宜春市平面钢模板|圆柱钢模板|安全爬梯/梯笼出租/租赁

产品名称	宜春市平面钢模板|圆柱钢模板|安全爬梯/梯笼出租/租赁
公司名称	湖北八方合赢租赁有限公司
价格	5000.00/吨
规格参数	平面钢模板:承台钢模板 柱子钢模:安全梯笼 箱涵钢模:沟渠模板
公司地址	湖北省武汉市江夏区郑店街雷竹村咸昌工业园特3号
联系电话	13871180282

产品详情

宜春市平面钢模板|圆柱钢模板|安全爬梯/梯笼出租/租赁

一、平面钢模板|圆柱钢模板|安全爬梯/梯笼面板验算 面板类型 覆面木胶合板 面板厚度t(mm) 15
面板抗弯强度设计值[f](N/mm2) 16 面板抗剪强度设计值[τ](N/mm2) 1.4 面板弹性模量E(N/mm2) 7300
取单位宽度b=1000mm，按四等跨连续梁计算：
W＝bt2/6=1000×15×15/6＝37500mm3，I＝bt3/12=1000×15×15×15/12＝281250mm4
q1＝γ0×[1.3(G1k+(G2k+G3k)×h)+1.5×γL×Q1k]×b=1.1×[1.3×(0.1+(24+1.5)×1.5)+1.5×0.9×3]×1＝59.296kN/m q1静＝γ0×1.3×[G1k+(G2k+G3k)×h]×b＝1.1×1.3×[0.1+(24+1.5)×1.5]×1＝54.841kN/m
q1活＝γ0×1.5×γL×Q1k×b＝1.1×1.5×0.9×3×1＝4.455kN/m
q2＝[1×(G1k+(G2k+G3k)×h)+1×1×Q1k]×b＝[1×(0.1+(24+1.5)×1.5)+1×1×3]×1＝41.35kN/m
计算简图如下：146 1、强度验算
Mmax＝0.107q1静L2+0.121q1活L2＝0.107×54.841×0.1582+0.121×4.455×0.1582＝0.16kN·m
σ＝Mmax/W＝0.16×106/37500＝4.259N/mm2≤[f]＝16N/mm2 满足要求！ 2、挠度验算
νmax＝0.632q2L4/(100EI)=0.632×41.35×157.8954/(100×7300×281250)＝0.079mm≤[ν]＝min[L/150，10]＝min[157.895/150，10]＝1.053mm 满足要求！ 3、支座反力计算 设计值(承载能力极限状态)
R1=R5=0.393q1静L+0.446q1活L=0.393×54.841×0.158+0.446×4.455×0.158＝3.717kN
R2=R4=1.143q1静L+1.223q1活L=1.143×54.841×0.158+1.223×4.455×0.158＝10.758kN
R3=0.928q1静L+1.142q1活L=0.928×54.841×0.158+1.142×4.455×0.158＝8.839kN
标准值(正常使用极限状态) R1'=R5'=0.393q2L=0.393×41.35×0.158＝2.566kN
R2'=R4'=1.143q2L=1.143×41.35×0.158＝7.463kN R3'=0.928q2L=0.928×41.35×0.158＝6.059kN

二、小梁验算 小梁类型 方木 小梁截面类型(mm) 40×80 小梁抗弯强度设计值[f](N/mm2) 15.444
小梁抗剪强度设计值[τ](N/mm2) 1.782 小梁截面抵抗矩W(cm3) 42.667 小梁弹性模量E(N/mm2) 9350147
小梁截面惯性矩I(cm4) 170.667 小梁计算方式 简支梁 承载能力极限状态：
梁底面板传递给左边小梁线荷载：q1左＝R1/b=3.717/1＝3.717kN/m

梁底面板传递给中间小梁一般线荷载：q1中＝ Max[R2,R3,R4]/b=Max[10.758,8.839,10.758]/1=10.758kN/m
梁底面板传递给右边小梁线荷载：q1右＝R5/b=3.717/1＝3.717kN/m
小梁自重：q2＝1.1×1.3×(0.3-0.1)×3/19 =0.045kN/m
梁左侧模板传递给左边小梁荷载q3左＝1.1×1.3×0.5×1.5=1.073kN/m
梁右侧模板传递给右边小梁荷载q3右＝1.1×1.3×0.5×1.5=1.073kN/m
左侧小梁荷载q左＝q1左+q2+q3左=3.717+0.045+1.073=4.834kN/m
中间小梁荷载q中=q1中+q2=10.758+0.045=10.803kN/m
右侧小梁荷载q右＝q1右+q2+q3右=3.717+0.045+1.073=4.834kN/m
小梁一般荷载q=Max[q左,q中,q右]=Max[4.834,10.803,4.834]=10.803kN/m 正常使用极限状态：
梁底面板传递给左边小梁线荷载：q1左'＝R1'/b=2.566/1＝2.566kN/m
梁底面板传递给中间小梁一般线荷载：q1中'＝ Max[R2',R3',R4']/b=Max[7.463,6.059,7.463]/1=7.463kN/m
梁底面板传递给右边小梁线荷载：q1右'＝R5'/b=2.566/1＝2.566kN/m 小梁自重：q2'＝1×(0.3-0.1)×3/19 =0.032kN/m 梁左侧模板传递给左边小梁荷载q3左'＝1×0.5×1.5=0.75kN/m
梁右侧模板传递给右边小梁荷载q3右'＝1×0.5×1.5=0.75kN/m
左侧小梁荷载q左'＝q1左'+q2'+q3左'=2.566+0.032+0.75=3.347kN/m 中间小梁荷载q中'= q1中'+ q2'=7.463+0.032=7.494kN/m 右侧小梁荷载q右'＝q1右'+q2'+q3右'=2.566+0.032+0.75=3.347kN/m
小梁一般荷载q'=Max[q左',q中',q右']=Max[3.347,7.494,3.347]=7.494kN/m
为简化计算，按简支梁和悬臂梁分别计算，如下图：1、抗弯验算
Mmax＝max[0.125ql12，0.5ql22]＝max[0.125×10.803×0.62，0.5×10.803×0.32]＝0.486kN・m
σ=Mmax/W=0.486×106/42667=11.394N/mm2≤[f]=15.444N/mm2 满足要求！ 2、抗剪验算
Vmax＝max[0.5ql1，ql2]＝max[0.5×10.803×0.6，10.803×0.3]＝3.241kN
τmax=3Vmax/(2bh0)=3×3.241×1000/(2×40×80)＝1.519N/mm2≤[τ]=1.782N/mm2 满足要求！
3、挠度验算
ν1＝5q'l14/(384EI)＝5×7.494×6004/(384×9350×170.667×104)＝0.792mm≤[ν]＝min[l1/150，10]=min[600/150，10]＝4mm
ν2＝q'l24/(8EI)＝7.494×3004/(8×9350×170.667×104)＝0.475mm≤[ν]＝min[2l2/150，10]=min[600/150，10]＝4mm 满足要求！ 4、支座反力计算 148149 承载能力极限状态
Rmax=max[qL1,0.5qL1+qL2]=max[10.803×0.6,0.5×10.803×0.6+10.803×0.3]=6.482kN 同理可得：
梁底支撑小梁所受一般支座反力依次为
R1=2.9kN,R2=6.482kN,R3=5.33kN,R4=5.33kN,R5=5.33kN,R6=5.33kN,R7=5.33kN,R8=5.33kN,R9=5.33kN,R10=5.33kN,R11=5.33kN,R12=5.33kN,R13=5.33kN,R14=5.33kN,R15=5.33kN,R16=5.33kN,R17=5.33kN,R18=5.33kN,R19=6.482kN,R20=2.9kN 正常使用极限状态
Rmax'=max[q'L1,0.5q'L1+q'L2]=max[7.494×0.6,0.5×7.494×0.6+7.494×0.3]=4.496kN 同理可得：
梁底支撑小梁所受一般支座反力依次为
R1'=2.008kN,R2'=4.496kN,R3'=3.654kN,R4'=3.654kN,R5'=3.654kN,R6'=3.654kN,R7'=3.654kN,R8'=3.654kN,R9'=3.654kN,R10'=3.654kN,R11'=3.654kN,R12'=3.654kN,R13'=3.654kN,R14'=3.654kN,R15'=3.654kN,R16'=3.654kN,R17'=3.654kN,R18'=3.654kN,R19'=4.496kN,R20'=2.008kN 六、主梁验算 主梁类型 工字钢
主梁截面类型 10号工字钢 主梁抗弯强度设计值[f](N/mm2) 205 主梁抗剪强度设计值[τ](N/mm2) 125
主梁截面抵抗矩W(cm3) 49 主梁弹性模量E(N/mm2) 206000 主梁截面惯性矩I(cm4) 245
可调托座内主梁根数 1 1、抗弯验算主梁弯矩图(kN・m)
σ=Mmax/W=1.047×106/49000=21.363N/mm2≤[f]=205N/mm2 满足要求！ 2、抗剪验算 主梁剪力图(kN)
Vmax＝12.138kN τmax=Vmax/(8Izδ)[bh02-(b-δ)h2]=12.138×1000×[68×1002-(68-4.5)×84.82]/(8×2450000×4.5)＝ 30.74N/mm2≤[τ]=125N/mm2
满足要求！ 3、挠度验算 150151 主梁变形图(mm)
νmax＝0.017mm≤[ν]＝min[L/150，10]=min[600/150，10]＝4mm 满足要求！ 4、支座反力计算
承载能力极限状态
支座反力依次为R1=0.25kN，R2=1.947kN，R3=19.823kN，R4=20.417kN，R5=20.169kN，R6=20.417kN，R7=19.823kN，R8=1.947kN，R9=0.25kN 七、可调托座验算 荷载传递至立杆方式 可调托座
可调托座承载力容许值[N](kN) 60
可调托座一般受力N＝max[R1，R2，R3，R4，R5，R6，R7，R8，R9]＝20.417kN≤[N]=60kN 满足要求！
八、立杆验算 立杆钢管截面类型(mm) Φ60×3.2 立杆钢管计算截面类型(mm) Φ60×3.2 钢材等级 Q345

立杆截面面积A(mm2) 571 回转半径i(mm) 20.1 立杆截面抵抗矩W(cm3) 7.7 支架立杆计算长度修正系数η 1.2 悬臂端计算长度折减系数k 0.7 抗压强度设计值[f](N/mm2) 300 支架自重标准值q(kN/m) 0.15

1、长细比验算 hmax=max(ηh,h'+2ka)=max(1.2×1500,1000+2×0.7×500)=1800mm

λ=hmax/i=1800/20.1=89.552≤[λ]=150 长细比满足要求！ 查表得， φ＝0.558152 2、稳定性计算

R1＝0.25kN， R2＝1.947kN， R3＝19.823kN， R4＝20.417kN， R5＝20.169kN， R6＝20.417kN， R7＝19.823kN， R8＝1.947kN， R9＝0.25kN

立杆一般受力N＝max[R1， R2， R3， R4， R5， R6， R7， R8， R9]+1.1×1.3×0.15×(17.5-1.5)＝max[0.25， 1.947， 19.823， 20.417， 20.169， 20.417， 19.823， 1.947， 0.25]+3.432＝23.849kN

f＝N/(φA)＝23.849×103/(0.558×571)＝74.852N/mm2≤[f]=300N/mm