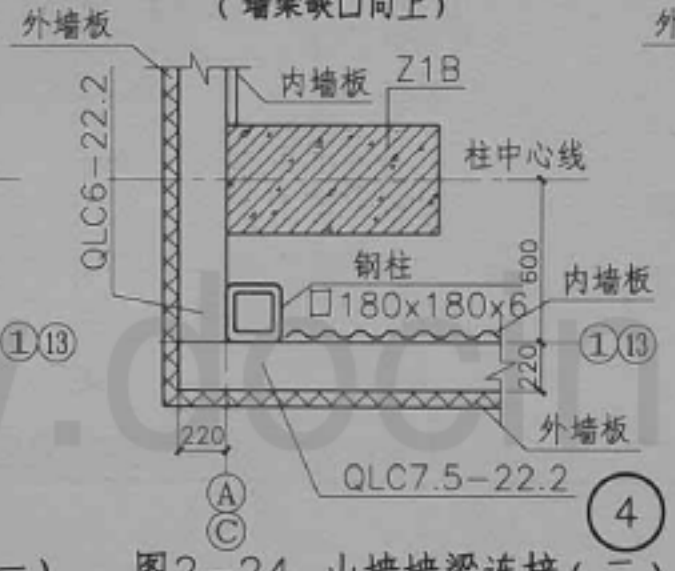


图2-24 山墙墙梁连接(二)

(标高1.05m~10.5m)

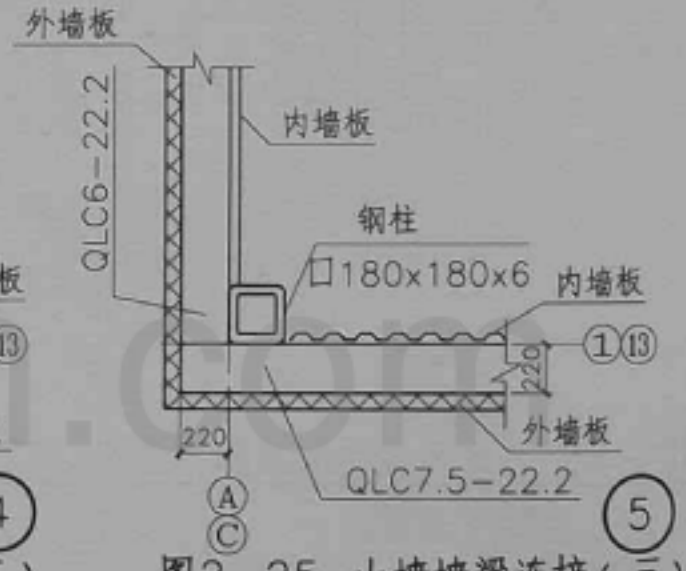


图2-25 山墙墙梁连接(三)

(标高10.5m以上)

注:

1. 墙梁的安装螺栓为M12，支托及墙梁的螺栓孔为φ13。
2. 山墙处钢柱底部与钢筋混凝土柱基础相连，沿其高度应设连接件与钢筋混凝土柱拉结。在工程设计中需根据不同情况确定具体方案，本示例不附具体详图。
3. 钢柱采用高频焊接空心方形钢管，材质为Q235-B，截面尺寸为□180×180×6。
4. 山墙墙梁与山墙抗风柱的连接、纵墙墙梁与边柱的连接完全相同。
5. 钢柱与墙梁的连接可参照边柱与墙梁的连接。

示例二	主要构件布置图及详图							图集号	09SG117-1
审核	陈 健	陈健	校对	吴燕燕	吴燕燕	设计	沙志国	沙志国	页	112

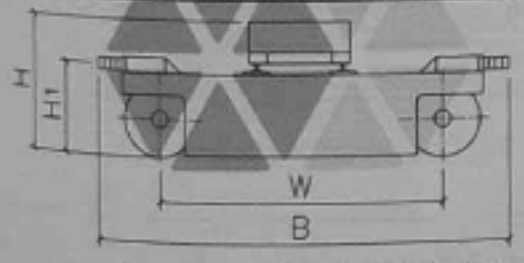
www.docin.com

附录一：吊钩桥式及梁式起重机（吊车）技术资料

1. 大连重工·起重集团有限公司DQQD型5～50/10t吊钩桥式起重机技术资料（2003年6月样本）

附表1

起重量			t	5								10								16/3.2							
吊车跨度			m	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	25.5	28.5	31.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	25.5	28.5	31.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	25.5	28.5	31.5
起升高度			m	16								16								16							
大车速度 m/min		A5		90.7					91.9			90.7			91.9			84.7		84.7			87.6				
		A6		115.6					116.8			115.6			116.8			112.5		112.5			101.4				
主要尺寸	H	A5	mm	1764								1876						1926		2095			2185				
		A6	mm																	2095	2097		2187				
	H_1		mm	730+H_0								730+H_0						780+H_0		790+H_0			880+H_0				
	b		mm	230								230								230			260				
	B	A5	mm	5050			5200		6024			5700			5930			6248		5940			5944			6434	
		A6	mm	5150			5204		6264			5704			5934			6504		6274			6274			7004	
	W	A5	mm	3400			3550		5000			4050						5000		4000			4100			5000	
		A6																		4400							
小车重量		A5	kg	2126								3424								6227							
		A6	kg	2224								3562								6427							
起重机总重量		A5	t	12.7	14.2	16.1	18.6	21.0	25.4	28.5	31.4	14.3	16.2	18.9	20.7	23.2	27.6	31.0	34.4	19.1	20.3	23.4	26.4	28.8	33.1	36.4	39.4
		A6	t	13.0	14.5	16.3	19.0	21.4	25.6	28.7	31.6	14.7	16.6	19.3	21.0	23.5	27.9	31.3	34.7	20.0	21.5	23.6	27.9	30.4	34.5	38.0	41.3
轮压	A5	最大	kN	74	79	85	92	98	110	118	125	102	109	118	123	130	142	151	160	141	148	155	168	175	187	196	205
		最小	kN	26.3	30.5	34.8	41.0	46.7	52.5	65.0	72.1	27.8	32.6	39.0	43.2	49.2	59.9	68.1	76.4	34.0	38.6	41.9	52.1	57.7	68.0	78.7	83.1
	A6	最大	kN	75	80	86	93	100	111	119	126	104	111	120	125	132	144	152	162	145	152	160	172	180	191	202	211
		最小	kN	26.8	31.0	39.0	41.8	47.5	57.7	65.3	72.3	28.7	33.5	39.9	43.9	49.8	60.4	68.6	76.9	35.9	40.1	44.8	55.1	58.1	67.8	76.2	84.3
轨道型号				43kg/m								43kg/m								43kg/m或QU70							



5～50t吊车示意图

注：1. 表中H_0为大车缓冲器增加高度，每50一挡，最大250。
2. 本表中的缓冲器高度H_1仅供参考，实际高度以具体选用的起重机规格为准。
3. 表中最大轮压及最小轮压为荷载标准值。
4. 起重机外形与厂房关系尺寸见附图1。

附录一	吊钩桥式及梁式起重机技术资料							图集号	09SG117-1
审核	沙志国	沙志国	校对	吴燕燕	吴燕燕	设计	陈 健	陈健	页 113

续附表1

起重量			t	20/5								32/5								50/10							
吊车跨度			m	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	25.5	28.5	31.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	25.5	28.5	31.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	25.5	28.5	31.5
起升高度			m	12								16								12							
大车速度 m/min		A5		84.7			87.6					87.0			74.2		74.5			74.6			85.9				
		A6		112.5			101.4					101.4			101.8		86.8			86.8			87.3				
主要尺寸	H	A5	mm	2097			2187					2343	2345		2475					2726		2732					
		A6	mm	2097	2099		2189					2347			2477					2726	2728	2734					
	H_1		mm	790+H_0			880+H_0					880+H_0			1010+H_0					1030+H_0							
	b		mm	230			260					260			200					300							
	B	A5	mm	5940			5944		6434			6474			6620		6924			6724			6824		7144		
		A6	mm	6274			6274		7004			6574			6744		7044			6944					7024		
	W	A5	mm	4000			4100		5000			4650			4700		5000			4800					5000		
		A6		4400																							
小车重量		A5	t	6.856								10.877								15.425							
		A6	t	7.180								11.652								15.765							
起重机总重量		A5	t	19.9	21.4	23.5	27.7	30.3	34.7	38.4	41.5	26.9	29.0	32.1	35.5	39.8	45.0	49.2	52.7	35.3	37.8	42.0	46.1	50.1	55.6	59.6	64.9
		A6	t	21.0	22.8	25.2	29.7	32.4	36.8	40.6	44.2	28.1	30.3	33.4	38.6	42.8	47.0	50.6	55.3	36.1	38.9	43.3	47.7	51.7	57.6	61.7	67.2
轮压	A5	最大	kN	163	169	178	191	199	211	222	231	237	250	262	275	289	305	317	327	333	354	373	385	404	421	434	450
		最小	kN	34.8	39.0	43.7	53.9	60.0	70.4	79.2	86.8	47.3	52.1	58.5	67.4	75.9	88.0	98.3	106.4	62.5	66.9	75.3	83.9	92.5	105.2	114.9	126.9
	A6	最大	kN	167	174	183	197	205	218	229	239	242	255	268	285	299	312	322	335	336	357	377	395	410	428	441	457
		最小	kN	36.8	41.8	47.0	57.5	61.4	74.3	84.4	92.2	48.8	53.8	60.1	71.9	81.7	91.4	99.7	110.9	63.9	69.1	77.8	87.1	95.9	109.5	119.4	131.9
轨道型号				43kg/m或QU70								QU70								QU80							

注：1. 表中H_0为大车缓冲器增加高度，每50一挡，最大250。
2. 本表中的缓冲器高度H1仅供参考，实际高度以具体选用的起重机规格为准。
3. 表中最大轮压及最小轮压为荷载标准值。
4. 起重机外形与厂房关系尺寸见附图1。

2. 大连重工·起重集团有限公司DQQD型75/20～125/30t吊钩起重机技术资料（2003年6月样本）

附表2

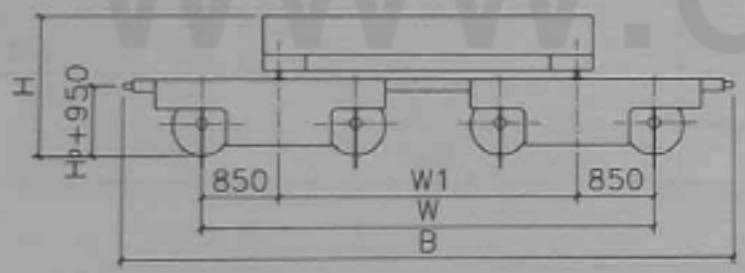
起重量			t	75/20							80/20							100/20							125/30
吊车跨度			m	13.5	16.5	19.5	22.5	25.5	28.5	31.5	13	16	19	22	25	28	31	13	16	19	22	25	28	31	22
起升高度(m)			主钩	20							20							22							20
			副钩	22							22							22							22
大车速度 m/min			A3	33.2				30.3			33.2				30.3			-							-
			A5	77.6				66.2			76.1				65.0			64.9			65.6				77.3
			A6	78.1				66.7			77.6				66.2			66.2			66.7				-
主要尺寸	H	A3	mm	3252		3256	3260	3258	3262	3264	3392		3396	3400	3398	3402	3404	-							-
		A5	mm	3252		3256	3260	3258	3262	3264	3392		3396	3400	3398	3402	3404	3360	3362	3364	3370	3370	3372	3374	4000
		A6	mm	3254		3258	3262	3260	3264	3266	3394		3398	3402	3400	3404	3406	3362	3364	3366	3372	3372	3374	3378	-
	H_0		mm	0、50、100、150、200、250							0、50、100、150、200、250							0、50、100、150、200、250							0、50、100、150、200、250
	b		mm	300							300							310							400
	B	A3	mm	9200							9200							-							-
		A5	mm	9200							9200							9200							9622
		A6	mm	9200							9200							9200							-
	W	A3	mm	6100							6100							-							-
		A5	mm	6100							6100							6100							7500
		A6	mm	6100							6100							6100							-
	W_1		mm	4400							4400							4400							4400

注：1. 表中H_0为大车缓冲器增加高度，每50一挡，最大250。
2. 本表中的缓冲器高度仅供参考，实际高度以具体选用的起重机规格为准。
3. 表中最大轮压及最小轮压为荷载标准值。
4. 起重机外形与厂房关系尺寸见附图2。

www.docin.com

续附表2

起重量		t	75/20							80/20							100/20							125/30	
吊车跨度		m	13.5	16.5	19.5	22.5	25.5	28.5	31.5	13	16	19	22	25	28	31	13	16	19	22	25	28	31	22	
小车重量(t)	A3		23.964							24.501							-							-	
	A5		27.668							28.563							32.363							37.1(单闸)	37.4(双闸)
	A6		28.225							29.120							32.616							-	
吊车总重量(t)	A3		56.20	60.12	65.16	70.87	75.72	82.33	88.34	56.20	60.12	65.16	70.87	75.72	82.33	88.34	-							-	
	A5		61.88	65.79	70.84	76.57	81.42	88.03	94.07	61.88	65.79	70.84	76.57	81.42	88.03	94.07	68.86	73.21	78.24	85.54	90.20	97.36	107.83	100.5(单闸)	100.8(双闸)
	A6		63.73	68.05	73.12	78.99	83.86	90.87	96.63	63.73	68.05	73.12	78.99	83.86	90.87	96.63	70.36	74.86	80.01	87.46	92.31	99.66	111.91	-	
轮压	A3	最大	kN	266	278	285	294	305	316	326	286	298	305	314	325	336	346	-						-	
		最小	kN	49.1	52.1	57.1	63.2	68.5	76.0	83.0	49.0	51.9	56.7	63.0	68.0	75.6	82.5	-						-	
	A5	最大	kN	274	287	299	309	318	330	341	294	307	319	329	338	350	361	337	350	364	378	389	401	412	441
		最小	kN	53.0	55.8	60.5	66.5	71.7	79.2	86.1	52.7	55.2	59.9	65.8	70.6	78.4	85.2	59.5	62.0	66.3	73.9	78.5	86.5	98.6	88.0
	A6	最大	kN	286	302	313	324	334	346	355	306	322	333	344	354	366	375	340	357	372	387	398	411	428	-
		最小	kN	54.8	58.0	62.8	69.0	74.1	82.1	88.6	54.5	57.5	62.2	68.2	73.3	81.3	87.8	61.1	63.4	68.2	76.0	80.9	88.9	103.5	-
轨道型号			QU100							QU100							QU120							QU120	



75/20~125/30t吊车示意图

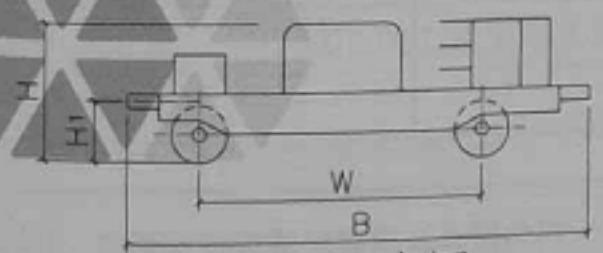
注：1. 表中H_0为大车缓冲器增加高度，每50一挡，最大250。
2. 本表中的缓冲器高度仅供参考，实际高度以具体选用的起重机规格为准。
3. 表中最大轮压及最小轮压为荷载标准值。
4. 起重机外形与厂房关系尺寸见附图2。

www.docin.com

3. 北京起重运输机械研究所5～50/10t吊钩桥式起重机技术资料（2003年7月样本）

附表4

起重量			t	5								10								16/3.2							
吊车跨度			m	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	25.5	28.5	31.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	25.5	28.5	31.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	25.5	28.5	31.5
起升高度			m	16								16								16							
大车速度 m/min			A5	89.1					91.3			89.1			91.3			93.0		92.0			83.0			83.9	
			A6	116.9					118.1			118.1						116.9		116.9			105.4				
主要尺寸	H		mm	2067								2239								2336							
	H_1		mm	518								518						593		593			653				
	b		mm	238								238						273		273			283				
	B		mm	5622			5822		6722			5922						6922		5922			6322			6922	
	W		mm	3850			4100		5000			4000			4100			5000		4000			4400			5000	
小车重量	A5		kg	2617								4084								6765							
	A6		kg	2762								4234								6987							
起重机总重量	A5		t	13.6	15.1	17.4	19.4	21.4	25.2	28.1	30.9	15.7	17.5	19.4	21.7	23.9	28.7	31.6	34.6	20.4	22.7	24.0	27.0	29.4	33.6	36.7	39.8
	A6		t	13.9	15.3	17.6	19.6	21.7	25.6	28.4	31.2	16.1	17.9	19.9	22.1	24.3	29.3	32.2	35.2	21.2	23.5	25.1	27.6	30.6	34.7	37.8	40.9
轮压	A5	最大	kN	63.7	68.6	74.5	80.4	87.2	96.0	107.0	115.6	100.9	106.8	109.8	117.6	127.4	137.2	147.0	158.8	142.1	152.9	156.8	172.5	183.3	195.0	205.8	215.6
		最小	kN	27.5	30.0	35.4	39.3	42.3	52.1	55.4	60.5	25.1	28.1	34.5	37.9	38.9	52.6	57.1	60.0	36.4	36.9	39.4	38.4	39.4	48.3	52.7	58.1
	A6	最大	kN	63.7	68.6	74.5	80.4	87.2	96.0	107.0	115.6	100.9	106.8	109.8	117.6	127.4	137.2	147.0	158.8	142.1	152.9	156.8	172.5	183.3	195.0	205.8	215.6
		最小	kN	29.0	31.0	36.4	40.3	43.7	54.1	56.8	61.9	27.1	30.0	36.9	39.9	40.8	55.6	60.0	63.0	40.4	40.9	44.8	41.4	45.3	53.7	58.1	63.5
轨道型号				38kg/m								43kg/m								43kg/m							



吊车示意图

注：1. 本表中的缓冲器高度H1仅供参考，实际高度以具体选用的起重机规格为准。
2. 表中最大轮压及最小轮压为荷载标准值。
3. 起重机外形与厂房关系尺寸见附图3。

附录一	吊钩桥式及梁式起重机技术资料								图集号	09SG117-1
审核	沙志国	沙志国	校对	吴燕燕	吴燕燕	设计	陈 健	陈健	页	117

续附表4

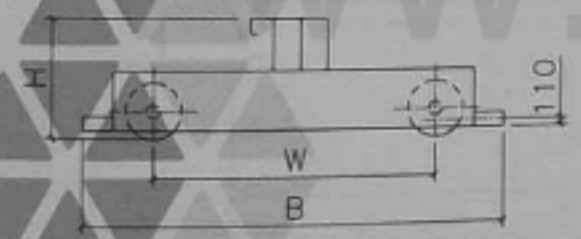
起重量		t	20/5								32/8								50/10							
吊车跨度		m	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	25.5	28.5	31.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	25.5	28.5	31.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	25.5	28.5	31.5
起升高度		m	12								16								12							
大车速度 m/min		A5	93.0			83.9					83.9			75.0		75.4			75.4					76.8		
		A6	116.9			105.4					105.4			95.0		96.7			96.7					96.9		
主要尺寸	H	mm	2340								2542	2546		2671					2891	2893	2895	2899				
	H_1	mm	593			653					653			753					753							
	b	mm	273			283					283			318					318							
	B	mm	5972			6322		6922			6562			6622		6642			6662							
	W	mm	4000			4400		5000			4600			4800		5000			4700			4800		5000		
小车重量	A5	kg	7427								12012								15763							
	A6	kg	7786								12466								16554							
吊车总重量	A5	t	21.5	23.8	25.9	29.6	32.0	37.0	39.8	43.2	27.8	31.1	33.5	39.9	42.4	47.0	50.5	54.1	36.2	39.3	42.6	47.0	51.2	57.3	61.9	65.4
	A6	t	22.5	24.8	27.1	30.3	32.7	37.7	40.5	43.9	28.7	32.0	34.2	40.8	43.3	48.0	51.5	55.1	37.3	40.4	43.7	48.1	52.4	60.8	65.4	68.9
轮压	A5 最大	kN	166.6	176.4	191.1	202.9	211.7	224.4	236.2	247.0	225.4	246.0	255.8	271.5	281.3	296.0	305.8	319.5	336.1	355.7	375.3	396.9	406.7	426.3	437.5	454.2
	A5 最小	kN	37.0	38.4	34.0	40.4	43.4	55.2	57.1	63.0	67.9	63.5	65.5	81.2	83.7	91.5	98.9	102.8	86.7	82.3	78.9	78.9	89.7	100.0	111.3	111.8
	A6 最大	kN	166.6	176.4	191.1	202.9	211.7	224.4	236.2	247.0	225.4	246.0	255.8	271.5	281.3	296.0	305.8	319.5	336.1	355.7	375.3	396.9	406.7	426.3	437.5	454.2
	A6 最小	kN	41.9	43.3	39.9	43.9	46.8	58.6	60.6	66.5	72.3	67.9	68.9	85.6	88.1	96.4	103.8	107.7	92.1	87.7	84.3	84.3	95.6	117.1	128.5	129.0
轨道型号			43kg/m								QU70								QU70							

注：1. 本表中的缓冲器高度H1仅供参考，实际高度以具体选用的起重机规格为准。
2. 表中最大轮压及最小轮压为荷载标准值。
3. 起重机外形与厂房关系尺寸见附图3。

4. 北京起重运输机械研究所1～10t吊钩LDB型电动单梁起重机技术资料（2003年7月样本）

附表5

起重量(t)		1						2						3						5						10					
吊车跨度(m)		7.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	7.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	7.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	7.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	7.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5
起升高度(m)		12						12						12						12						9，12					
主要尺寸	H(mm)	490				530	580	490		580	660	790		530	580	660	750	820		580	660	790	820	880		725	800	820	875		975
	b(mm)	120						120						120						120						120					
	B(mm)	2500		3000		3500		2500		3000		3500		2500		3000		3500		2500		3000		3500		2500		3000		3500	
	W(mm)	2000		2500		3000		2000		2500		3000		2000		2500		3000		2000		2500		3000		2000		2500		3000	
吊车总重量(t) A3～A5	地面操纵	1.7	1.9	2.2	2.6	3.0	3.4	1.8	2.1	2.5	2.9	3.9	4.7	1.9	2.2	2.6	3.5	4.3	4.8	2.1	2.5	3.3	4.0	4.6	5.7	3.24	3.88	4.67	5.42	7.13	8.84
	司机室操纵	2.1	2.3	2.6	3.0	3.4	3.8	2.2	2.5	2.9	3.3	4.3	5.1	2.3	2.6	3.0	3.9	4.7	5.2	2.5	2.9	3.7	4.4	5.0	6.1	3.71	4.28	5.05	5.80	7.50	9.22
最大轮压(kN) A3～A5	地面操纵	11	12	12	13	14	15	16	17	18	19	22	24	22	22	23	26	28	29	33	34	36	38	39	42	54.25	58.86	62.39	66.41	70.24	74.95
	司机室操纵	14	15	15	16	17	18	19	20	21	22	25	27	25	25	26	29	31	32	36	37	39	40	42	45	58.90	63.41	65.95	70.95	74.77	79.48
最小轮压(kN) A3～A5	地面操纵	2.24	2.22	3.70	4.66	5.62	6.58	2.64	3.11	4.07	5.03	6.94	8.86	2.03	3.51	4.47	5.88	7.81	9.26	1.83	2.79	4.71	6.15	8.09	10.48	6.18	7.46	9.22	10.98	15.11	19.23
	司机室操纵	2.23	2.21	3.68	4.64	5.60	6.56	2.62	3.09	4.05	5.02	6.92	8.85	2.02	3.49	4.45	5.86	7.79	9.24	1.81	2.77	4.69	7.13	8.07	10.47	6.47	7.64	9.41	11.07	15.19	19.31
轨道型号		38kg/m						38kg/m						38kg/m						38kg/m						38kg/m					



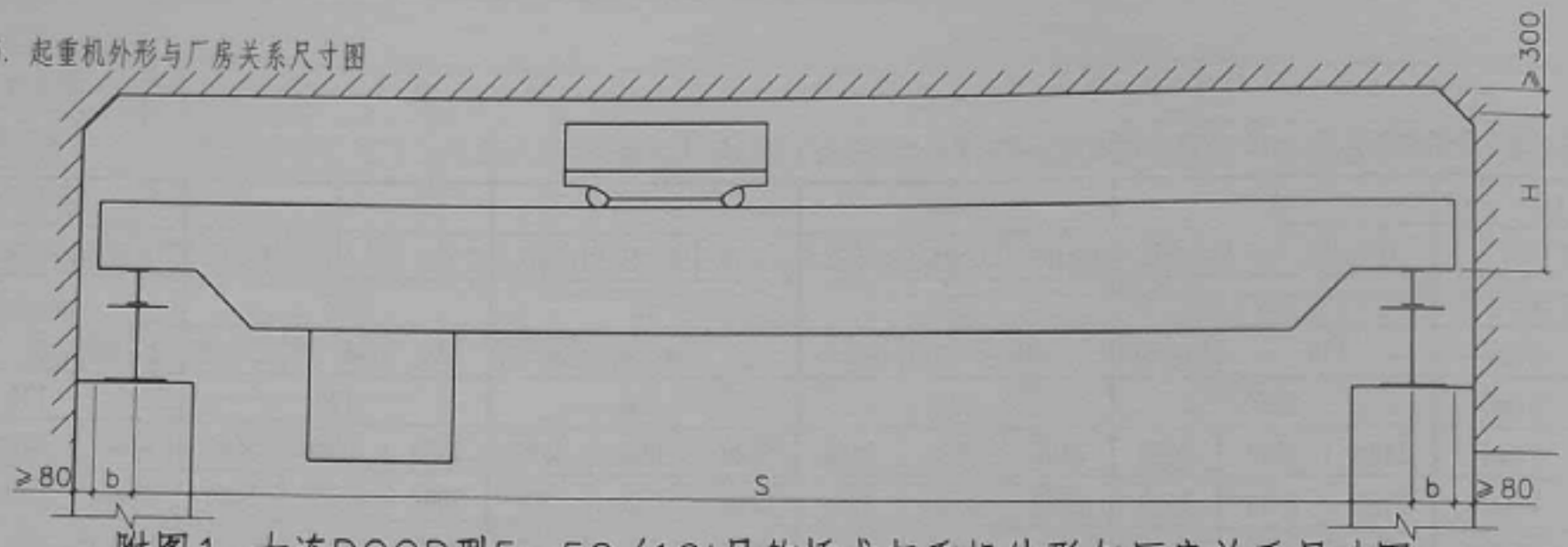
1～10t吊车示意图

注：1. 表中最大最小轮压均为荷载标准值。

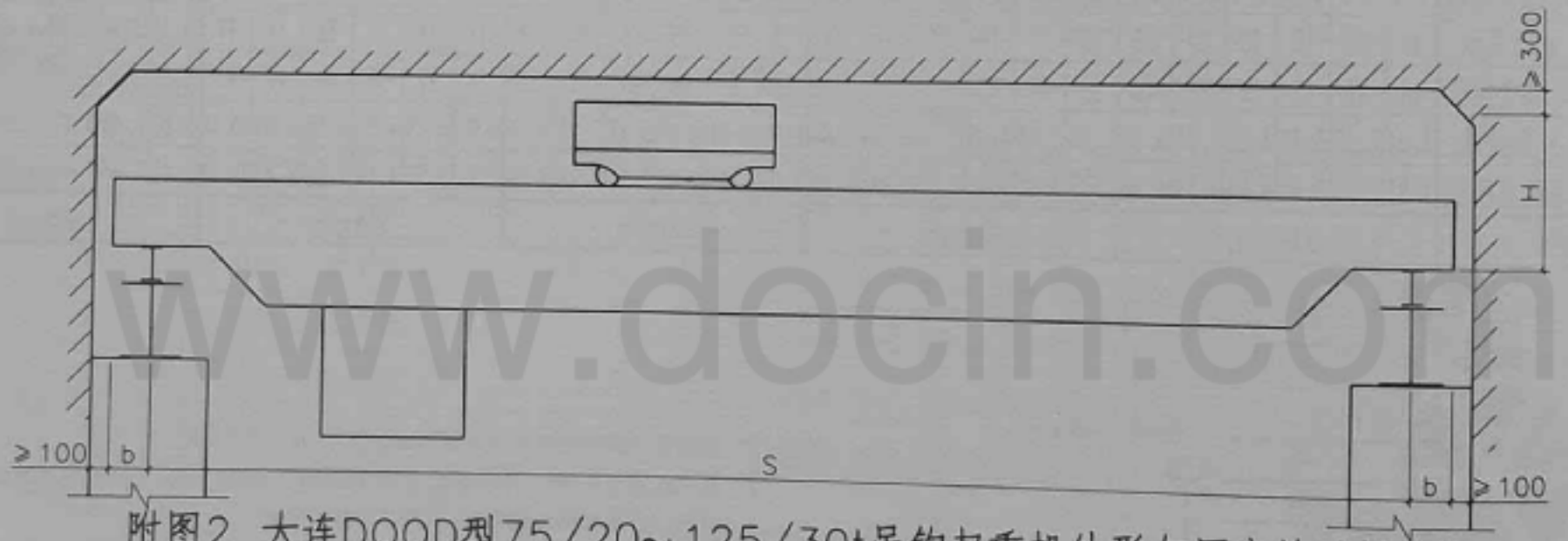
2. 表中起重量为10t、吊车跨度为19.5m及22.5m的起重机，其H为地面操纵型号数据，当为司机室操纵时，H为975及1075mm。

www.docin.com

5. 起重机外形与厂房关系尺寸图

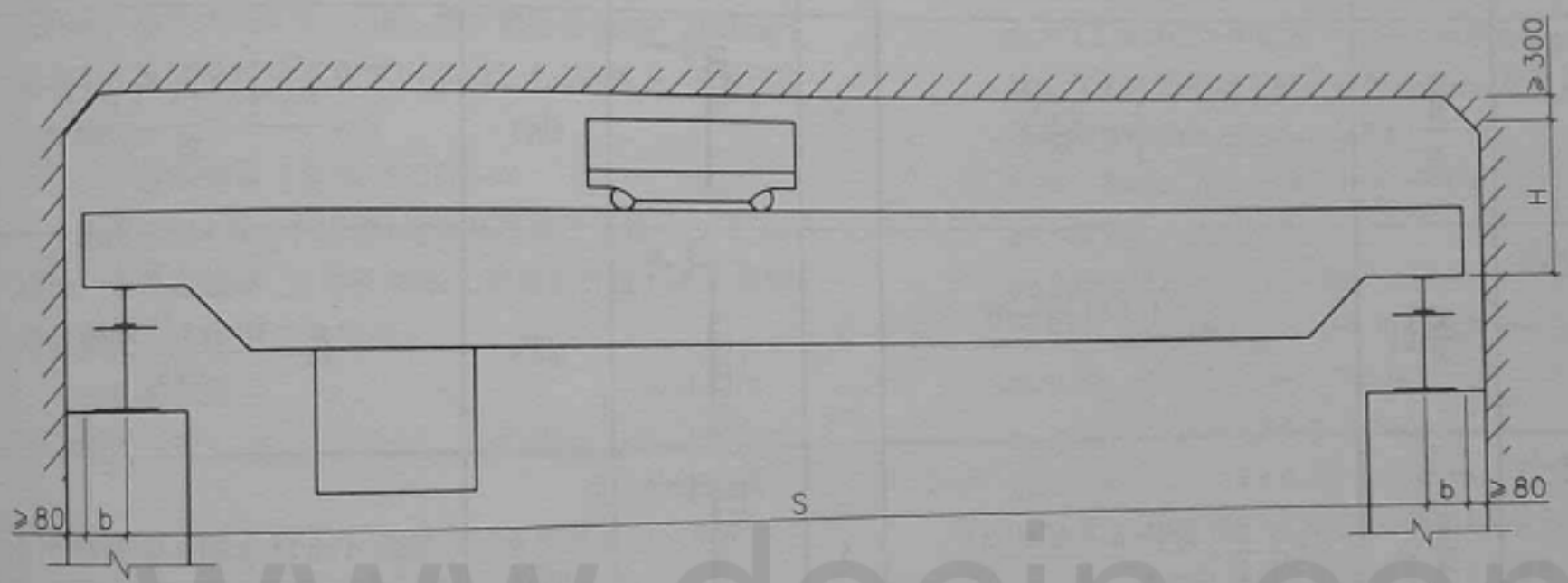


附图1 大连DQQD型5～50/10t吊钩桥式起重机外形与厂房关系尺寸图



附图2 大连DQQD型75/20～125/30t吊钩起重机外形与厂房关系尺寸图

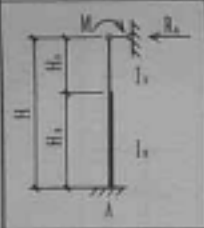
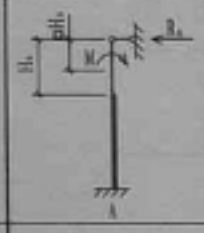
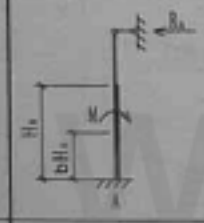
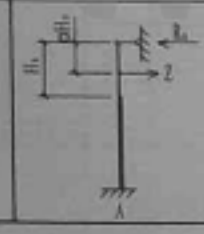
www.docin.com



附图3 北京起重运输机械研究所5～50/10t吊钩起重机外形与厂房关系尺寸图

www.docin.com

附录二：单阶柱柱顶反力系数表

序号	荷载情况	R_a	$C_1 \sim C_9$	序号	荷载情况	R_a	$C_1 \sim C_9$
1		$\frac{M}{H}C_1$	$C_1=\frac{3}{2}\times\frac{1-\lambda^2(1-\frac{1}{n})}{S}$	6		qHC_6	$C_3=\frac{3}{8}\times\frac{1+\lambda^4(\frac{1}{n}-1)}{S}$
2		$\frac{M}{H}C_2$	$C_2=\frac{3}{2}\times\frac{1-\lambda^2}{S}$	7		qHC_7	$C_7=\frac{8\lambda-6\lambda^2+\lambda^4(\frac{3}{n}-2)}{8S}$
3		$\frac{M}{H}C_3$	$C_3=\frac{3}{2}\times\frac{1+\lambda^2(\frac{1-a^2}{n}-1)}{S}$	8		qHC_8	$C_8=\frac{(1-\lambda)^2(3+\lambda)}{8S}$
4		$\frac{M}{H}C_4$	$C_4=\frac{3}{2}\times\frac{2b(1-\lambda)-b^2(1-\lambda)^2}{S}$	9		qHC_9	$C_9=\frac{3}{8}\times\frac{1+\lambda^4(\frac{1}{n}-1)}{S}-\frac{1}{10}\times\frac{1+\lambda^5(\frac{1}{n}-1)}{S}$
5		ZC_5	$C_5=\frac{2-3a\lambda+\lambda^3[\frac{(2+a)(1-a)^2}{n}-(2-3a)]}{2S}$				

注：$n=\frac{I_s}{I_x}$，$\lambda=\frac{H_s}{H}$，$1-\lambda=\frac{H_x}{H}$，$S=1+\lambda^3(\frac{1}{n}-1)$

www.docin.com

附录三：按照06J925-2《压型钢板，夹心板屋面及墙体建筑构造》做法的配套墙梁

该车间的围护墙，窗台以下采用贴砌页岩实心烧结砖砌体墙，墙厚240mm，双面抹灰各厚20mm。窗台以上采用外挂彩色压型金属复合保温墙板(硬质聚氨酯夹芯板)，彩色钢板面板厚度0.6mm，保温绝热材料为聚氨酯，其厚度为80mm，型号为JxB-Qy-1000，其自重标准值为0.16kN/m²。钢墙梁可直接选用国标图集05SG521-4《钢檩条 钢墙梁》中的墙梁。

1 外纵墙墙梁（图集05SG521-4）

该图集图4.6-1中墙梁1的水平荷载设计值 q_{hd}=2.20 kN/m，作用在墙梁 上的竖向永久荷载设计值q_{vd}(计算时忽略窗竖向立柱的支承作用)：

外墙板自重	0.16kN/m²
墙梁自重	0.10kN/m²
	合计0.26kN/m²

假定每块墙板由上下墙梁共同承担其自重，则：

q_{vd}=1.2×0.66×0.26=0.21kN/m

以q_{vd}及q_{hd}查图集05SG521-4的续表3及表1或08G118《单层工业厂房设计选用》的续表6.2-1（第9-30页），确定选用QLC6-22.2可满足设计要求。

2 山墙墙梁（图集05SG521-4）

墙梁承受的竖向永久荷载设计值q_{vd}：

q_{vd}=(2.655/2)×0.26×1.2=0.4kN/m

墙梁承受的水平均布线荷载标准值q_{hk}及设计值q_{hd}：

风荷载标准值$W_k=\beta_{gz}\mu_{st}\mu_z W_0$

已知：β_{gz}=1，μ_z=1.0，W_0=0.4kN/m²

μ_s：墙梁受风从属面积

A=(2.655/2)×7.5=9.96m²<10m²

μ_s=(-1.8-0.2)+[-1.6-(-2.0)]log9.96=-1.60

∴W_k=1×1.60×1×0.4=0.64kN/m²

q_{hk}=(2.655/2)×0.64=0.85kN/m

q_{hd}=1.4×q_h=1.4×0.85=1.19kN/m

以q_{vd}及q_{hd}查图集05SG521-4的续表4及表1或08G118《单层工业厂房设计选用》的续表6.2-2（第9-32页），确定选用QLC7.5-18.2可满足设计要求。

www.docin.com

主编单位、联系人及电话

主编单位

中国建筑标准设计研究院　　吴燕燕　010-68799197

组织编制单位、联系人及电话

中国建筑标准设计研究院　　冯海悦　010-68799100（国标图热线电话）

010-68318822（发行电话）

www.docin.com

查阅标准图集相关信息请登陆国家建筑标准设计网 http://www.chinabuilding.com.cn

图集简介

09SG117-1《单层工业厂房设计示例（一）》国家建筑标准设计图集是为配合 08G118《单层工业厂房设计选用》（上、下册）的使用而编制，适用于非地震区及地震区的单层工业钢筋混凝土柱厂房。

本图集内容包括 08G118《单层工业厂房设计选用》（上、下册）所包含的图集选用索引和未列入 08G118 中有关单层工业钢筋混凝土柱厂房的图集名称，单层工业钢筋混凝土柱厂房国标结构图集选用的一般原则、选用方法和注意事项。重屋盖和轻屋盖体系的一般单层工业钢筋混凝土柱厂房排架结构的计算和设计示例，设计所需的起重机技术资料（附录一）及单阶柱柱顶反力系数表（附录二）。

本图集为参加工作不久的结构设计人员进行 6m 柱距的一般钢筋混凝土柱单层排架结构工业厂房的计算和设计提供参考示例，帮助设计人员了解如何通过选用国标图集和进行必要的计算来进行单层厂房设计。

相关图集介绍

08G118《单层工业厂房设计选用》（上、下册）国家建筑标准设计图集为国家标准设计结构构件图集（包括屋面板、屋面梁、屋架、吊车梁、柱、柱间支撑、连系梁、基础梁等）的设计选用部分的汇集和缩编，适用于非地震区及地震区的单层厂房。

10SG533《钢抗风柱》图集适用于非地震区及地震设防烈度小于等于 9 度的一般中轻型单层钢结构工业厂房，基本风压为 $0.4kN/m^2$~$0.9kN/m^2$。钢抗风柱为由三块钢板焊成的工字型截面，抗风柱山墙墙体采用轻质墙板和小型砌块。

10SG334《钢筋混凝土抗风柱》图集适用于非地震区及地震设防烈度 6~8 度，基本风压为 $0.4kN/m^2$~$0.9kN/m^2$的一般中轻型单层钢筋混凝土结构工业厂房山墙预制抗风柱和现浇抗风柱，截面为单阶矩形柱。

www.docin.com

ISBN 978-7-80242-518-7

9 787802 425187 >

定 价：56.00元