

东莞市荣津实业投资有限公司
常平环保专业基地 A1-04 地块电子工业项目
1 号厂房
结构计算书

设计: 余冰航
校对: 张
审核: 张
审定: 张

建学建筑与工程设计所有限公司

2022 年 03 月

采用 盈建科 Release 2020 4.1.0 版本序列号: 2AADXUNQYZYIXNXD

总信息文件					

工程名称:	1		连梁材料强度默认同墙:		是
工程代号:			墙元细分最大控制长度(m):		1.00
设计人:			板元细分最大控制长度(m):		1.00
校核人:			短墙肢自动加密:		是
软件名称:盈建科建筑设计软件			弹性板荷载计算方式:		平面导荷
版本: 4.1.0			膜单元类型:		经典膜元(QA4)
计算日期:2022/05/05 10:47:05			考虑梁端刚域:		是
-----			考虑柱端刚域:		否
			是否输出节点位移:		否
			墙梁跨中节点作为刚性楼板从节点:		是
			结构计算时考虑楼梯刚度:		是
			梁与弹性板变形协调:		是
			弹性板与梁协调时考虑梁向下相对偏移:		否
			梁墙自重扣除与柱重叠部分:		是
			楼板自重扣除与梁墙重叠部分:		否
			刚性楼板假定 :		整体指标计算采用强刚, 其它计算非强

设计参数输出					

结构总体信息			地下室楼板强制采用刚性楼板假定:		否
结构体系:	框架结构		是否自动划分多塔:		是
结构材料信息:	钢筋混凝土		自动划分多塔时不考虑地下室:		否
结构所在地区:	全国		可确定最多塔数的参考层号:		0
地下室层数:	0		地震内力按全楼弹性板 6 计算:		否
嵌固端所在层号(层顶嵌固):	0		计算现浇空心板:		否
与基础相连构件最大底标高(m):	-0.500		增加计算连梁刚度不折减模型下的地震位移:		是
裙房层数:	0		门式刚架按平面框架方式计算:		否
转换层所在层号:	0		自动计算现浇板自重:		是
加强层所在层号:	0				
竖向荷载计算信息:	施工模拟三		刚度系数		
风荷载计算信息:	一般计算方式		竖向荷载作用下:		
地震力计算信息:	计算水平地震作用		梁刚度放大系数按 2010《混凝土规范》5.2.4 条取值:		是
是否计算吊车荷载:	否		梁刚度放大系数上限:		2.00
是否计算人防荷载:	否		边梁刚度放大系数上限:		1.50
是否考虑预应力等效荷载工况:	否		地震作用下:		
是否生成绘等值线用数据:	否		中梁刚度放大系数:		1.50
是否计算温度荷载:	否		边梁刚度放大系数:		1.25
竖向荷载砗墙轴向刚度考虑徐变收缩影响:	否		连梁刚度折减系数:		0.30
是否生成传给基础的刚度:	是		风荷载作用下:		
凝聚局部楼层刚度时考虑的底部层数（0 表示全部楼层）:	3		中梁刚度放大系数:		2.00
上部结构计算考虑基础结构:	否		边梁刚度放大系数:		1.50
施工模拟加载层步长:	1		连梁刚度折减系数:		1.00
考虑填充墙刚度:	否				
采用通用规范:	是		二阶效应信息		
			是否考虑 P-Delt 效应:		是
			P-Delt 效应组合系数-恒载:		1.30
			P-Delt 效应组合系数-活载:		1.50
			考虑整体缺陷:		否
			是否柱长度系数置 1:		否
计算控制信息					
水平力与整体坐标夹角:	0.00				
连梁按墙元计算控制跨高比:	5.00				

分析求解信息													按主振型确定地震内力符号:		是
启用并行求解器:													框架的抗震等级:		4
使用 cpu 核心数量(0 为自动):													钢框架的抗震等级:		3
设定内存(MB,0 为自动):													剪力墙的抗震等级:		3
自定义控制参数:													抗震构造措施的抗震等级:		不改变
求解器类型:													框支剪力墙结构底部加强区剪力墙抗震等级自动提高一级:		是
加载步骤数量:													地下一层以下抗震构造措施抗震等级逐层降级及抗震措施 4 级:		否
迭代次数[0,100]:													是否考虑偶然偏心:		是
位移控制:													X 向偶然偏心值:		0.05
位移控制精度:													Y 向偶然偏心值:		0.05
荷载控制:													偶然偏心计算方法:		等效扭矩法(传统法)
荷载控制精度:													是否考虑双向地震扭转效应:		是
风荷载信息													自动计算最不利地震方向的作用:		是
使用指定风荷载数据:													斜交抗侧力构件方向的附加地震数:		0
多方向风角度:													活荷重力荷载代表值组合系数:		0.60
执行规范:													使用自定义地震影响系数曲线:		否
地面粗糙程度 :													地震影响系数最大值:		0.040
修正后的基本风压 (kN/m2):													罕遇地震影响系数最大值:		0.280
结构 X 向基本周期 (秒):													地震作用放大方法:		全楼统一
结构 Y 向基本周期 (秒):													全楼地震力放大系数:		1.00
风荷载计算用阻尼比 :													地震计算时不考虑地下室以下的结构质量:		是
承载力设计时的风荷载效应放大系数:													时域显式随机模拟法		
考虑顺风向风振:													执行时域显式随机模拟法:		否
舒适度验算用基本风压 (kN/m2):													性能设计信息		
舒适度验算用阻尼比 :													是否考虑性能设计:		否
水平风荷载体型分段数:													性能设计包络信息		
挡风	分段号	最高层号	X 迎风	X 背风	X 侧风	X 挡风	Y 迎风	Y 背风	Y 侧风	Y	按照抗规方法进行性能包络设计:		否		
	1	3	0.80	-0.50	0.00	1.00	0.80	-0.50	0.00	1.00					
	自动计算结构宽深:												设计信息		
	考虑横向风振:												是否按规范进行剪重比调整:	是	
	考虑扭转风振:												是否扭转效应明显:	是	
地震信息													是否自动计算动位移比例系数:		是
阻尼比确定方法:													梁端弯矩调幅系数:		0.85
结构的阻尼比:													框架梁调幅后不小于简支梁跨中弯矩的倍数:		0.50
按地震动区划图 GB18306-2015 计算:													非框架梁调幅后不小于简支梁跨中弯矩的倍数:		0.33
设计地震分组:													梁扭矩折减系数:		0.40
地震烈度:													实配钢筋超配系数:		1.15
场地类别:													按层刚度比判断薄弱层方法:		高规和抗规从严
特征周期:													底部嵌固楼层刚度比执行《高规》 3.5.2-2:		否
周期折减系数:													自动对层间受剪承载力突变形成的薄弱层放大调整:		是
特征值分析类型:													自动根据层间受剪承载力比值调整配筋:		否
振型数确定方式:													是否转换层指定为薄弱层:		否
自动计算振型数时, 振型参与质量系数需达到总质量的百分比:													薄弱层地震内力放大系数:		1.25
自动计算振型数时, 是否指定最多振型数量:															
自动计算振型数时, 最多振型数量:															

强制指定的薄弱层层号:	0
与柱相连的框架梁端 M、V 不调整:	否
0.2V0 调整分段数:	0
分段号 起始层号 终止层号	
0.2V0 调整规则:	min(0.20V0,1.50Vfmax)
0.2V0 调整时楼层剪力最小倍数:	0.20
0.2V0 调整时各层框架剪力最大值的倍数:	1.50
0.2V0 调整上限:	0.00
框支柱调整上限:	5.00
支撑按柱设计临界角:	20
按竖向构件内力统计层地震剪力:	否
位移角小于此值时，位移比设置为 1:	0.00020
剪力墙承担全部地震剪力:	否
零应力区验算时底面尺寸确定方式:	质心到最近边距离的 2 倍
考虑双向地震时内力调整方式:	先考虑双向地震再调整
剪力墙端柱的面外剪力统计到框架部分:	否
转换结构构件（三、四级）水平地震作用效应放大系数:	1.00
活荷载信息	
柱、墙活荷载是否折减:	否
按建模菜单“房间属性”计算活荷载折减系数:	否
考虑活荷不利布置的最高层号:	3
梁活荷载内力放大系数:	1.00
楼面梁活荷载折减:	不折减
构件设计信息	
柱配筋计算原则:	双偏压
双偏压时角筋最大直径:	25
连梁按对称配筋设计:	是
抗震设计的框架梁端配筋考虑受压钢筋:	是
矩形混凝土梁按 T 形梁配筋:	是
按简化方法计算柱剪跨比（ Hn/2h0 ）:	否
墙柱配筋设计考虑端柱:	是
墙柱配筋设计考虑翼缘墙:	是
按双偏压配筋时腹板墙最大截面高宽比:	12.00
按双偏压配筋时双偏压腹板墙最大截面高度(mm):	2400.0
异形柱配筋计算只考虑固定钢筋:	否
与剪力墙面外相连的梁按框架梁设计:	否
验算一级抗震墙施工缝:	否
受弯构件按压弯设计控制轴压比:	0.40
梁端配筋内力取值位置(0-节点， 1-支座边):	0.00
不计算地震作用时按重力荷载代表值计算柱轴压比:	否
框架柱的轴压比限值按框架结构采用:	否
梁保护层厚度 (mm):	20
柱保护层厚度 (mm):	20
型钢混凝土构件设计依据:	《组合结构设计规范》JGJ138-2016
执行《高钢规》JGJ99-2015:	否
按叠合柱设计的叠合比:	0.00

剪力墙构造边缘构件的设计执行高规 7.2.16-4 :	否
构造边缘构件尺寸设计依据:	《高规》JGJ3-2010 第 7.2.16 条
约束边缘构件尺寸依据《广东高规》设计:	是
按边缘构件轮廓计算配筋:	否
底部加强区全部设为约束边缘构件:	是
面外梁下生成暗柱边缘构件:	全都生成
归入阴影区的 $\lambda/2$ 区最大长度:	0
边缘构件合并距离 (mm):	300
短肢边缘构件合并距离 (mm):	600
边缘构件尺寸取整模数 (mm):	10
钢构件截面净毛面积比:	0.85
X 向钢柱计算长度是否按有侧移计算:	是
Y 向钢柱计算长度是否按有侧移计算:	是
按《钢规》自动判断强弱支撑:	否
门刚规范用 GB51022-2015 :	否
门刚构件按宽厚比等级控制局部稳定:	否
执行《钢结构设计标准》(GB50017-2017):	否
冷弯薄壁构件考虑冷弯效应:	是
施工阶段验算组合类别:	标准组合
组合梁施工荷载(kN/m2):	1.5
钢梁按压弯设计控制轴压比:	0.10
防火验算	
进行承载力法防火验算:	否
包络设计	
是否分塔与整体分别计算，并取大:	否
自动取框架和框架-抗震墙模型计算大值:	否
是否与其它模型进行包络取大:	否
鉴定加固	
是否鉴定加固:	否
装配式	
是否是装配式结构:	否
材料信息	
混凝土容重 (kN/m3):	25.50
砌体容重 (kN/m3):	22.00
钢材容重 (kN/m3):	78.00
轻骨料混凝土容重 (kN/m3):	18.50
轻骨料混凝土密度等级:	1800
梁箍筋间距 (mm):	100
柱箍筋间距 (mm):	100
墙水平分布筋最大间距 (mm):	200
墙竖向分布筋最小配筋率 (%):	0.25
墙水平分布筋最小配筋率 (%):	0.20
结构底部单独指定墙竖向分布筋配筋率的层号:	0
结构底部 NSW 层的墙竖向分布配筋率:	0.60

保护层:

层号	塔号	梁保护层(mm)	柱保护层(mm)	墙保护层(mm)
3	1	35	35	---
2	1	35	35	---
1	1	35	35	---

混凝土构件:

层号	塔号	梁数 (混凝土/主筋)	柱数 (混凝土/主筋)	支撑数 (混凝土/主筋)	墙数 (混凝土/主筋)
3	1	223(C35/360)	45(C45/360)	---	---
2	1	235(C35/360)	45(C45/360)	---	---
1	1	263(C35/360)	45(C45/360)	---	---

箍筋（墙分布筋）:

层号	塔号	梁数 (箍筋)	柱数 (箍筋)	支撑数 (箍筋)	墙数 (水平/竖向)	边缘构件 (箍筋)
3	1	223(360)	45(360)	---	---	(270)
2	1	235(360)	45(360)	---	---	(360)
1	1	263(360)	45(360)	---	---	(270)

X、Y 方向剪力墙截面面积

层号	塔号	X 向墙截面积(m2)	Y 向墙截面积(m2)
3	1	0.000	0.000
2	1	0.000	0.000
1	1	0.000	0.000

风荷载信息

层号	塔号	风向	顺风外力	顺风剪力	顺风倾覆弯矩
3	1	X	366.4	366.4	2271.6
		Y	150.4	150.4	932.2
2	1	X	326.4	692.8	6567.1
		Y	134.0	284.3	2694.9
1	1	X	339.1	1031.9	13790.4

Y159.2443.55799.2

各楼层等效尺寸(单位:m,m**2)

层号	塔号	面积	形心 X	形心 Y	等效宽 B	等效高 H	最大宽 BMAX	最小宽 BMIN
3	1	1807.84	20.46	35.62	27.80	67.75	67.75	27.80
2	1	1792.93	20.46	35.62	27.80	67.75	67.75	27.80
1	1	1922.78	19.85	35.34	29.84	67.28	67.29	29.83

各楼层质量、单位面积质量分布(单位:kg/m**2)

层号	塔号	楼层质量	单位面积质量 g[i]	单位面积质量比 max(g[i]/g[i-1],g[i]/g[i+1])
3	1	3.93E+006	2172.99	1.00
2	1	3.91E+006	2183.33	1.00
1	1	4.25E+006	2209.34	1.01

计算时间

计算用时：00:00:16
设计用时：00:00:8

各层刚心、偏心率、相邻层侧移刚度比等计算信息

Floor No : 层号
Tower No : 塔号
Xstif, Ystif: 刚心的 X, Y 坐标值
Alf : 层刚性主轴的方向
Xmass, Ymass: 质心的 X, Y 坐标值
Gmass : 总质量
Eex, Eey : X, Y 方向的偏心率
Ratx, Raty : X, Y 方向本层塔侧移刚度与下一层相应塔侧移刚度的比值(剪切刚度)
Ratx1, Raty1 : X, Y 方向本层塔侧移刚度与上一层相应塔侧移刚度 70%的比值或上三层平均侧移刚度 80%的比值中之较小者
Ratx2, Raty2 : X, Y 方向本层塔侧移刚度与上一层相应塔侧移刚度 90%、110%或者 150%比值。110%指当本层层高大于相邻上层层高 1.5 倍时, 150%指嵌固层
RJX1, RJY1, RJZ1: 结构总体坐标系中塔的侧移刚度和扭转刚度(剪切刚度)
RJX3, RJY3, RJZ3: 结构总体坐标系中塔的侧移刚度和扭转刚度(地震剪力与地震层间位移的比)

Floor No. 1 Tower No. 1
Xstif= 18.6288(m) Ystif= 36.7265(m) Alf = 45.0000(Degree)
Xmass= 19.4661(m) Ymass= 35.6645(m) Gmass(重力荷载代表值)= 5322.8604(4248.0669)(t)
Eex = 0.0462 Eey = 0.0355
Ratx = 1.0000 Raty = 1.0000
薄弱层地震剪力放大系数= 1.00
Ratx1= 1.6864 Raty1= 1.8568

RJX1 = 1.9768E+006(kN/m) RJY1 = 1.8012E+006(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)
 RJX3 = 1.0327E+006(kN/m) RJY3 = 9.4615E+005(kN/m) RJZ3 = 6.4061E+008(kN*m/Rad)

对于地下室部分及存在越层构件、多层构件接地等情况可能会导致内外力统计结果不平衡，不会影响其它设计结果

1、恒、活荷载作用下轴力平衡验算(kN):

层号	塔号	恒载	恒载下轴力	活载	活载下轴力
3	1	23750.5	23466.0	25889.5	25836.2
2	1	47418.3	47023.8	51685.6	51608.4
1	1	73777.0	73334.5	78555.4	78484.4

2、风荷载作用下剪力平衡验算(kN):

层号	塔号	X 向风荷载	X 向楼层剪力	Y 向风荷载	Y 向楼层剪力
3	1	366.4	335.4	150.4	146.8
2	1	692.8	656.7	284.3	282.8
1	1	1031.9	1016.1	443.5	442.6

楼层抗剪承载力验算

Ratio_X,Ratio_Y: 表示本层与上一层的承载力之比

层号	塔号	X 向承载力	Y 向承载力	Ratio_X	Ratio_Y
3	1	7.0736E+003	6.8852E+003	1.00	1.00
2	1	1.5616E+004	1.4954E+004	2.21	2.17
1	1	2.0521E+004	1.9004E+004	1.31	1.27

周期、地震力与振型输出文件

考虑扭转耦联时的振动周期(秒)、X,Y 方向的平动系数、扭转系数

振型号	周期	转角	平动系数(X+Y)	扭转系数(Z)(强制刚性楼板模型)
1	1.0139	87.78	0.99(0.00+0.99)	0.01
2	0.9465	176.36	0.95(0.94+0.00)	0.05
3	0.8671	21.27	0.07(0.06+0.01)	0.93
4	0.3695	89.07	1.00(0.00+1.00)	0.00
5	0.3585	178.69	0.96(0.96+0.00)	0.04

地震作用最大的方向 = 93.459°

振型号	周期	转角	平动系数(X+Y)	扭转系数(Z)
1	1.0143	87.53	0.99(0.00+0.98)	0.01
2	0.9473	175.97	0.94(0.94+0.00)	0.06
3	0.8670	21.27	0.07(0.06+0.01)	0.93
4	0.3697	88.67	1.00(0.00+1.00)	0.00
5	0.3587	178.18	0.95(0.95+0.00)	0.05

(Z 向扭转质量系数只在强制刚性板下有意义，对于非强制刚性板下的计算结果仅供参考)

振型号	X 向平动质量系数%(sum)	Y 向平动质量系数%(sum)	Z 向扭转质量系数%(sum)(强制刚性楼板模型)
1	0.13(0.13)	83.26(83.26)	1.00(1.00)
2	80.10(80.23)	0.32(83.58)	4.52(5.52)
3	4.72(84.95)	0.65(84.23)	80.31(85.83)
4	0.01(84.96)	11.93(96.16)	0.00(85.83)
5	11.05(96.00)	0.02(96.18)	0.43(86.26)

X 向平动振型参与质量系数总计: 96.00%

Y 向平动振型参与质量系数总计: 96.18%

振型号	X 向平动质量系数%(sum)	Y 向平动质量系数%(sum)	Z 向扭转质量系数%(sum)
1	0.16(0.16)	83.14(83.14)	1.08(1.08)
2	79.65(79.82)	0.39(83.52)	4.74(5.81)
3	5.12(84.94)	0.71(84.23)	77.38(83.19)
4	0.01(84.95)	11.90(96.13)	0.00(83.19)
5	11.01(95.96)	0.03(96.16)	0.43(83.63)

X 向平动振型参与质量系数总计: 95.96%

Y 向平动振型参与质量系数总计: 96.16%

第 1 扭转周期(0.8671)/第 1 平动周期(1.0139) = 0.86

地震作用最大的方向 = 94.042°

振型号	阻尼比
1	0.050

2	0.050
3	0.050
4	0.050
5	0.050

仅考虑 X 向地震作用时的地震力(采用非强制刚性楼板假定模型计算结果)

Floor: 层号

Tower: 塔号

F-x-x: X 方向的耦联地震力在 X 方向的分量

F-x-y: X 方向的耦联地震力在 Y 方向的分量

F-x-t: X 方向的耦联地震力的扭矩

振型 1 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
3	1	1.63	39.41	82.96
2	1	1.18	26.38	66.53
1	1	0.71	13.53	43.60

振型 2 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
3	1	900.53	-64.45	4661.68
2	1	597.49	-41.16	3156.09
1	1	321.96	-21.28	1681.96

振型 3 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
3	1	62.49	26.75	-5095.11
2	1	42.15	13.59	-3517.44
1	1	22.15	6.79	-1934.16

振型 4 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
3	1	-0.32	-15.88	-17.96
2	1	0.32	15.53	1.37
1	1	0.49	17.24	14.55

振型 5 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
3	1	-512.33	11.77	-2511.78
2	1	497.73	-16.29	2168.36
1	1	546.97	-21.48	2597.99

各振型作用下 X 方向的基底剪力

层号:	1	塔号:	1
	振型号		剪力(kN)
	1		3.52
	2		1819.99
	3		126.80
	4		0.50
	5		532.37

各层 X 方向的作用力(CQC)

Floor : 层号

Tower : 塔号

Fx : X 向地震作用下结构的地震反应力

Vx : X 向地震作用下结构的楼层剪力

Mx : X 向地震作用下结构的弯矩

Static Fx: 静力法 X 向的地震力(基本周期取质量系数最大对应的周期)

Floor	Tower	Fx (kN)	Vx (分塔剪重比) (kN)	Mx (kN-m)	Static Fx (kN)
3	1	1064.88	1064.88(2.711%)	6602.23	944.42
2	1	800.99	1560.82(1.990%)	15805.28	639.82
1	1	644.56	1974.30(1.633%)	28774.64	358.72

按规范要求的 X 向楼层最小剪重比 = 0.80%

仅考虑 Y 向地震作用时的地震力(采用非强制刚性楼板假定模型计算结果)

Floor : 层号

Tower : 塔号

F-y-x : Y 方向的耦联地震力在 X 方向的分量

F-y-y : Y 方向的耦联地震力在 Y 方向的分量

F-y-t : Y 方向的耦联地震力的扭矩

振型 1 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
3	1	36.75	887.55	1868.23
2	1	26.62	594.11	1498.32
1	1	15.95	304.64	981.97

振型 2 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
3	1	-62.79	4.49	-325.01
2	1	-41.66	2.87	-220.04
1	1	-22.45	1.48	-117.27

振型 3 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
-------	-------	---------------	---------------	-----------------

3	1	23.23	9.94	-1893.68
2	1	15.67	5.05	-1307.31
1	1	8.23	2.52	-718.86

振型 4 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
3	1	-10.75	-541.46	-612.23
2	1	10.76	529.36	46.66
1	1	16.87	587.72	496.18

振型 5 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
3	1	25.03	-0.57	122.69
2	1	-24.31	0.80	-105.92
1	1	-26.72	1.05	-126.90

各振型作用下 Y 方向的基底剪力

层号:	1	塔号:	1
	振型号		剪力(kN)
	1		1786.29
	2		8.85
	3		17.52
	4		575.61
	5		1.27

各层 Y 方向的作用力(CQC)

Floor : 层号

Tower : 塔号

Fy : Y 向地震作用下结构的地震反应力

Vy : Y 向地震作用下结构的楼层剪力

My : Y 向地震作用下结构的弯矩

Static Fy: 静力法 Y 向的地震力(基本周期取质量系数最大对应的周期)

Floor	Tower	Fy (kN)	Vy (分塔剪重比) (kN)	My (kN-m)	Static Fy (kN)
3	1	1041.34	1041.34(2.651%)	6456.29	888.09
2	1	801.95	1491.04(1.901%)	15151.40	601.66
1	1	665.81	1892.15(1.565%)	27378.53	337.32

按规范要求的 Y 向楼层最小剪重比 = 0.80%

=====各楼层地震剪力系数调整情况=====

层号	塔号	X 向调整系数	Y 向调整系数	调整后 X 向剪力	调整后 Y 向剪力
1	1	1.000	1.000	1974.30	1892.15
2	1	1.000	1.000	1560.82	1491.04
3	1	1.000	1.000	1064.88	1041.34

位移输出文件

采用强制刚性楼板假定模型计算结果
单位 : mm

Floor : 层号
Tower : 塔号
Jmax : 最大位移对应的节点号
JmaxD : 最大层间位移对应的节点号
Max-(Z): Z 方向的节点最大位移
h : 层高
Max-(X), Max-(Y) : X,Y 方向的节点最大位移
Ave-(X), Ave-(Y) : X,Y 方向的层平均位移
Max-Dx , Max-Dy : X,Y 方向的最大层间位移
Ave-Dx , Ave-Dy : X,Y 方向的平均层间位移
Ratio-(X),Ratio-(Y): 最大位移与层平均位移的比值
Ratio-Dx,Ratio-Dy : 最大层间位移与平均层间位移的比值
Max-Dx/h, Max-Dy/h: X,Y 方向的最大层间位移角
DxR/Dx,DyR/Dy : X,Y 方向的有害位移角占总位移角的百分比例
Ratio_AX,Ratio_AY : 本层位移角与上层位移角的 1.3 倍及上三层平均位移角的 1.2 倍的比值的大者
X-Disp, Y-Disp, Z-Disp:节点 X,Y,Z 方向的位移

=== 工况 17 === X 方向地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(X) Max-Dx	Ave-(X) Ave-Dx	h Max-Dx/h	DxR/Dx	Ratio_AX
3	1	3000112	6.50	5.63	6200	10.25%	1.00
		3000113	2.41	2.04	1/2572		
2	1	2000117	4.37	3.79	6200	5.08%	0.69
		2000117	2.14	1.84	1/2900		
1	1	1000116	2.27	1.97	7000	100.00%	0.75
		1000116	2.27	1.97	1/3077		

X 向最大层间位移角: 1/2572 (3 层 1 塔)

=== 工况 18 === X 双向地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(X) Max-Dx	Ave-(X) Ave-Dx	h Max-Dx/h	DxR/Dx	Ratio_AX
3	1	3000112	6.55	5.69	6200	10.09%	1.00
		3000114	2.42	2.05	1/2563		
2	1	2000117	4.42	3.84	6200	4.83%	0.69
		2000117	2.15	1.86	1/2878		
1	1	1000116	2.31	2.01	7000	100.00%	0.75
		1000116	2.31	2.01	1/3034		

X 向最大层间位移角: 1/2563 (3 层 1 塔)

=== 工况 12 === X+ 偶然偏心地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(X) Max-Dx	Ave-(X) Ave-Dx	h Max-Dx/h	DxR/Dx	Ratio_AX
3	1	3000017	5.78	5.56	6200	10.35%	1.00
		3000112	2.04	2.00	1/3045		
2	1	2000017	3.91	3.74	6200	5.10%	0.69
		2000017	1.89	1.82	1/3288		
1	1	1000017	2.04	1.95	7000	100.00%	0.75
		1000017	2.04	1.95	1/3430		

X 向最大层间位移角: 1/3045 (3 层 1 塔)

=== 工况 13 === X- 偶然偏心地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(X) Max-Dx	Ave-(X) Ave-Dx	h Max-Dx/h	DxR/Dx	Ratio_AX
3	1	3000112	7.60	5.69	6200	10.12%	1.00
		3000113	2.79	2.06	1/2224		
2	1	2000117	5.14	3.83	6200	5.05%	0.69
		2000117	2.51	1.86	1/2472		
1	1	1000116	2.68	1.99	7000	100.00%	0.75
		1000116	2.68	1.99	1/2616		

X 向最大层间位移角: 1/2224 (3 层 1 塔)

=== 工况 19 === Y 方向地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	h Max-Dy/h	DyR/Dy	Ratio_AY
3	1	3000017	6.20	5.96	6200	5.12%	1.00
		3000024	2.19	2.16	1/2826		
2	1	2000017	4.23	4.03	6200	13.52%	0.73
		2000117	2.13	2.05	1/2917		
1	1	1000017	2.14	2.00	7000	100.00%	0.70
		1000017	2.14	2.00	1/3272		

Y 向最大层间位移角: 1/2826 (3 层 1 塔)

=== 工况 20 === Y 双向地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	h Max-Dy/h	DyR/Dy	Ratio_AY
3	1	3000112	6.22	5.99	6200	5.10%	1.00
		3000024	2.20	2.17	1/2816		

2	1	2000017	4.25	4.05	6200	13.51%	0.73
		2000117	2.13	2.07	1/2907		
1	1	1000017	2.15	2.02	7000	100.00%	0.70
		1000017	2.15	2.02	1/3256		

Y 向最大层间位移角： 1/2816 （3 层 1 塔）

=== 工况 14 === Y+ 偶然偏心地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	h Max-Dy/h	DyR/Dy	Ratio_AY
3	1	3000112	6.01	5.95	6200	5.21%	1.00
		3000003	2.19	2.16	1/2829		
2	1	2000117	4.10	4.01	6200	13.83%	0.73
		2000017	2.06	2.05	1/3004		
1	1	1000116	2.07	2.00	7000	100.00%	0.70
		1000116	2.07	2.00	1/3387		

Y 向最大层间位移角： 1/2829 （3 层 1 塔）

=== 工况 15 === Y- 偶然偏心地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	h Max-Dy/h	DyR/Dy	Ratio_AY
3	1	3000112	6.38	5.97	6200	5.03%	1.00
		3000101	2.25	2.16	1/2750		
2	1	2000117	4.36	4.04	6200	13.22%	0.73
		2000117	2.19	2.06	1/2835		
1	1	1000116	2.21	2.01	7000	100.00%	0.70
		1000116	2.21	2.01	1/3164		

Y 向最大层间位移角： 1/2750 （3 层 1 塔）

=== 工况 21 === 最不利地震方向 93.4588 下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	h Max-Dy/h	DyR/Dy	Ratio_AY
3	1	3000017	6.20	5.95	6200	5.20%	1.00
		3000017	2.19	2.16	1/2837		
2	1	2000017	4.24	4.02	6200	13.56%	0.73
		2000017	2.12	2.05	1/2920		
1	1	1000017	2.15	2.00	7000	100.00%	0.70
		1000017	2.15	2.00	1/3263		

Y 向最大层间位移角： 1/2837 （3 层 1 塔）

=== 工况 22 === 最不利地震方向 183.459 下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(X) Max-Dx	Ave-(X) Ave-Dx	h Max-Dx/h	DxR/Dx	Ratio_AX
3	1	3000112	6.52	5.64	6200	10.24%	1.00
		3000112	2.41	2.04	1/2569		
2	1	2000117	4.39	3.80	6200	5.01%	0.69
		2000117	2.14	1.85	1/2892		
1	1	1000116	2.29	1.98	7000	100.00%	0.75
		1000116	2.29	1.98	1/3058		

X 向最大层间位移角： 1/2569 （3 层 1 塔）

=== 工况 2 === +X 方向风荷载作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(X) Max-Dx	Ave-(X) Ave-Dx	Ratio-(X) Ratio-Dx	h Max-Dx/h	DxR/Dx	Ratio_AX
3	1	3000112	2.53	2.31	1.10	6200	7.63%	1.00
		3000113	0.73	0.67	1.00	1/8440		
2	1	2000117	1.80	1.64	1.10	6200	12.27%	0.83
		2000117	0.80	0.72	1.00	1/7735		
1	1	1000116	1.00	0.91	1.09	7000	100.00%	0.97
		1000116	1.00	0.91	1.00	1/7025		

X 向最大层间位移角： 1/7025 （1 层 1 塔）

X 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.10 （2 层 1 塔）

X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.00 （3 层 1 塔）

=== 工况 3 === -X 方向风荷载作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(X) Max-Dx	Ave-(X) Ave-Dx	Ratio-(X) Ratio-Dx	h Max-Dx/h	DxR/Dx	Ratio_AX
3	1	3000112	2.53	2.31	1.10	6200	7.63%	1.00
		3000113	0.73	0.67	1.00	1/8440		
2	1	2000117	1.80	1.64	1.10	6200	12.27%	0.83
		2000117	0.80	0.72	1.00	1/7735		
1	1	1000116	1.00	0.91	1.09	7000	100.00%	0.97
		1000116	1.00	0.91	1.00	1/7025		

X 向最大层间位移角： 1/7025 （1 层 1 塔）

X 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.10 （2 层 1 塔）

X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.00 （3 层 1 塔）

=== 工况 4 === +Y 方向风荷载作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	Ratio-(Y) Ratio-Dy	h Max-Dy/h	DyR/Dy	Ratio_AY
3	1	3000022	1.14	1.11	1.03	6200		

2	1	3000101	0.32	0.32	1.00	1/9999	15.85%	1.00
		2000017	0.83	0.79	1.04	6200		
		2000026	0.37	0.37	1.00	1/9999	3.92%	0.89
1	1	1000017	0.45	0.43	1.06	7000		
		1000017	0.45	0.43	1.00	1/9999	100.00%	0.93

Y 向最大层间位移角： 1/9999 (1 层 1 塔)
Y 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.06 (1 层 1 塔)
Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.00 (3 层 1 塔)

=== 工况 5 === -Y 方向风荷载作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	Ratio-(Y) Ratio-Dy	h Max-Dy/h	DyR/Dy	Ratio_AY
3	1	3000022	1.14	1.11	1.03	6200		
		3000101	0.32	0.32	1.00	1/9999	15.85%	1.00
2	1	2000017	0.83	0.79	1.04	6200		
		2000026	0.37	0.37	1.00	1/9999	3.92%	0.89
1	1	1000017	0.45	0.43	1.06	7000		
		1000017	0.45	0.43	1.00	1/9999	100.00%	0.93

Y 向最大层间位移角： 1/9999 (1 层 1 塔)
Y 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.06 (1 层 1 塔)
Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.00 (3 层 1 塔)

=== 工况 16 === 竖向恒载作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Z)
3	1	3000099	-6.18
2	1	2000104	-6.18
1	1	1000103	-5.76

=== 工况 1 === 竖向活载作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Z)
3	1	3000066	-4.02
2	1	2000071	-2.93
1	1	1000041	-2.44

=== 工况 6 === X 方向规定水平力作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(X) Max-Dx	Ave-(X) Ave-Dx	Ratio-(X) Ratio-Dx	h
3	1	3000112	6.01	5.69	1.05	6200
		3000113	2.12	2.00	1.06	
2	1	2000117	3.89	3.69	1.05	6200

1	1	2000117	1.90	1.79	1.06	
		1000116	1.98	1.90	1.04	7000
		1000116	1.98	1.90	1.04	

X 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.05 (3 层 1 塔)
X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.06 (2 层 1 塔)

=== 工况 7 === X+ 偶然偏心规定水平力作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(X) Max-Dx	Ave-(X) Ave-Dx	Ratio-(X) Ratio-Dx	h
3	1	3000017	6.48	5.65	1.15	6200
		3000007	2.24	1.99	1.13	
2	1	2000017	4.24	3.66	1.16	6200
		2000017	2.04	1.78	1.15	
1	1	1000017	2.20	1.89	1.17	7000
		1000017	2.20	1.89	1.17	

X 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.17 (1 层 1 塔)
X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.17 (1 层 1 塔)

=== 工况 8 === X- 偶然偏心规定水平力作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(X) Max-Dx	Ave-(X) Ave-Dx	Ratio-(X) Ratio-Dx	h
3	1	3000112	7.19	5.74	1.25	6200
		3000113	2.51	2.02	1.24	
2	1	2000117	4.69	3.72	1.26	6200
		2000117	2.29	1.81	1.27	
1	1	1000116	2.40	1.91	1.25	7000
		1000116	2.40	1.91	1.25	

X 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.26 (2 层 1 塔)
X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.27 (2 层 1 塔)

=== 工况 9 === Y 方向规定水平力作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	Ratio-(Y) Ratio-Dy	h
3	1	3000112	6.40	6.32	1.01	6200
		3000003	2.22	2.21	1.01	
2	1	2000117	4.21	4.11	1.02	6200
		2000017	2.12	2.10	1.01	
1	1	1000116	2.09	2.01	1.04	7000
		1000116	2.09	2.01	1.04	

Y 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.04 (1 层 1 塔)

Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.04 (1 层 1 塔)

=== 工况 10 === Y+ 偶然偏心规定水平力作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	Ratio-(Y) Ratio-Dy	h
3	1	3000003	6.41	6.31	1.02	6200
		3000113	2.28	2.21	1.03	
2	1	2000003	4.13	4.10	1.01	6200
		2000003	2.14	2.10	1.02	
1	1	1000116	2.02	2.00	1.01	7000
		1000116	2.02	2.00	1.01	

Y 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.02 (3 层 1 塔)

Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.03 (3 层 1 塔)

=== 工况 11 === Y- 偶然偏心规定水平力作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	Ratio-(Y) Ratio-Dy	h
3	1	3000112	6.60	6.33	1.04	6200
		3000024	2.26	2.21	1.02	
2	1	2000017	4.35	4.12	1.05	6200
		2000017	2.18	2.10	1.04	
1	1	1000017	2.16	2.02	1.07	7000
		1000017	2.16	2.02	1.07	

Y 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.07 (1 层 1 塔)

Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.07 (1 层 1 塔)

连梁刚度不折减模型下位移统计

=== 工况 17 === X 方向地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(X) Max-Dx	Ave-(X) Ave-Dx	h Max-Dx/h	DxR/Dx	Ratio_AX
3	1	3000112	6.26	5.43	6200	13.39%	1.00
		3000114	2.35	1.98	1/2642		
2	1	2000117	4.20	3.63	6200	0.95%	0.67
		2000117	2.01	1.73	1/3089		
1	1	1000116	2.24	1.93	7000	100.00%	0.77
		1000116	2.24	1.93	1/3131		

X 向最大层间位移角： 1/2642 (3 层 1 塔)

=== 工况 18 === X 双向地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(X) Max-Dx	Ave-(X) Ave-Dx	h Max-Dx/h	DxR/Dx	Ratio_AX
3	1	3000112	6.33	5.50	6200	13.17%	1.00
		3000113	2.36	2.00	1/2627		
2	1	2000117	4.27	3.70	6200	0.65%	0.67
		2000117	2.03	1.75	1/3053		
1	1	1000116	2.28	1.97	7000	100.00%	0.77
		1000116	2.28	1.97	1/3073		

X 向最大层间位移角： 1/2627 (3 层 1 塔)

=== 工况 19 === Y 方向地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	h Max-Dy/h	DyR/Dy	Ratio_AY
3	1	3000022	5.98	5.70	6200	8.20%	1.00
		3000024	2.13	2.09	1/2905		
2	1	2000026	4.06	3.83	6200	10.30%	0.71
		2000026	2.00	1.92	1/3099		
1	1	1000017	2.09	1.94	7000	100.00%	0.72
		1000017	2.09	1.94	1/3344		

Y 向最大层间位移角： 1/2905 (3 层 1 塔)

=== 工况 20 === Y 双向地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	h Max-Dy/h	DyR/Dy	Ratio_AY
3	1	3000022	6.00	5.74	6200	8.17%	1.00
		3000078	2.14	2.10	1/2894		
2	1	2000026	4.08	3.86	6200	10.29%	0.71
		2000026	2.01	1.93	1/3087		
1	1	1000017	2.10	1.96	7000	100.00%	0.72
		1000017	2.10	1.96	1/3327		

Y 向最大层间位移角： 1/2894 (3 层 1 塔)

=== 工况 21 === 最不利地震方向 93.4588 下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	h Max-Dy/h	DyR/Dy	Ratio_AY
3	1	3000022	5.97	5.68	6200	8.33%	1.00
		3000022	2.12	2.08	1/2924		
2	1	2000017	4.07	3.82	6200	10.36%	0.71
		2000017	2.00	1.91	1/3105		
1	1	1000017	2.10	1.93	7000		

1000017 2.10 1.93 1/3331 100.00% 0.71

Y 向最大层间位移角： 1/2924 (3 层 1 塔)

=== 工况 22 === 最不利地震方向 183.459 下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(X) Max-Dx	Ave-(X) Ave-Dx	h Max-Dx/h	DxR/Dx	Ratio_AX
3	1	3000112	6.29	5.43	6200		
		3000109	2.34	1.97	1/2654	13.37%	1.00
2	1	2000117	4.23	3.65	6200		
		2000117	2.02	1.73	1/3073	0.85%	0.67
1	1	1000116	2.26	1.93	7000		
		1000116	2.26	1.93	1/3103	100.00%	0.77

X 向最大层间位移角： 1/2654 (3 层 1 塔)

指标汇总

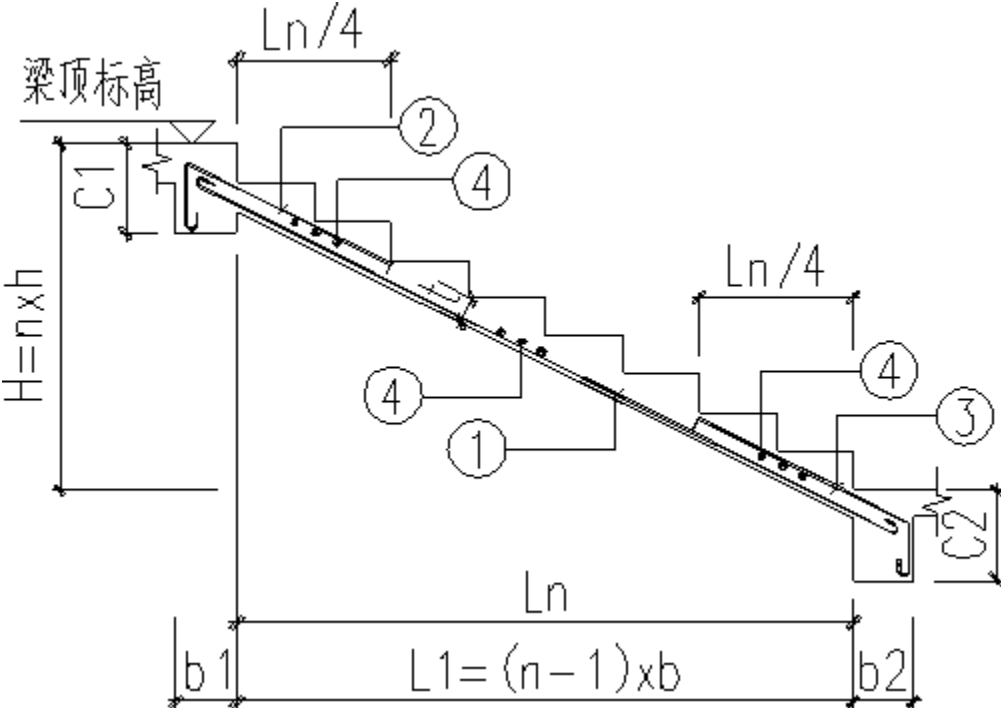
表1 指标汇总

指标项		汇总信息
总质量(t)		12091.03
质量比		1.00 < [1.5](3层1塔)
最小刚度比	X向	1.00 > [1.0](3层1塔)
	Y向	1.00 > [1.0](3层1塔)
楼层受剪承载力	X向	1.00 > [0.80](3层1塔)
	Y向	1.00 > [0.80](3层1塔)
结构自振周期(s)	X	0.9465
	Y	1.0139
	T	0.8671
有效质量系数	X向	95.96% > [90%]
	Y向	96.16% > [90%]
最小剪重比	X向	1.63% > [0.80%](1层1塔)
	Y向	1.56% > [0.80%](1层1塔)
最大位移角(地震)	X向	1/2563 < [1/550](3层1塔)
	Y向	1/2816 < [1/550](3层1塔)
最大位移角(风)	X向	1/7025 < [1/550](1层1塔)
	Y向	1/9999 < [1/550](1层1塔)
最大位移比	X向	1.26 < [1.50](2层1塔)
	Y向	1.07 < [1.50](1层1塔)
最大层间位移比	X向	1.27 < [1.50](2层1塔)
	Y向	1.07 < [1.50](1层1塔)
刚重比	X向	36.42 > [10.00](1层1塔)
	Y向	33.36 > [10.00](1层1塔)

T1B1 板式楼梯计算书

一、构件编号: T1B1

二、示意图:



三、基本资料:

1. 依据规范:

《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)

《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)

2. 几何参数:

楼梯净跨: $L_1 = 2700 \text{ mm}$

梯板厚: $t = 120 \text{ mm}$

上平台楼梯梁宽度: $b_1 = 200 \text{ mm}$

下平台楼梯梁宽度: $b_2 = 200 \text{ mm}$

3. 荷载标准值:

可变荷载: $q = 3.50 \text{ kN/m}^2$

栏杆荷载: $q_f = 1.00 \text{ kN/m}$

永久荷载分项系数: $\gamma_G = 1.30$

准永久值系数: $\psi_q = 0.50$

4. 材料信息:

混凝土强度等级: C30

$f_t = 1.43 \text{ N/mm}^2$

$f_{tk} = 2.01 \text{ N/mm}^2$

钢筋强度等级: HRB400

$E_s = 2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

保护层厚度: $c = 20.0 \text{ mm}$

受拉区纵向钢筋类别: 带肋钢筋

梯段板纵筋合力点至近边距离: $a_s = 25.00 \text{ mm}$

支座负筋系数: $\alpha = 0.25$

楼梯高度: $H = 1650 \text{ mm}$

踏步数: $n = 10$ (阶)

面层荷载: $q_m = 1.70 \text{ kN/m}^2$

可变荷载分项系数: $\gamma_Q = 1.50$

$f_c = 14.30 \text{ N/mm}^2$

$R_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$

$E_c = 3.00 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

$f_y = 360 \text{ N/mm}^2$

$R_s = 20 \text{ kN/m}^3$

考虑踏步系数 $\beta = 0.5$

四、计算过程:

1. 楼梯几何参数:

踏步高度: $h = 0.1650 \text{ m}$

踏步宽度: $b = 0.3000 \text{ m}$

计算跨度: $L_0 = L_1 + (b_1 + b_2)/2 = 2.70 + (0.20 + 0.20)/2 = 2.90 \text{ m}$

梯段板与水平方向夹角余弦值: $\cos \alpha = 0.876$

2. 荷载计算(取 $B = 1 \text{ m}$ 宽板带):

(1) 梯段板:

面层: $g_{km} = (B + B \cdot h/b) \cdot q_m = (1 + 1 \cdot 0.17/0.30) \cdot 1.70 = 2.63 \text{ kN/m}$

自重: $g_{kt} = R_c \cdot B \cdot (t/\cos \alpha + h/2) = 25 \cdot 1 \cdot (0.12/0.876 + 0.17/2) = 5.49 \text{ kN/m}$

抹灰: $g_{ks} = R_s \cdot B \cdot c/\cos \alpha = 20 \cdot 1 \cdot 0.02/0.876 = 0.46 \text{ kN/m}$

恒荷标准值: $P_k = g_{km} + g_{kt} + g_{ks} + q_f = 2.63 + 5.49 + 0.46 + 1.00 = 9.58 \text{ kN/m}$

恒荷控制:

$P_n(G) = 1.35 \cdot P_k + \gamma_Q \cdot 0.7 \cdot B \cdot q = 1.35 \cdot 9.58 + 1.50 \cdot 0.7 \cdot 1 \cdot 3.50 = 16.61 \text{ kN/m}$

活荷控制: $P_n(L) = \gamma_G \cdot P_k + \gamma_Q \cdot B \cdot q = 1.30 \cdot 9.58 + 1.50 \cdot 1 \cdot 3.50 = 17.70 \text{ kN/m}$

荷载设计值: $P_n = \max\{P_n(G), P_n(L)\} = 17.70 \text{ kN/m}$

3. 正截面受弯承载力计算:

左端支座反力: $R_l = 25.67 \text{ kN}$

右端支座反力: $R_r = 25.67 \text{ kN}$

最大弯矩截面距左支座的距离: $L_{max} = 1.45 \text{ m}$

最大弯矩截面距左边弯折处的距离: $x = 1.45 \text{ m}$

$$\begin{aligned} M_{max} &= R_l \cdot L_{max} - P_n \cdot x^2/2 \\ &= 25.67 \cdot 1.45 - 17.70 \cdot 1.45^2/2 \\ &= 18.61 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

相对受压区高度: $\zeta = 0.156420$

配筋率: $\rho = 0.006213$

纵筋(1号)计算面积: $A_s = 590.27 \text{ mm}^2$

支座负筋(2、3号)计算面积: $A_s' = \alpha \cdot A_s = 0.25 \cdot 590.27 = 147.57 \text{ mm}^2$

五、计算结果:(为每米宽板带的配筋)

1. 1号钢筋计算结果(跨中)

计算面积 A_s : 590.27 mm^2

采用方案: $\Phi 10@100$

实配面积: 785 mm^2

2. 2/3号钢筋计算结果(支座)

计算面积 A_s' : 147.57 mm^2

采用方案: $\Phi 10@200$

实配面积: 393 mm^2

3. 4号钢筋计算结果

采用方案: $\Phi 6@250$

实配面积: 113 mm^2

六、跨中挠度计算:

M_q ----- 按荷载效应的准永久组合计算的弯矩值

1. 计算永久组合弯距值 M_q :

$$\begin{aligned} M_q &= M_{gk} + M_{qk} \\ &= (q_{gk} + \psi_q \cdot q_{qk}) \cdot L_0^2/8 \\ &= (9.58 + 0.50 \cdot 3.500) \cdot 2.90^2/8 \\ &= 11.908 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2. 计算受弯构件的短期刚度 B_{sk}

- 1) 计算按荷载荷载效应的两种组合作用下，构件纵向受拉钢筋应力
- $$\sigma_{sq} = Mq / (0.87 * h_0 * A_s) \quad \text{混规 (7.1.4-3)}$$
$$= 11.908 * 10^6 / (0.87 * 95 * 785)$$
$$= 183.451 \text{ N/mm}$$
- 2) 计算按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率
- 矩形截面: $A_{te} = 0.5 * b * h = 0.5 * 1000 * 120 = 60000 \text{ mm}^2$
- $$\rho_{te} = A_s / A_{te} \quad \text{混规 (7.1.2-5)}$$
$$= 785 / 60000$$
$$= 1.309\%$$
- 3) 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ
- $$\psi_q = 1.1 - 0.65 * f_{tk} / (\rho_{te} * \sigma_{sq}) \quad \text{混规 (7.1.2-2)}$$
$$= 1.1 - 0.65 * 2.01 / (1.309\% * 183.451)$$
$$= 0.556$$
- 4) 计算钢筋弹性模量与混凝土模量的比值 α_E
- $$\alpha_E = E_s / E_c$$
$$= 2.00 * 10^5 / (3.00 * 10^4)$$
$$= 6.667$$
- 5) 计算受压翼缘面积与腹板有效面积的比值 γ_f
- 矩形截面, $\gamma_f = 0$
- 6) 计算纵向受拉钢筋配筋率 ρ
- $$\rho = A_s / (b * h_0)$$
$$= 785 / (1000 * 95)$$
$$= 0.827\%$$
- 7) 计算受弯构件的短期刚度 B_s
- $$B_{sq} = E_s * A_s * h_0^2 / [1.15 * \psi_q + 0.2 + 6 * \alpha_E * \rho / (1 + 3.5 * \gamma_f)] \quad \text{混规 (7.2.3-1)}$$
$$= 2.00 * 10^5 * 785 * 95^2 / [1.15 * 0.556 + 0.2 + 6 * 6.667 * 0.827\% / (1 + 3.5 * 0.0)]$$
$$= 12.116 * 10^2 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

3. 计算受弯构件的长期刚度 B

- 1) 确定考虑荷载长期效应组合对挠度影响增大影响系数 θ
- 当 $\rho' = 0$ 时, $\theta = 2.0$ 混规 (7.2.5)
- 2) 计算受弯构件的长期刚度 B
- $$B_q = B_{sq} / \theta \quad \text{混规 (7.2.2-2)}$$
$$= 12.116 / 2.000 * 10^2$$
$$= 6.058 * 10^2 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

4. 计算受弯构件挠度

$$f_{maxk} = 5 * \beta * (q_{gk} + \psi_q * q_{qk}) * L_0^4 / (384 * B)$$
$$= 5 * 0.50 * (9.58 + 0.5 * 3.500) * 2.90^4 / (384 * 6.058 * 10^2)$$
$$= 8.610 \text{ mm}$$

6. 验算挠度

挠度限值 $f_0 = L_0 / 200 = 2.90 / 200 = 14.500 \text{ mm}$

$f_{max} = 8.610 \text{ mm} \leq f_0 = 14.500 \text{ mm}$, 满足规范要求!

七、裂缝宽度验算:

1. 计算准永久组合弯距值 M_q :

$$M_q = M_{gk} + \psi M_{qk}$$
$$= (q_{gk} + \psi q_{qk}) * L_0^2 / 8$$
$$= (9.58 + 0.50 * 3.500) * 2.90^2 / 8$$
$$= 11.908 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2. 带肋钢筋, 所以取值 $V_i = 1.0$

3. $C = 20$

4. 计算按荷载荷载效应的准永久组合作用下，构件纵向受拉钢筋应力

$$\sigma_{sq} = Mq / (0.87 * h_0 * A_s) \quad \text{混规 (7.1.4-3)}$$
$$= 11.908 * 10^6 / (0.87 * 95.00 * 785)$$
$$= 183.451 \text{ N/mm}$$

5. 计算按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率

矩形截面: $A_{te} = 0.5 * b * h = 0.5 * 1000 * 120 = 60000 \text{ mm}^2$

$$\rho_{te} = A_s / A_{te} \quad \text{混规 (7.1.2-5)}$$
$$= 785 / 60000$$
$$= 1.309\%$$

6. 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ

$$\psi = 1.1 - 0.65 * f_{tk} / (\rho_{te} * \sigma_{sq}) \quad \text{混规 (7.1.2-2)}$$
$$= 1.1 - 0.65 * 2.01 / (1.309\% * 183.451)$$
$$= 0.556$$

7. 计算单位面积钢筋根数 n

$$n = 1000 / s$$
$$= 1000 / 100$$
$$= 10$$

8. 计算受拉区纵向钢筋的等效直径 d_{eq}

$$d_{eq} = (\sum n_i * d_i^2) / (\sum n_i * V_i * d_i)$$
$$= 10 * 10^2 / (10 * 1.0 * 10)$$
$$= 10$$

9. 计算最大裂缝宽度

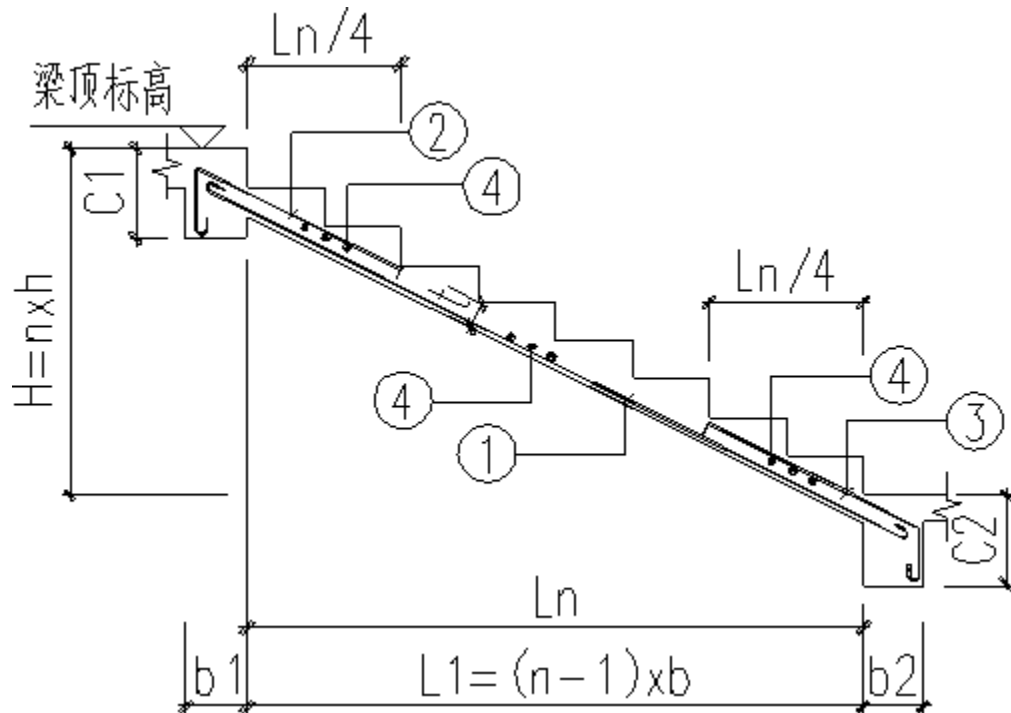
$$\omega_{max} = \alpha_{cr} * \psi * \sigma_{sq} / E_s * (1.9 * C + 0.08 * d_{eq} / \rho_{te}) \quad \text{混规 (7.1.2-1)}$$
$$= 1.9 * 0.556 * 183.451 / 2.0 * 10^5 * (1.9 * 20 + 0.08 * 10 / 1.309\%)$$
$$= 0.0960 \text{ mm}$$

$\leq 0.30 \text{ mm}$, 满足规范要求

T3B1 板式楼梯计算书

一、构件编号: T3B1

二、示意图:



三、基本资料:

1. 依据规范:

《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)
《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)

2. 几何参数:

楼梯净跨: $L_1 = 3080 \text{ mm}$
梯板厚: $t = 130 \text{ mm}$
上平台楼梯梁宽度: $b_1 = 200 \text{ mm}$
下平台楼梯梁宽度: $b_2 = 200 \text{ mm}$

3. 荷载标准值:

可变荷载: $q = 3.50 \text{ kN/m}^2$
栏杆荷载: $q_f = 1.00 \text{ kN/m}$
永久荷载分项系数: $\gamma_G = 1.30$
准永久值系数: $\psi_q = 0.50$

4. 材料信息:

混凝土强度等级: C30
 $f_t = 1.43 \text{ N/mm}^2$
 $f_{tk} = 2.01 \text{ N/mm}^2$
钢筋强度等级: HRB400
 $E_s = 2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
保护层厚度: $c = 20.0 \text{ mm}$
受拉区纵向钢筋类别: 带肋钢筋
梯段板纵筋合力点至近边距离: $a_s = 25.00 \text{ mm}$
支座负筋系数: $\alpha = 0.25$
考虑踏步系数 $\beta = 0.5$

楼梯高度: $H = 3000 \text{ mm}$
踏步数: $n = 15$ (阶)

面层荷载: $q_m = 1.70 \text{ kN/m}^2$

可变荷载分项系数: $\gamma_Q = 1.50$

$f_c = 14.30 \text{ N/mm}^2$
 $R_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$
 $E_c = 3.00 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
 $f_y = 360 \text{ N/mm}^2$
 $R_s = 20 \text{ kN/m}^3$

四、计算过程:

1. 楼梯几何参数:

踏步高度: $h = 0.2000 \text{ m}$
踏步宽度: $b = 0.2200 \text{ m}$

计算跨度: $L_0 = L_1 + (b_1 + b_2)/2 = 3.08 + (0.20 + 0.20)/2 = 3.28 \text{ m}$

梯段板与水平方向夹角余弦值: $\cos \alpha = 0.740$

2. 荷载计算(取 $B = 1 \text{ m}$ 宽板带):

(1) 梯段板:

面层: $g_{km} = (B + B \cdot h/b) \cdot q_m = (1 + 1 \cdot 0.20/0.22) \cdot 1.70 = 3.25 \text{ kN/m}$
自重: $g_{kt} = R_c \cdot B \cdot (t/\cos \alpha + h/2) = 25 \cdot 1 \cdot (0.13/0.740 + 0.20/2) = 6.89 \text{ kN/m}$
抹灰: $g_{ks} = R_s \cdot B \cdot c/\cos \alpha = 20 \cdot 1 \cdot 0.02/0.740 = 0.54 \text{ kN/m}$
恒荷标准值: $P_k = g_{km} + g_{kt} + g_{ks} + q_f = 3.25 + 6.89 + 0.54 + 1.00 = 11.68 \text{ kN/m}$
恒荷控制:
 $P_n(G) = 1.35 \cdot P_k + \gamma_Q \cdot 0.7 \cdot B \cdot q = 1.35 \cdot 11.68 + 1.50 \cdot 0.7 \cdot 1 \cdot 3.50 = 19.44 \text{ kN/m}$
活荷控制: $P_n(L) = \gamma_G \cdot P_k + \gamma_Q \cdot B \cdot q = 1.30 \cdot 11.68 + 1.50 \cdot 1 \cdot 3.50 = 20.43 \text{ kN/m}$
荷载设计值: $P_n = \max\{P_n(G), P_n(L)\} = 20.43 \text{ kN/m}$

3. 正截面受弯承载力计算:

左端支座反力: $R_l = 33.51 \text{ kN}$
右端支座反力: $R_r = 33.51 \text{ kN}$
最大弯矩截面距左支座的距离: $L_{\max} = 1.64 \text{ m}$
最大弯矩截面距左边弯折处的距离: $x = 1.64 \text{ m}$
 $M_{\max} = R_l \cdot L_{\max} - P_n \cdot x^2/2$
 $= 33.51 \cdot 1.64 - 20.43 \cdot 1.64^2/2$
 $= 27.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$

相对受压区高度: $\zeta = 0.192882$ 配筋率: $\rho = 0.007662$

纵筋(1号)计算面积: $A_s = 804.48 \text{ mm}^2$

支座负筋(2、3号)计算面积: $A_s' = \alpha \cdot A_s = 0.25 \cdot 804.48 = 201.12 \text{ mm}^2$

五、计算结果:(为每米宽板带的配筋)

1. 1号钢筋计算结果(跨中)

计算面积 A_s : 804.48 mm^2
采用方案: $\Phi 12@100$
实配面积: 1131 mm^2

2. 2/3号钢筋计算结果(支座)

计算面积 A_s' : 201.12 mm^2
采用方案: $\Phi 10@200$
实配面积: 393 mm^2

3. 4号钢筋计算结果

采用方案: $\Phi 6@200$
实配面积: 141 mm^2

六、跨中挠度计算:

M_q ----- 按荷载效应的准永久组合计算的弯矩值

1. 计算永久组合弯矩值 M_q :

$M_q = M_{gk} + M_{qk}$
 $= (q_{gk} + \psi_q \cdot q_{qk}) \cdot L_0^2/8$
 $= (11.68 + 0.50 \cdot 3.500) \cdot 3.28^2/8$
 $= 18.058 \text{ kN} \cdot \text{m}$

2. 计算受弯构件的短期刚度 B_{sk}

1) 计算按荷载荷载效应的两种组合作用下, 构件纵向受拉钢筋应力
 $\sigma_{sq} = M_q / (0.87 \cdot h_0 \cdot A_s)$ 混规(7.1.4-3)
 $= 18.058 \cdot 10^6 / (0.87 \cdot 105 \cdot 1131)$
 $= 174.790 \text{ N/mm}$

2) 计算按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率

矩形截面积: $A_{te} = 0.5 \times b \times h = 0.5 \times 1000 \times 130 = 65000 \text{ mm}^2$
 $\rho_{te} = A_s / A_{te}$ 混规(7.1.2-5)
 $= 1131 / 65000$
 $= 1.740\%$

3) 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ
 $\psi_q = 1.1 - 0.65 \times f_{tk} / (\rho_{te} \times \sigma_{sq})$ 混规(7.1.2-2)
 $= 1.1 - 0.65 \times 2.01 / (1.740\% \times 174.790)$
 $= 0.670$

4) 计算钢筋弹性模量与混凝土模量的比值 α_E
 $\alpha_E = E_s / E_c$
 $= 2.00 \times 10^5 / (3.00 \times 10^4)$
 $= 6.667$

5) 计算受压翼缘面积与腹板有效面积的比值 γ_f
矩形截面, $\gamma_f = 0$

6) 计算纵向受拉钢筋配筋率 ρ
 $\rho = A_s / (b \times h_0)$
 $= 1131 / (1000 \times 105)$
 $= 1.077\%$

7) 计算受弯构件的短期刚度 B_s
 $B_{sq} = E_s \times A_s \times h_0^2 / [1.15 \times \psi_q + 0.2 + 6 \times \alpha_E \times \rho / (1 + 3.5 \times \gamma_f)]$ 混规(7.2.3-1)
 $= 2.00 \times 10^5 \times 1131 \times 105^2 / [1.15 \times 0.670 + 0.2 + 6 \times 6.667 \times 1.077\% / (1 + 3.5 \times 0.0)]$
 $= 17.790 \times 10^2 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$

3. 计算受弯构件的长期刚度 B
1) 确定考虑荷载长期效应组合对挠度影响增大影响系数 θ
当 $\rho' = 0$ 时, $\theta = 2.0$ 混规(7.2.5)
2) 计算受弯构件的长期刚度 B
 $B_q = B_{sq} / \theta$ 混规(7.2.2-2)
 $= 17.790 / 2.000 \times 10^2$
 $= 8.895 \times 10^2 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$

4. 计算受弯构件挠度
 $f_{max} = 5 \times \beta \times (q_{gk} + \psi_q \times q_{qk}) \times L_0^4 / (384 \times B)$
 $= 5 \times 0.50 \times (11.68 + 0.5 \times 3.500) \times 3.28^4 / (384 \times 8.895 \times 10^2)$
 $= 11.376 \text{ mm}$

6. 验算挠度
挠度限值 $f_0 = L_0 / 200 = 3.28 / 200 = 16.400 \text{ mm}$
 $f_{max} = 11.376 \text{ mm} \leq f_0 = 16.400 \text{ mm}$, 满足规范要求!

七、裂缝宽度验算:

1. 计算准永久组合弯距值 M_q :
 $M_q = M_{gk} + \psi M_{qk}$
 $= (q_{gk} + \psi q_{qk}) \times L_0^2 / 8$
 $= (11.68 + 0.50 \times 3.500) \times 3.28^2 / 8$
 $= 18.058 \text{ kN} \cdot \text{m}$
2. 带肋钢筋, 所以取值 $V_i = 1.0$
3. $C = 20$
4. 计算按荷载荷载效应的准永久组合作用下, 构件纵向受拉钢筋应力
 $\sigma_{sq} = M_q / (0.87 \times h_0 \times A_s)$ 混规(7.1.4-3)
 $= 18.058 \times 10^6 / (0.87 \times 105.00 \times 1131)$
 $= 174.790 \text{ N/mm}$

5. 计算按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率
矩形截面积: $A_{te} = 0.5 \times b \times h = 0.5 \times 1000 \times 130 = 65000 \text{ mm}^2$
 $\rho_{te} = A_s / A_{te}$ 混规(7.1.2-5)
 $= 1131 / 65000$
 $= 1.740\%$

6. 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ
 $\psi = 1.1 - 0.65 \times f_{tk} / (\rho_{te} \times \sigma_{sq})$ 混规(7.1.2-2)
 $= 1.1 - 0.65 \times 2.01 / (1.740\% \times 174.790)$
 $= 0.670$

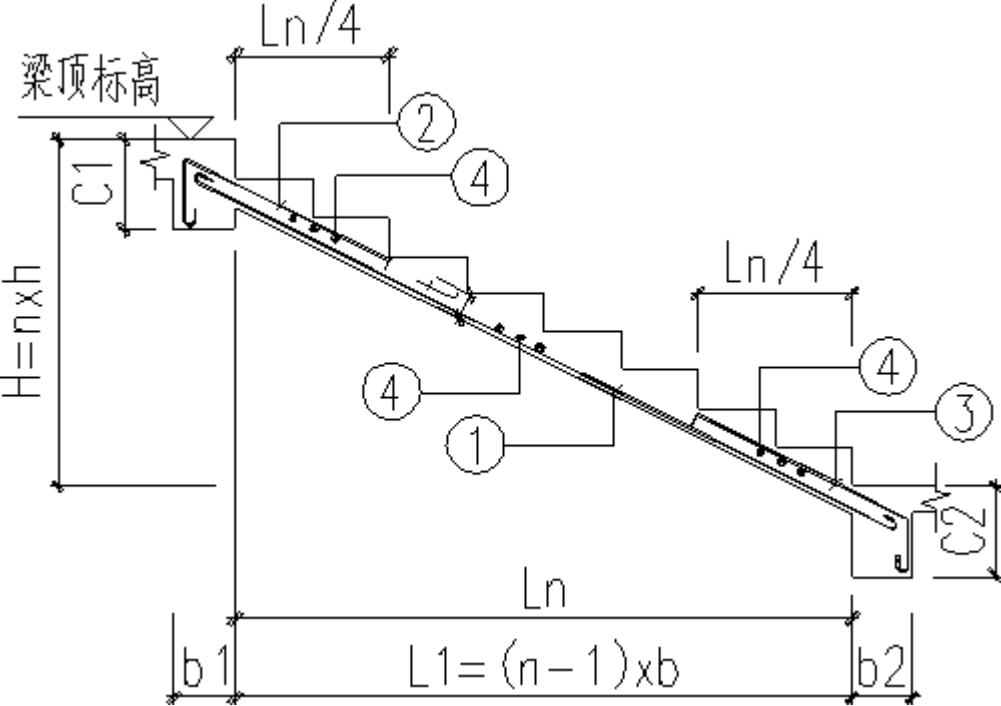
7. 计算单位面积钢筋根数 n
 $n = 1000 / s$
 $= 1000 / 100$
 $= 10$

8. 计算受拉区纵向钢筋的等效直径 d_{eq}
 $d_{eq} = (\sum n_i \times d_i^2) / (\sum n_i \times V_i \times d_i)$
 $= 10 \times 12^2 / (10 \times 1.0 \times 12)$
 $= 12$

9. 计算最大裂缝宽度
 $\omega_{max} = \alpha_{cr} \times \psi \times \sigma_{sq} / E_s \times (1.9 \times C + 0.08 \times d_{eq} / \rho_{te})$ 混规(7.1.2-1)
 $= 1.9 \times 0.670 \times 174.790 / 2.0 \times 10^5 \times (1.9 \times 20 + 0.08 \times 12 / 1.740\%)$
 $= 0.1037 \text{ mm}$
 $\leq 0.30 \text{ mm}$, 满足规范要求

T3B2 板式楼梯计算书

- 一、构件编号: T3B2
二、示意图:



- 三、基本资料:

1. 依据规范：
《建筑结构荷载规范》（GB 50009—2012）
《混凝土结构设计规范》（GB 50010—2010）
2. 几何参数：
楼梯净跨：L₁ = 1980 mm
梯板厚：t = 120 mm
上平台楼梯梁宽度：b₁ = 200 mm
下平台楼梯梁宽度：b₂ = 200 mm
3. 荷载标准值：
可变荷载：q = 3.50kN/m²
栏杆荷载：q_f = 1.00kN/m
永久荷载分项系数：γ_G = 1.30
准永久值系数：ψ_q = 0.50
4. 材料信息：
混凝土强度等级：C30
f_t = 1.43 N/mm²
f_{tk} = 2.01 N/mm²
钢筋强度等级：HRB400
E_s = 2.00*10⁵ N/mm²
保护层厚度：c = 20.0 mm
受拉区纵向钢筋类别：带肋钢筋
梯段板纵筋合力点至近边距离：a_s = 25.00 mm
支座负筋系数：α = 0.25
考虑踏步系数 β = 0.5
- 楼梯高度：H = 2000 mm
踏步数：n = 10(阶)
- 面层荷载：q_m = 1.70kN/m²
- 可变荷载分项系数：γ_Q = 1.50
- f_c = 14.30 N/mm²
R_c=25.0 kN/m³
E_c = 3.00*10⁴ N/mm²
f_y = 360 N/mm²
R_s=20 kN/m³

四、计算过程：

1. 楼梯几何参数：
踏步高度：h = 0.2000 m
踏步宽度：b = 0.2200 m
计算跨度：L₀ = L₁+ (b₁+b₂)/2 = 1.98+(0.20+0.20)/2 = 2.18 m
梯段板与水平方向夹角余弦值：cos α = 0.740
2. 荷载计算(取 B = 1m 宽板带)：
(1) 梯段板：
面层：g_{km} = (B+B*h/b)*q_m = (1+1*0.20/0.22)*1.70 = 3.25 kN/m
自重：g_{kt} = R_c*B*(t/cos α +h/2) = 25*1*(0.12/0.740+0.20/2) = 6.55 kN/m
抹灰：g_{ks} = R_s*B*c/cos α = 20*1*0.02/0.740 = 0.54 kN/m
恒荷标准值：P_k = g_{km}+g_{kt}+g_{ks}+q_f = 3.25+6.55+0.54+1.00 = 11.34 kN/m
恒荷控制：
P_n(G) = 1.35*P_k+ γ_Q*0.7*B*q = 1.35*11.34+1.50*0.7*1*3.50 = 18.98 kN/m
活荷控制：P_n(L) = γ_G*P_k+ γ_Q*B*q = 1.30*11.34+1.50*1*3.50 = 19.99 kN/m
荷载设计值：P_n = max{ P_n(G) , P_n(L) } = 19.99 kN/m
3. 正截面受弯承载力计算：
左端支座反力：R_l = 21.79 kN
右端支座反力：R_r = 21.79 kN
最大弯矩截面距左支座的距离：L_{max} = 1.09 m
最大弯矩截面距左边弯折处的距离：x = 1.09 m
M_{max} = R_l*L_{max}—P_n*x²/2
= 21.79*1.09—19.99*1.09²/2
= 11.88 kN • m

相对受压区高度：ζ = 0.096701
配筋率：ρ = 0.003841

纵筋(1 号)计算面积：A_s = 364.91 mm²
支座负筋(2、3 号)计算面积：A_s' = α *A_s = 0.25*364.91 = 91.23 mm²

五、计算结果：(为每米宽板带的配筋)

1. 1 号钢筋计算结果(跨中)
计算面积 A_s：364.91 mm²
采用方案：Φ 10@100
实配面积： 785 mm²
2. 2/3 号钢筋计算结果(支座)
计算面积 A_s'： 91.23 mm²
采用方案：Φ 10@200
实配面积： 393 mm²
3. 4 号钢筋计算结果
采用方案：Φ 6@150
实配面积： 188 mm²

六、跨中挠度计算：

- M_q ----- 按荷载效应的准永久组合计算的弯矩值
1. 计算永久组合弯距值 M_q:
M_q = M_{gk}+M_{qk}
= (q_{gk} + ψ_q*q_{qk})*L₀²/8
= (11.34 + 0.50*3.500)*2.18²/8
= 7.776 kN*m
2. 计算受弯构件的短期刚度 B_{sk}
1) 计算按荷载荷载效应的两种组合作用下，构件纵向受拉钢筋应力
σ_{sq} = M_q/(0.87*h₀*A_s) 混规(7.1.4-3)
= 7.776*10⁶/(0.87*95*785)
= 119.796 N/mm
2) 计算按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率
矩形截面积：A_{te} = 0.5*b*h = 0.5*1000*120= 60000 mm²
ρ_{te} = A_s/A_{te} 混规(7.1.2—5)
= 785/60000
= 1.309%
3) 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ
ψ_q = 1.1-0.65*f_{tk}/(ρ_{te}* σ_{sq}) 混规(7.1.2—2)
= 1.1-0.65*2.01/(1.309%*119.796)
= 0.267
4) 计算钢筋弹性模量与混凝土模量的比值 α_E
α_E = E_s/E_c
= 2.00*10⁵/(3.00*10⁴)
= 6.667
5) 计算受压翼缘面积与腹板有效面积的比值 γ_f
矩形截面，γ_f = 0
6) 计算纵向受拉钢筋配筋率 ρ
ρ = A_s/(b*h₀)
= 785/(1000*95)
= 0.827%
7) 计算受弯构件的短期刚度 B_s
B_{sq} = E_s*A_s*h₀²/[1.15* ψ_q+0.2+6* α_E* ρ /(1+ 3.5* γ_f)] 混规(7.2.3-1)

= 2.00*10⁵*785*95²/[1.15*0.267+0.2+6*6.667*0.827%/(1+3.5*0.0)]
= 16.926*10² kN*m²

3. 计算受弯构件的长期刚度 B

1) 确定考虑荷载长期效应组合对挠度影响增大影响系数 θ
当 ρ`=0 时, θ=2.0 混规(7.2.5)

2) 计算受弯构件的长期刚度 B
Bq = Bsq/ θ 混规(7.2.2-2)
= 16.926/2.000*10²
= 8.463*10² kN*m²

4. 计算受弯构件挠度

$f_{max} = 5 * \beta * (q_{gk} + \Psi_q * q_{qk}) * L_0^4 / (384 * B)$
= 5*0.50*(11.34+0.5*3.500)*2.18⁴/(384*8.463*10²)
= 2.274 mm

6. 验算挠度

挠度限值 f₀=L₀/200=2.18/200=10.900 mm
f_{max}=2.274mm≤f₀=10.900mm, 满足规范要求!

七、裂缝宽度验算:

1. 计算准永久组合弯距值 Mq:

Mq = M_{gk} + Ψ M_{qk}
= (q_{gk} + Ψ q_{qk}) * L₀²/8
= (11.34 + 0.50*3.500)*2.18²/8
= 7.776 kN*m

2. 带肋钢筋, 所以取值 V_i=1.0

3. C = 20

4. 计算按荷载荷载效应的准永久组合作用下, 构件纵向受拉钢筋应力

σ_{sq} = Mq/(0.87*h₀*As) 混规(7.1.4-3)
= 7.776*10⁶/(0.87*95.00*785)
= 119.796 N/mm

5. 计算按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率

矩形截面积: A_{te} = 0.5*b*h = 0.5*1000*120= 60000 mm²
ρ_{te} = As/A_{te} 混规(7.1.2-5)
= 785/60000
= 1.309%

6. 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 Ψ

Ψ = 1.1-0.65*f_{tk}/(ρ_{te}*σ_{sq}) 混规(7.1.2-2)
= 1.1-0.65*2.01/(1.309%*119.796)
= 0.267

7. 计算单位面积钢筋根数 n

n = 1000/s
= 1000/100
= 10

8. 计算受拉区纵向钢筋的等效直径 d_{eq}

d_{eq} = (Σ n_i*d_i²)/(Σ n_i*V_i*d_i)
= 10*10²/(10*1.0*10)
= 10

9. 计算最大裂缝宽度

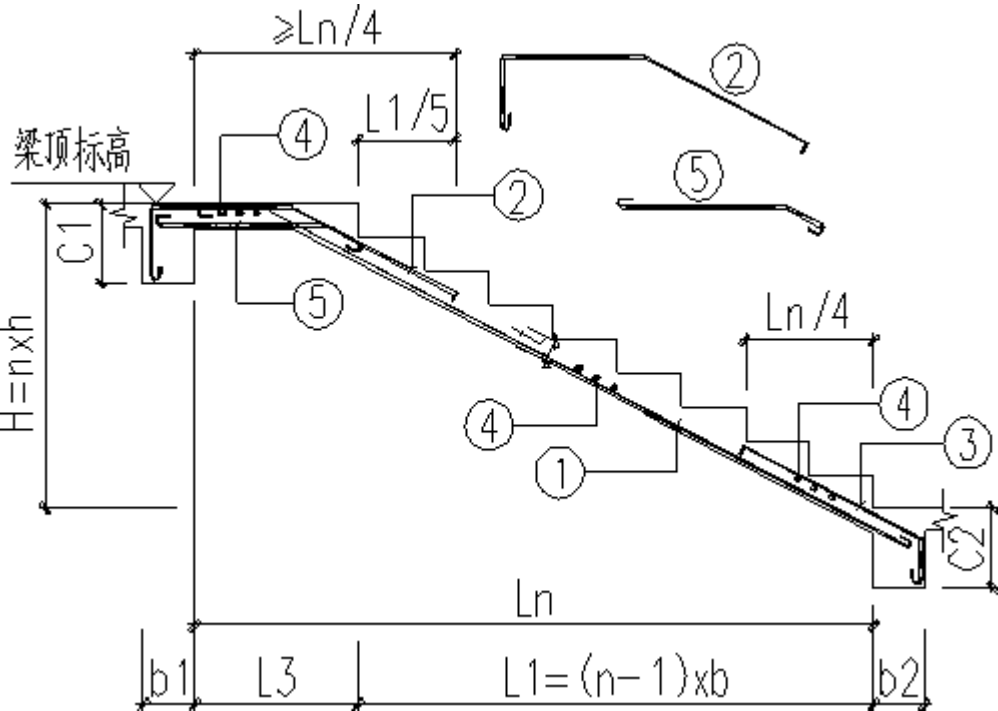
ω_{max} = α_{cr}*Ψ*σ_{sq}/E_s*(1.9*C+0.08*d_{eq}/ρ_{te}) 混规(7.1.2-1)
= 1.9*0.267*119.796/2.0*10⁵*(1.9*20+0.08*10/1.309%)

= 0.0301 mm
≤ 0.30 mm, 满足规范要求

T4B1 板式楼梯计算书

一、构件编号: T4B1

二、示意图:



三、基本资料:

1. 依据规范:

《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)
《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)

2. 几何参数:

楼梯净跨: L₁ = 2640 mm
梯板厚: t = 140 mm
上平台楼梯梁宽度: b₁ = 200 mm
下平台楼梯梁宽度: b₂ = 200 mm
上平台宽: L₃ = 1000 mm

楼梯高度: H = 2400 mm
踏步数: n = 13(阶)

3. 荷载标准值:

可变荷载: q = 3.50kN/m²
栏杆荷载: q_f = 1.00kN/m
永久荷载分项系数: γ_G = 1.30
准永久值系数: Ψ_q = 0.50

面层荷载: q_m = 1.70kN/m²

可变荷载分项系数: γ_Q = 1.50

4. 材料信息:

混凝土强度等级: C30
f_t = 1.43 N/mm²
f_{tk} = 2.01 N/mm²
钢筋强度等级: HRB400
E_s = 2.00*10⁵ N/mm²

f_c = 14.30 N/mm²
R_c=25.0 kN/m³
E_c = 3.00*10⁴ N/mm²
f_y = 360 N/mm²

保护层厚度：c = 20.0 mm
受拉区纵向钢筋类别：带肋钢筋
梯段板纵筋合力点至近边距离：a_s = 25.00 mm
支座负筋系数：α = 0.25
考虑踏步系数 β = 0.5

四、计算过程：

1. 楼梯几何参数：
踏步高度：h = 0.1846 m
踏步宽度：b = 0.2200 m
计算跨度：L₀ = L₁+L₃+(b₁+b₂)/2 = 2.64+1.00+(0.20+0.20)/2 = 3.84 m
梯段板与水平方向夹角余弦值：cos α = 0.766
2. 荷载计算(取 B = 1m 宽板带)：
(1) 梯段板：
面层：g_{km} = (B+B*h/b)*q_m = (1+1*0.18/0.22)*1.70 = 3.13 kN/m
自重：g_{kt} = R_c*B*(t/cos α +h/2) = 25*1*(0.14/0.766+0.18/2) = 6.88 kN/m
抹灰：g_{ks} = R_s*B*c/cos α = 20*1*0.02/0.766 = 0.52 kN/m
恒荷标准值：P_k = g_{km}+g_{kt}+g_{ks}+q_f = 3.13+6.88+0.52+1.00 = 11.53 kN/m
恒荷控制：
P_n(G) = 1.35*P_k+γ₀*0.7*B*q = 1.35*11.53+1.50*0.7*1*3.50 = 19.23 kN/m
活荷控制：P_n(L) = γ_G*P_k+γ₀*B*q = 1.30*11.53+1.50*1*3.50 = 20.23 kN/m
荷载设计值：P_n = max{ P_n(G) , P_n(L) } = 20.23 kN/m
- (2) 平台板：
面层：g_{km}' = B*q_m = 1*1.70 = 1.70 kN/m
自重：g_{kt}' = R_c*B*t = 25*1*0.14 = 3.50 kN/m
抹灰：g_{ks}' = R_s*B*c = 20*1*0.02 = 0.40 kN/m
恒荷标准值：P_k' = g_{km}' +g_{kt}' +g_{ks}' +q_f = 1.70+3.50+0.40+1.00 = 6.60 kN/m
恒荷控制：
P_i(G) = 1.35*P_k' +γ₀*0.7*B*q = 1.35*6.60+1.50*0.7*1*3.50 = 12.59 kN/m
活荷控制：P_i(L) = γ_G*P_k+γ₀*B*q = 1.30*6.60+1.50*1*3.50 = 13.83 kN/m
荷载设计值：P_i = max{ P_i(G) , P_i(L) } = 13.83 kN/m
3. 正截面受弯承载力计算：
左端支座反力：R_l = 32.81 kN
右端支座反力：R_r = 37.84 kN
最大弯矩截面距左支座的距离：L_{max} = 1.97 m
最大弯矩截面距左边弯折处的距离：x = 0.87 m
M_{max} = R_i*L_{max}—[P_i*L₃*(x+L₃/2)+P_n*x²/2]
= 32.81*1.97—[13.83*1.10*(0.87+1.10/2)+20.23*0.87²/2]
= 35.38 kN•m
相对受压区高度：ζ = 0.208912 配筋率：ρ = 0.008298
纵筋(1号)计算面积：A_s = 954.32 mm²
支座负筋(2、3号)计算面积：A_s' = α *A_s = 0.25*954.32 = 238.58 mm²

五、计算结果：(为每米宽板带的配筋)

- 1.1 号钢筋计算结果(跨中)
计算面积 A_s：954.32 mm²
采用方案：Φ 12@100
实配面积：1131 mm²
- 2.2/3 号钢筋计算结果(支座)
计算面积 A_s'：238.58 mm²

R_s=20 kN/m³

采用方案：Φ 10@200
实配面积：393 mm²

3.4 号钢筋计算结果

采用方案：Φ 6@200
实配面积：141 mm²

4.5 号钢筋计算结果

采用方案：Φ 12@100
实配面积：1131 mm²

六、跨中挠度计算：

M_q ----- 按荷载效应的准永久组合计算的弯矩值

1. 计算永久组合弯距值 M_q:

$$\begin{aligned} M_q &= M_{gk}+M_{qk} \\ &= (q_{gk} + \psi_q * q_{qk}) * L_0^2 / 8 \\ &= (11.53 + 0.50 * 3.500) * 3.84^2 / 8 \\ &= 24.469 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2. 计算受弯构件的短期刚度 B_{sk}

1) 计算按荷载荷载效应的两种组合作用下，构件纵向受拉钢筋应力

$$\begin{aligned} \sigma_{sq} &= M_q / (0.87 * h_0 * A_s) \quad \text{混规(7.1.4-3)} \\ &= 24.469 * 10^6 / (0.87 * 115 * 1131) \\ &= 216.249 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

2) 计算按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率

$$\begin{aligned} \text{矩形截面积: } A_{te} &= 0.5 * b * h = 0.5 * 1000 * 140 = 70000 \text{ mm}^2 \\ \rho_{te} &= A_s / A_{te} \quad \text{混规(7.1.2—5)} \\ &= 1131 / 70000 \\ &= 1.616\% \end{aligned}$$

3) 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ

$$\begin{aligned} \psi_q &= 1.1 - 0.65 * f_{tk} / (\rho_{te} * \sigma_{sq}) \quad \text{混规(7.1.2—2)} \\ &= 1.1 - 0.65 * 2.01 / (1.616\% * 216.249) \\ &= 0.726 \end{aligned}$$

4) 计算钢筋弹性模量与混凝土模量的比值 α_E

$$\begin{aligned} \alpha_E &= E_s / E_c \\ &= 2.00 * 10^5 / (3.00 * 10^4) \\ &= 6.667 \end{aligned}$$

5) 计算受压翼缘面积与腹板有效面积的比值 γ_f

$$\text{矩形截面, } \gamma_f = 0$$

6) 计算纵向受拉钢筋配筋率 ρ

$$\begin{aligned} \rho &= A_s / (b * h_0) \\ &= 1131 / (1000 * 115) \\ &= 0.983\% \end{aligned}$$

7) 计算受弯构件的短期刚度 B_s

$$\begin{aligned} B_{sq} &= E_s * A_s * h_0^2 / [1.15 * \psi_q + 0.2 + 6 * \alpha_E * \rho / (1 + 3.5 * \gamma_f)] \quad \text{混规(7.2.3-1)} \\ &= 2.00 * 10^5 * 1131 * 115^2 / [1.15 * 0.726 + 0.2 + 6 * 6.667 * 0.983\% / (1 + 3.5 * 0.0)] \\ &= 20.943 * 10^2 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 \end{aligned}$$

3. 计算受弯构件的长期刚度 B

1) 确定考虑荷载长期效应组合对挠度影响增大影响系数 θ

$$\text{当 } \rho \text{ `} = 0 \text{ 时, } \theta = 2.0 \quad \text{混规(7.2.5)}$$

2) 计算受弯构件的长期刚度 B

$$B_q = B_{sq} / \theta \quad \text{混规(7.2.2-2)}$$

$$= 20.943/2.000*10^2$$

$$= 10.472*10^2 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$$

4. 计算受弯构件挠度

$$f_{\max} = 5*\beta*(q_{\text{gk}}+\Psi_q*q_{\text{qk}})*L_0^4/(384*B)$$

$$= 5*0.50*(11.53+0.5*3.500)*3.84^4/(384*10.472*10^2)$$

$$= 17.946 \text{ mm}$$

6. 验算挠度

$$\text{挠度限值 } f_0=L_0/200=3.84/200=19.200 \text{ mm}$$

$$f_{\max}=17.946\text{mm}\leq f_0=19.200\text{mm}, \text{ 满足规范要求!}$$

七、裂缝宽度验算:

1. 计算准永久组合弯距值 M_q :

$$M_q = M_{\text{gk}}+ \psi M_{\text{qk}}$$

$$= (q_{\text{gk}} + \psi q_{\text{qk}})*L_0^2/8$$

$$= (11.53 + 0.50*3.500)*3.84^2/8$$

$$= 24.469 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2. 带肋钢筋, 所以取值 $V_i=1.0$

3. $C = 20$

4. 计算按荷载荷载效应的准永久组合作用下，构件纵向受拉钢筋应力

$$\sigma_{\text{sq}} = M_q/(0.87*h_0*As) \quad \text{混规(7.1.4—3)}$$

$$= 24.469*10^6/(0.87*115.00*1131)$$

$$= 216.249 \text{ N/mm}$$

5. 计算按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率

$$\text{矩形截面: } A_{\text{te}} = 0.5*b*h = 0.5*1000*140= 70000 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{te}} = As/A_{\text{te}} \quad \text{混规(7.1.2—5)}$$

$$= 1131/70000$$

$$= 1.616\%$$

6. 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ

$$\psi = 1.1-0.65*f_{\text{tk}}/(\rho_{\text{te}}*\sigma_{\text{sq}}) \quad \text{混规(7.1.2—2)}$$

$$= 1.1-0.65*2.01/(1.616\%*216.249)$$

$$= 0.726$$

7. 计算单位面积钢筋根数 n

$$n = 1000/s$$

$$= 1000/100$$

$$= 10$$

8. 计算受拉区纵向钢筋的等效直径 d_{eq}

$$d_{\text{eq}}= (\sum n_i*d_i^2)/(\sum n_i*V_i*d_i)$$

$$= 10*12^2/(10*1.0*12)$$

$$= 12$$

9. 计算最大裂缝宽度

$$\omega_{\max} = \alpha_{\text{cr}}*\psi*\sigma_{\text{sq}}/E_s*(1.9*C+0.08*d_{\text{eq}}/\rho_{\text{te}}) \quad \text{混规(7.1.2—1)}$$

$$= 1.9*0.726*216.249/2.0*10^5*(1.9*20+0.08*12/1.616\%)$$

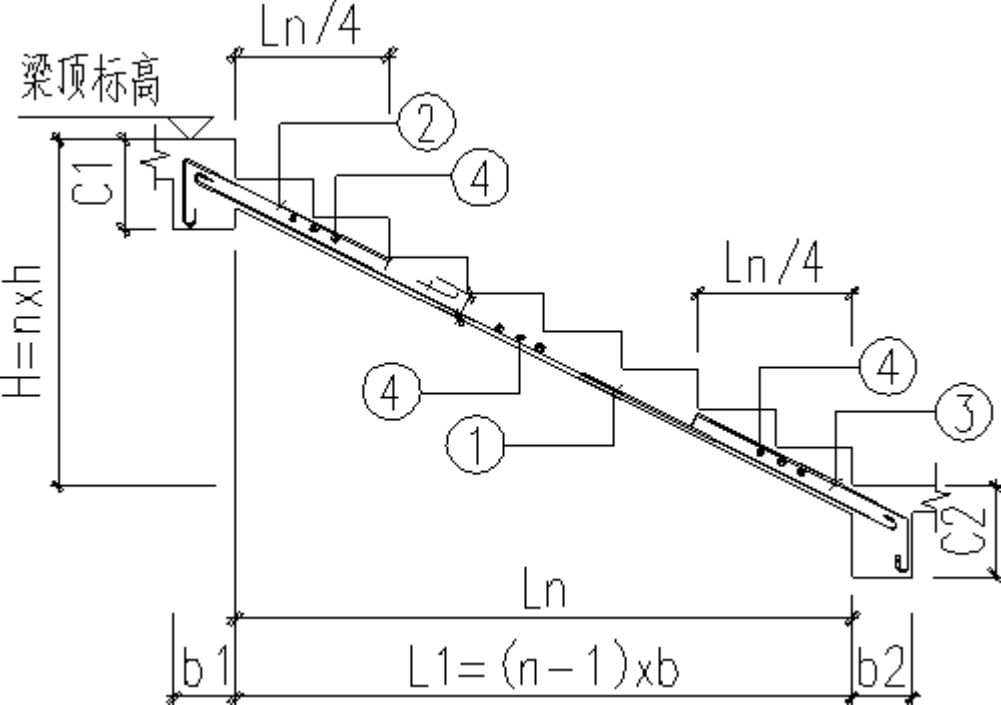
$$= 0.1453 \text{ mm}$$

$$\leq 0.30 \text{ mm}, \text{ 满足规范要求}$$

T4B2 板式楼梯计算书

一、构件编号: T4B2

二、示意图:



三、基本资料:

1. 依据规范:

《建筑结构荷载规范》（GB 50009—2012）
《混凝土结构设计规范》（GB 50010—2010）

2. 几何参数:

楼梯净跨: $L_1 = 2640 \text{ mm}$
梯板厚: $t = 120 \text{ mm}$
上平台楼梯梁宽度: $b_1 = 200 \text{ mm}$
下平台楼梯梁宽度: $b_2 = 200 \text{ mm}$

楼梯高度: $H = 2400 \text{ mm}$
踏步数: $n = 13(\text{阶})$

3. 荷载标准值:

可变荷载: $q = 3.50\text{kN/m}^2$
栏杆荷载: $q_{\text{r}} = 1.00\text{kN/m}$
永久荷载分项系数: $\gamma_{\text{G}} = 1.30$
准永久值系数: $\psi_{\text{q}} = 0.50$

面层荷载: $q_{\text{m}} = 1.70\text{kN/m}^2$

可变荷载分项系数: $\gamma_{\text{Q}} = 1.50$

4. 材料信息:

混凝土强度等级: C30
 $f_{\text{t}} = 1.43 \text{ N/mm}^2$
 $f_{\text{tk}} = 2.01 \text{ N/mm}^2$
钢筋强度等级: HRB400
 $E_{\text{s}} = 2.00*10^5 \text{ N/mm}^2$
保护层厚度: $c = 20.0 \text{ mm}$
受拉区纵向钢筋类别: 带肋钢筋
梯段板纵筋合力点至近边距离: $a_{\text{s}} = 25.00 \text{ mm}$
支座负筋系数: $\alpha = 0.25$
考虑踏步系数 $\beta = 0.5$

$f_{\text{c}} = 14.30 \text{ N/mm}^2$
 $R_{\text{c}}=25.0 \text{ kN/m}^3$
 $E_{\text{c}} = 3.00*10^4 \text{ N/mm}^2$
 $f_{\text{y}} = 360 \text{ N/mm}^2$

$R_{\text{s}}=20 \text{ kN/m}^3$

四、计算过程:

1. 楼梯几何参数:

踏步高度: $h = 0.1846 \text{ m}$

踏步宽度：b = 0.2200 m
计算跨度：L₀ = L₁+(b₁+b₂)/2 = 2.64+(0.20+0.20)/2 = 2.84 m
梯段板与水平方向夹角余弦值：cos α = 0.766

2. 荷载计算(取 B = 1m 宽板带)：

(1) 梯段板：

面层：g_{km} = (B+B*h/b)*q_m = (1+1*0.18/0.22)*1.70 = 3.13 kN/m
自重：g_{kt} = R_c*B*(t/cos α +h/2) = 25*1*(0.12/0.766+0.18/2) = 6.22 kN/m
抹灰：g_{ks} = R_s*B*c/cos α = 20*1*0.02/0.766 = 0.52 kN/m
恒荷标准值：P_k = g_{km}+g_{kt}+g_{ks}+q_f = 3.13+6.22+0.52+1.00 = 10.87 kN/m
恒荷控制：
P_n(G) = 1.35*P_k+γ₀*0.7*B*q = 1.35*10.87+1.50*0.7*1*3.50 = 18.35 kN/m
活荷控制：P_n(L) = γ_G*P_k+γ₀*B*q = 1.30*10.87+1.50*1*3.50 = 19.38 kN/m
荷载设计值：P_n = max{ P_n(G) , P_n(L) } = 19.38 kN/m

3. 正截面受弯承载力计算：

左端支座反力：R_l = 27.53 kN
右端支座反力：R_r = 27.53 kN
最大弯矩截面距左支座的距离：L_{max} = 1.42 m
最大弯矩截面距左边弯折处的距离：x = 1.42 m
M_{max} = R_l*L_{max}—P_n*x²/2
= 27.53*1.42—19.38*1.42²/2
= 19.54 kN•m
相对受压区高度：ζ = 0.165055 配筋率： ρ = 0.006556
纵筋(1号)计算面积：A_s = 622.85 mm²
支座负筋(2、3号)计算面积：A_s' = α*A_s = 0.25*622.85 = 155.71 mm²

五、计算结果：(为每米宽板带的配筋)

- 1.1号钢筋计算结果(跨中)
计算面积 A_s： 622.85 mm²
采用方案： ￠ 10@100
实配面积： 785 mm²
2.2/3号钢筋计算结果(支座)
计算面积 A_s'： 155.71 mm²
采用方案： ￠ 10@200
实配面积： 393 mm²
3.4号钢筋计算结果
采用方案： ￠ 6@200
实配面积： 141 mm²

六、跨中挠度计算：

M_q ----- 按荷载效应的准永久组合计算的弯矩值

1. 计算永久组合弯距值 M_q：

$$\begin{aligned} M_q &= M_{gk}+M_{qk} \\ &= (q_{gk} + \psi_q*q_{qk})*L_0^2/8 \\ &= (10.87 + 0.50*3.500)*2.84^2/8 \\ &= 12.726 \text{ kN*m} \end{aligned}$$

2. 计算受弯构件的短期刚度 B_{sk}

- 1) 计算按荷载荷载效应的两种组合作用下，构件纵向受拉钢筋应力
σ_{sq} = M_q/(0.87*h₀*A_s) 混规(7.1.4-3)
= 12.726*10⁶/(0.87*95*785)
= 196.051 N/mm

2) 计算按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率

$$\begin{aligned} \text{矩形截面积: } A_{te} &= 0.5*b*h = 0.5*1000*120= 60000 \text{ mm}^2 \\ \rho_{te} &= A_s/A_{te} \quad \text{混规(7.1.2—5)} \\ &= 785/60000 \\ &= 1.309\% \end{aligned}$$

3) 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ

$$\begin{aligned} \psi_q &= 1.1-0.65*f_{tk}/(\rho_{te}*\sigma_{sq}) \quad \text{混规(7.1.2—2)} \\ &= 1.1-0.65*2.01/(1.309\%*196.051) \\ &= 0.591 \end{aligned}$$

4) 计算钢筋弹性模量与混凝土模量的比值 α_E

$$\begin{aligned} \alpha_E &= E_s/E_c \\ &= 2.00*10^5/(3.00*10^4) \\ &= 6.667 \end{aligned}$$

5) 计算受压翼缘面积与腹板有效面积的比值 γ_f

$$\text{矩形截面, } \gamma_f = 0$$

6) 计算纵向受拉钢筋配筋率 ρ

$$\begin{aligned} \rho &= A_s/(b*h_0) \\ &= 785/(1000*95) \\ &= 0.827\% \end{aligned}$$

7) 计算受弯构件的短期刚度 B_s

$$\begin{aligned} B_{sq} &= E_s*A_s*h_0^2/[1.15*\psi_q+0.2+6*\alpha_E*\rho/(1+ 3.5*\gamma_f)] \quad \text{混规(7.2.3-1)} \\ &= 2.00*10^5*785*95^2/[1.15*0.591+0.2+6*6.667*0.827\%/(1+3.5*0.0)] \\ &= 11.714*10^2 \text{ kN*m}^2 \end{aligned}$$

3. 计算受弯构件的长期刚度 B

1) 确定考虑荷载长期效应组合对挠度影响增大影响系数 θ

$$\text{当 } \rho'=0 \text{ 时, } \theta =2.0 \quad \text{混规(7.2.5)}$$

2) 计算受弯构件的长期刚度 B

$$\begin{aligned} B_q &= B_{sq}/\theta \quad \text{混规(7.2.2-2)} \\ &= 11.714/2.000*10^2 \\ &= 5.857*10^2 \text{ kN*m}^2 \end{aligned}$$

4. 计算受弯构件挠度

$$\begin{aligned} f_{maxk} &= 5*\beta*(q_{gk}+\psi_q*q_{qk})*L_0^4/(384*B) \\ &= 5*0.50*(10.87+0.5*3.500)*2.84^4/(384*5.857*10^2) \\ &= 9.128 \text{ mm} \end{aligned}$$

6. 验算挠度

$$\text{挠度限值 } f_0=L_0/200=2.84/200=14.200 \text{ mm}$$

$$f_{max}=9.128\text{mm}\leq f_0=14.200\text{mm}, \text{ 满足规范要求!}$$

七、裂缝宽度验算：

1. 计算准永久组合弯距值 M_q：

$$\begin{aligned} M_q &= M_{gk}+ \psi M_{qk} \\ &= (q_{gk} + \psi_q*q_{qk})*L_0^2/8 \\ &= (10.87 + 0.50*3.500)*2.84^2/8 \\ &= 12.726 \text{ kN*m} \end{aligned}$$

2. 带肋钢筋,所以取值 V_i=1.0

3. C = 20

4. 计算按荷载荷载效应的准永久组合作用下，构件纵向受拉钢筋应力

$$\begin{aligned} \sigma_{sq} &= M_q/(0.87*h_0*A_s) \quad \text{混规(7.1.4—3)} \\ &= 12.726*10^6/(0.87*95.00*785) \end{aligned}$$

= 196.051 N/mm

5. 计算按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率
矩形截面积: A_{te} = 0.5*b*h = 0.5*1000*120= 60000 mm²

$\rho_{te} = A_s/A_{te}$ 混规(7.1.2—5)
= 785/60000
= 1.309%

6. 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ
 $\psi = 1.1 - 0.65 \cdot f_{tk} / (\rho_{te} \cdot \sigma_{sq})$ 混规(7.1.2—2)
= 1.1 - 0.65*2.01/(1.309%*196.051)
= 0.591

7. 计算单位面积钢筋根数 n
n = 1000/s
= 1000/100
= 10

8. 计算受拉区纵向钢筋的等效直径 d_{eq}
d_{eq}= (Σn_i*d_i²)/(Σn_i*V_i*d_i)
= 10*10²/(10*1.0*10)
= 10

9. 计算最大裂缝宽度
 $\omega_{max} = \alpha_{cr} \cdot \psi \cdot \sigma_{sq} / E_s \cdot (1.9 \cdot C + 0.08 \cdot d_{eq} / \rho_{te})$ 混规(7.1.2—1)
= 1.9*0.591*196.051/2.0*10⁵*(1.9*20+0.08*10/1.309%)
= 0.1091 mm
≤ 0.30 mm, 满足规范要求

地下室外墙计算执行规范:

《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2010(2015年版)), 本文简称《混凝土规范》
《建筑结构荷载规范》(GB 50009-2012), 本文简称《荷载规范》
《人民防空地下室设计规范》(GB 50038-2005), 本文简称《人防规范》

钢筋: d - HPB300; D - HRB335; E - HRB400; F - RRB400; G - HRB500; Q - HRBF400; R - HRBF500

1 基本资料

1.1 几何信息

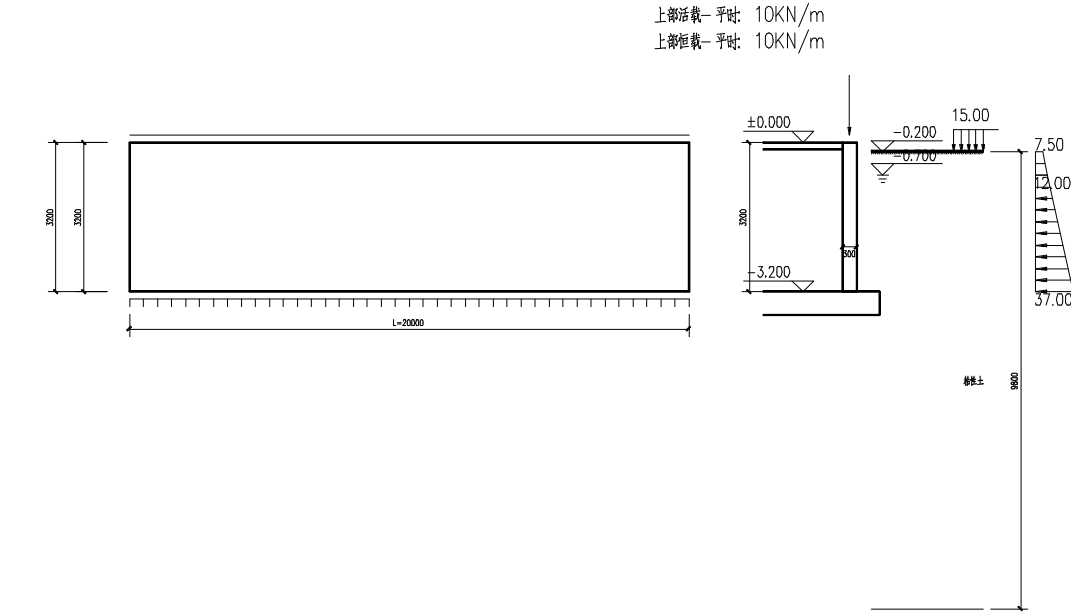
地下室层数	1	地下室顶标高(m)	0.000
墙宽 L(m)	20.000	外地坪标高(m)	-0.200

层高表

层	层高(m)	外墙厚(mm)
-1层	3.200	300

板边支撑条件表

板边	顶边	底边	侧边
支承方式	简支	固定	自由



外墙尺寸模型简图

1.2 荷载信息

水土侧压计算	水土合算	地下水压是否调整	---
土压力计算方法	静止土压力		
土层数	1	地下水埋深(m)	0.500

序号	土类名称	层厚 (m)	层底标 高(m)	重度 (kN/m³)	饱和重度 (kN/m³)	静止 土压系数
1	粘性土	9.80	-10.00	18.00	20.00	0.500

上部恒载-平时(kN/m)	10.00	上部活载-平时(kN/m)	10.00
上部恒载-战时(kN/m)	---	地面活载-平时(kPa)	15.00

1.3 配筋信息

砼强度等级	C35	配筋调整系数	1.0
钢筋级别	HRB400	竖向配筋方法	纯弯压弯取大
外纵筋保护层(mm)	35	竖向配筋方式	非对称
内纵筋保护层(mm)	35	裂缝限值(mm)	0.20
裂缝最大保护层(mm)	30	裂缝控制配筋	√
泊松比	0.20		

考虑p- δ 效应	×		
-----------	---	--	--

1.4 计算选项信息

竖向弯矩计算方法	连续梁
板计算类型•平时组合	弹性板
支座弯矩调幅幅度(%)	0.0
塑性板 β	---
活载准永久值系数	0.50
活载调整系数	1.00

2 计算

- (1) 荷载计算
- (2) 内力计算
- (3) 配筋计算
- (4) 裂缝验算

荷载说明：

- 永久荷载：土压力荷载，上部恒载-平时，
- 可变荷载：地下水压力，地面活载，上部活载-平时
- 平时组合：平时荷载基本组合
- 战时组合：战时荷载基本组合
- 准永久组合：平时荷载准永久组合(用于裂缝计算)

2.1 荷载计算

2.1.1 墙上竖向压力

- 平时组合（kN/m）：1.200×10.000+1.400×10.000=26.000
- 准永久组合（kN/m）：10.000+0.500×10.000=15.000

2.1.2 侧压荷载计算

(1) 土侧压力

采用静止土压力、水土合算，任意深度处土侧压力计算

$$p=k\sum_{i=1}^n gh_i$$

式中：

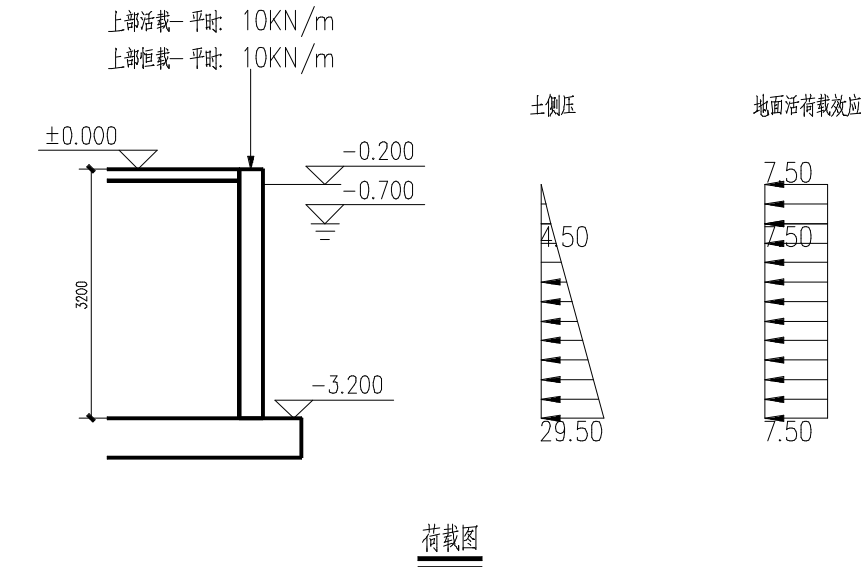
- p -----土压力(kN/m²)
- k -----土压力系数，静止土压力取静止土压力系数，主动土压力取主动土压力系数 $k=\tan^2(45^0-\psi/2)$
- γ -----土的容重，地下水以上取天然容重，地下水以下水土分算时取浮容重，合算时取饱和容重(kN/m³)
- h_i -----计算深度以上各土层厚度(m)

(2) 荷载组合系数表

组合	土压力	平时地面活载	上部恒载	上部活载
平时组合	1.20	1.40	1.20	1.40

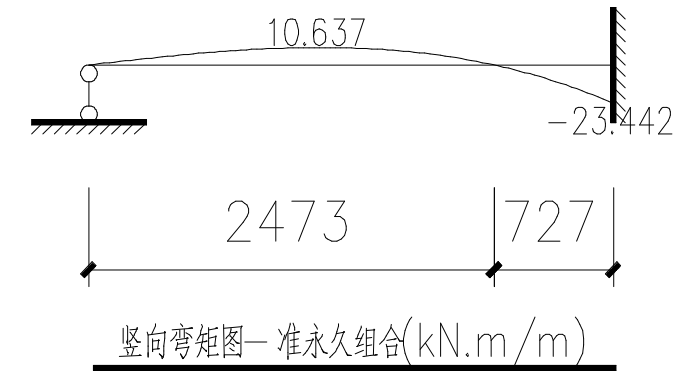
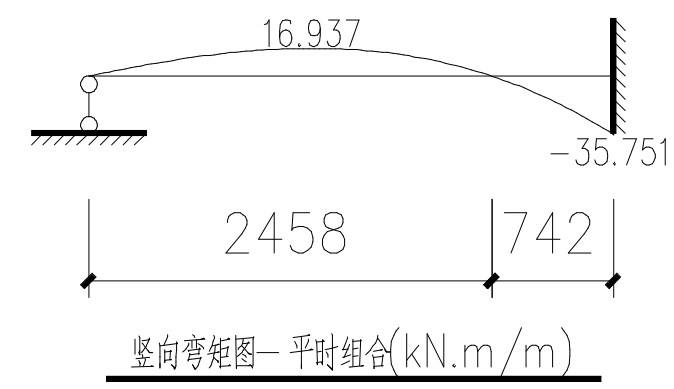
(3) 侧压力荷载组合计算(kPa)：

位置	标高	土压力	地面活载等效	平时组合	准永久组合
-1层顶	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
外地坪顶	-0.20	0.0	7.50	10.50	3.75
地下水位	-0.70	4.50	7.50	15.90	8.25
-1层底	-3.20	29.50	7.50	45.90	33.25

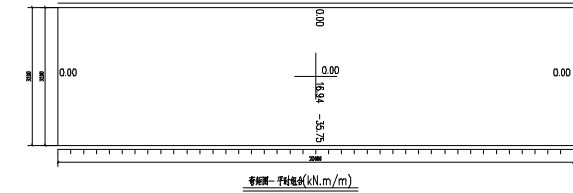


-1层	顶边	0.00	0.00
	跨中	16.94	10.64
	底边	-35.75	-23.44

结果不进行调幅
平时组合弯矩图



准永久组合弯矩图



2.3 配筋及配筋成果表

2.3.1 配筋说明:

(1)配筋方法

水平按纯弯配筋，竖向取压弯与纯弯配筋的大值

(2)单位说明:

以下各表格中单位除说明外，配筋面积单位:mm²/m，裂缝宽度单位:mm，弯矩单位kN.m/m，轴力单位kN/m，配筋率:%

2.3.2 平时组合计算配筋表

	部位	M(kN.m/m)	N(kN/m)	As(mm ² /m)	配筋率%
-1层					
水平向	左边-内侧	0.00	-----	600	0.20
	左边-外侧	0.00	-----	600	0.20
	跨中-内侧	0.00	-----	600	0.20
	跨中-外侧	0.00	-----	600	0.20
	右边-内侧	0.00	-----	600	0.20
	右边-外侧	0.00	-----	600	0.20
竖向	顶边-内侧	0.00	26.0	600	0.20
	顶边-外侧	0.00	26.0	600	0.20
	跨中-内侧	16.94	26.0	600	0.20
	跨中-外侧	16.94	26.0	600	0.20
	底边-内侧	-35.75	26.0	600	0.20
	底边-外侧	-35.75	26.0	600	0.20

2.3.3 控制情况计算配筋表

层	部位	计算As	选筋	实配As	实配筋率	控制组合
-1层						
水平向	左边-内侧	600	E14@250	616	0.21	平时组合
	左边-外侧	600	E14@250	616	0.21	平时组合
	跨中-内侧	600	E14@250	616	0.21	平时组合
	跨中-外侧	600	E14@250	616	0.21	平时组合
	右边-内侧	600	E14@250	616	0.21	平时组合
	右边-外侧	600	E14@250	616	0.21	平时组合
竖向	顶边-内侧	600	E14@250	616	0.21	平时组合
	顶边-外侧	600	E14@250	616	0.21	平时组合
	跨中-内侧	600	E14@250	616	0.21	平时组合
	跨中-外侧	600	E14@250	616	0.21	平时组合
	底边-内侧	600	E14@250	616	0.21	平时组合
	底边-外侧	600	E14@250	616	0.21	平时组合

注：表中"计算As"取平时组合与战时组合计算配筋的较大值

2.4 裂缝验算

按实际配筋，及相应于准永久组合的弹性内力进行计算

裂缝宽度限值:0.200mm

层	部位	M _q	N _q	选筋	实配As	裂缝(mm)	结论
-1层							
水平向	左边-内侧	0.0	-----	E14@250	616	0.000	满足
	左边-外侧	0.0	-----	E14@250	616	0.000	满足
	跨中-内侧	0.0	-----	E14@250	616	0.000	满足
	跨中-外侧	0.0	-----	E14@250	616	0.000	满足
	右边-内侧	0.0	-----	E14@250	616	0.000	满足
	右边-外侧	0.0	-----	E14@250	616	0.000	满足
竖向	顶边-内侧	0.0	15.0	E14@250	616	0.000	满足
	顶边-外侧	0.0	15.0	E14@250	616	0.000	满足
	跨中-内侧	10.6	15.0	E14@250	616	0.021	满足
	跨中-外侧	10.6	15.0	E14@250	616	0.000	满足
	底边-内侧	-23.4	15.0	E14@250	616	0.000	满足
	底边-外侧	-23.4	15.0	E14@250	616	0.050	满足

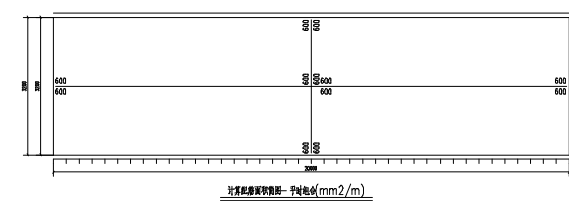
最大裂缝宽度:0.050<=0.200，满足要求。

2.5 实际配筋表

层	部位	选筋	实配面积	配筋率	配筋控制
-1层					
水平向	左边-内侧	E14@250	616	0.21	平时组合
	左边-外侧	E14@250	616	0.21	平时组合
	跨中-内侧	E14@250	616	0.21	平时组合
	跨中-外侧	E14@250	616	0.21	平时组合
	右边-内侧	E14@250	616	0.21	平时组合
	右边-外侧	E14@250	616	0.21	平时组合
竖向	顶边-内侧	E14@250	616	0.21	平时组合
	顶边-外侧	E14@250	616	0.21	平时组合
	跨中-内侧	E14@250	616	0.21	平时组合

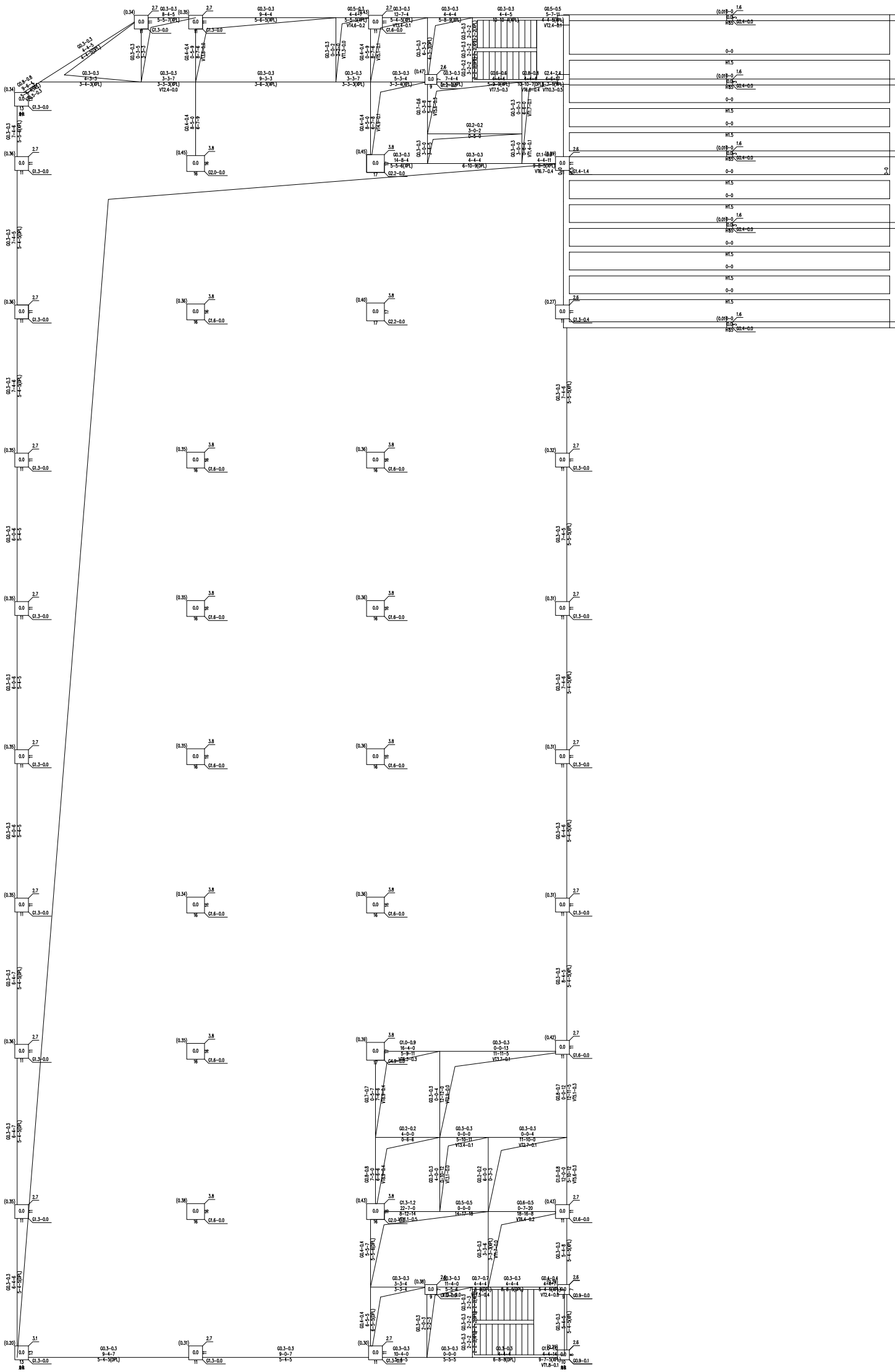
	跨中-外侧	E14@250	616	0.21	平时组合
	底边-内侧	E14@250	616	0.21	平时组合
	底边-外侧	E14@250	616	0.21	平时组合

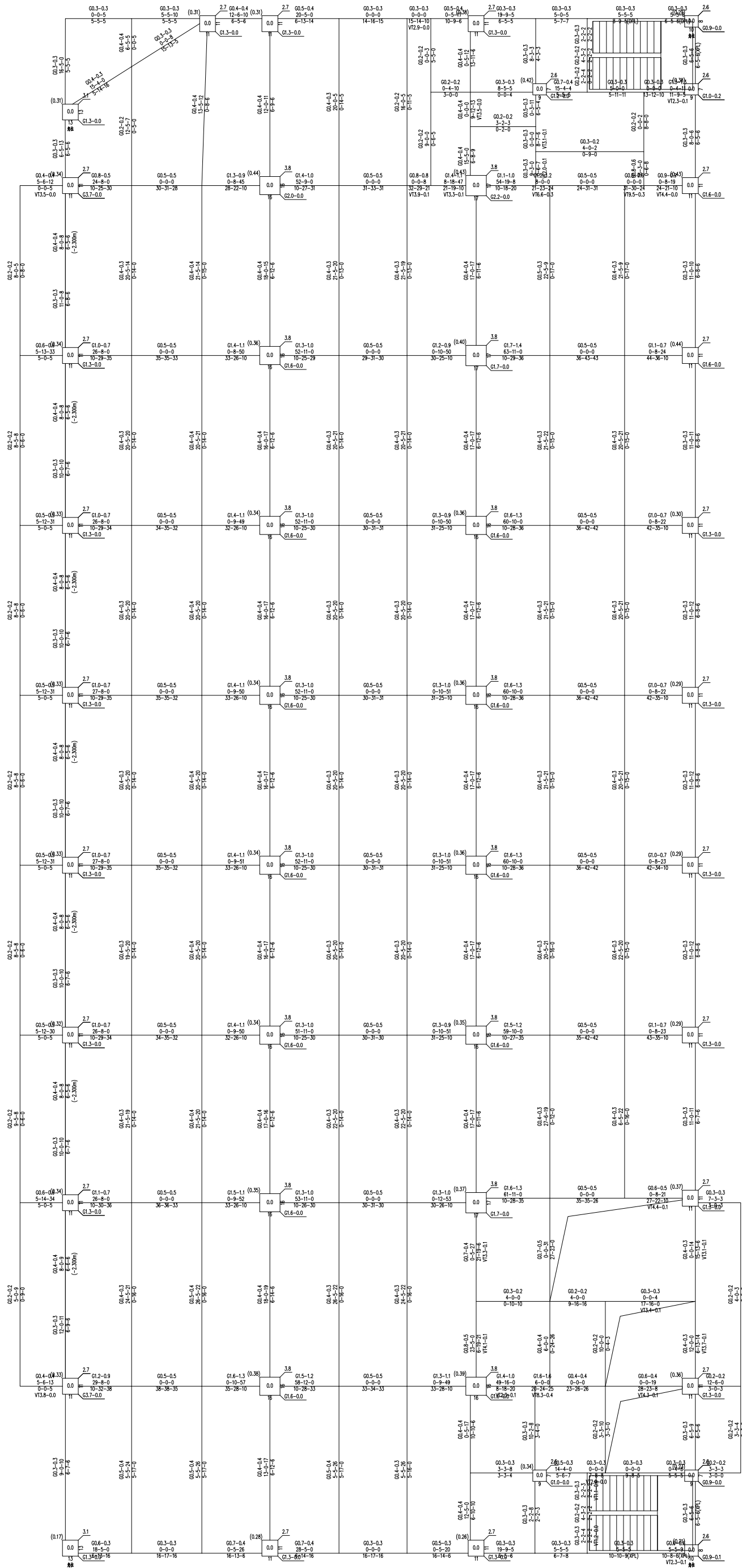
实际配筋简图



【理正结构设计工具箱软件 8.0SP2】 计算日期: 2022-05-05 11:41:56

				ZK1	ZK9	ZK5	ZK13
素填土	1	12		0.5		0.17	
黏 土	2-1	24		3.9	1.26	7.8	8.1
淤泥质土	2-2	10				4.6	1
黏 土	2-3	22					1.5
粉质黏土	3	30			2.3		
粉质黏土	4	33		3.4		1.3	
强风化砂岩	5-1	100	4300	5	5	5	5
中风化砂岩	5-2	frk=6.8MPa					
桩直径	0.5			1961.401	1784.682	2065.555	2001.593





第 2 层(标准层2) 混凝土构件配筋及钢构件应力比简图(单位:cm²)

层高=7000(mm) 梁总数=263 柱总数=45

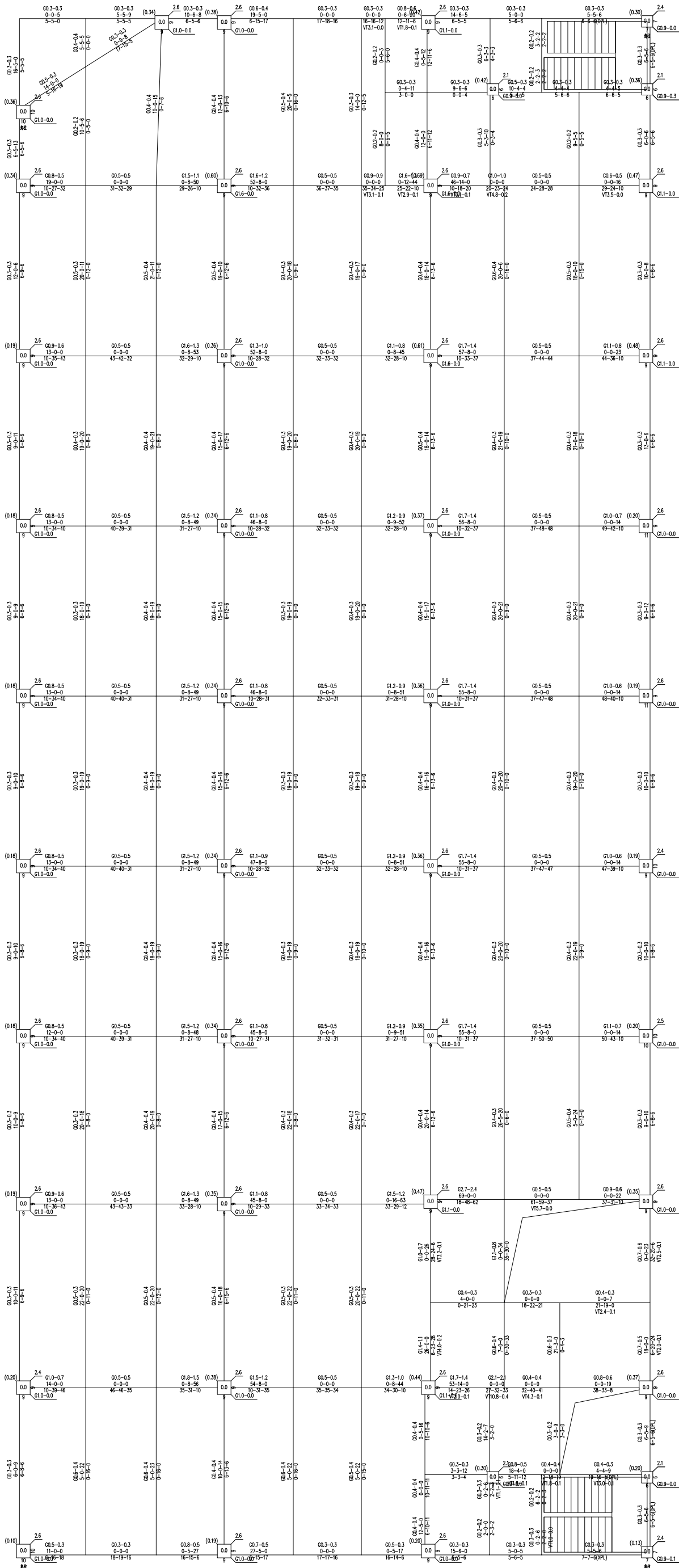
混凝土强度等级: 梁C_b=C₃₅ 柱C=C₄₅

主筋强度: 梁F_B=360 柱F_C=360

箍筋(分布筋)强度: 梁=360 柱=360

箍筋间距(mm): 梁=100 柱=100

箍筋间距(mm): 梁=100 柱=100



第 4 层(标准层5) 混凝土构件配筋及钢构件应力比图(单位: cm2)

层高=6200(mm) 梁总数=225 柱总数=45

混凝土强度等级: 梁Cb=C30 柱Cc=C30

主筋强度: 梁FB=360 柱FC=360

箍筋(分布筋)强度: 梁=360 柱=360

箍筋间距(mm): 梁=100 柱=100

第 5 层(标准层6) 混凝土构件配筋及钢构件应力比简图(单位: cm^2)

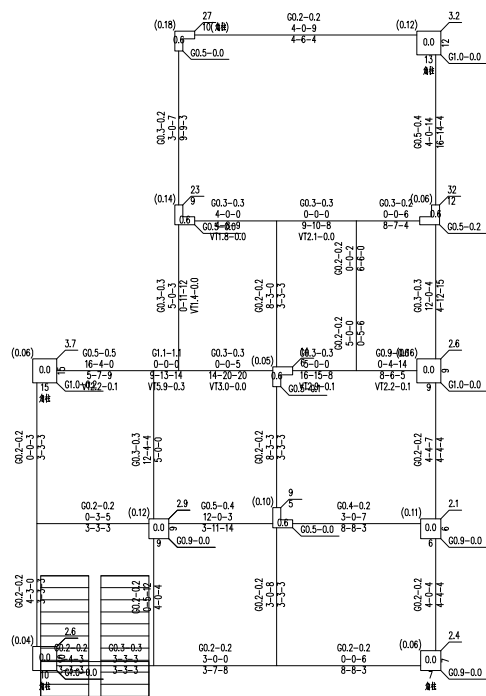
层高=4700(mm) 梁总数=111 柱总数=25

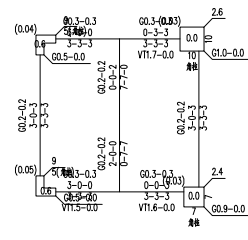
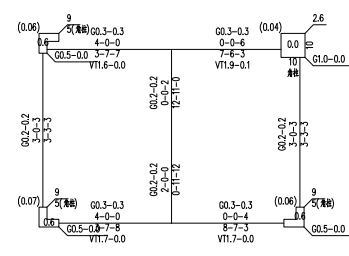
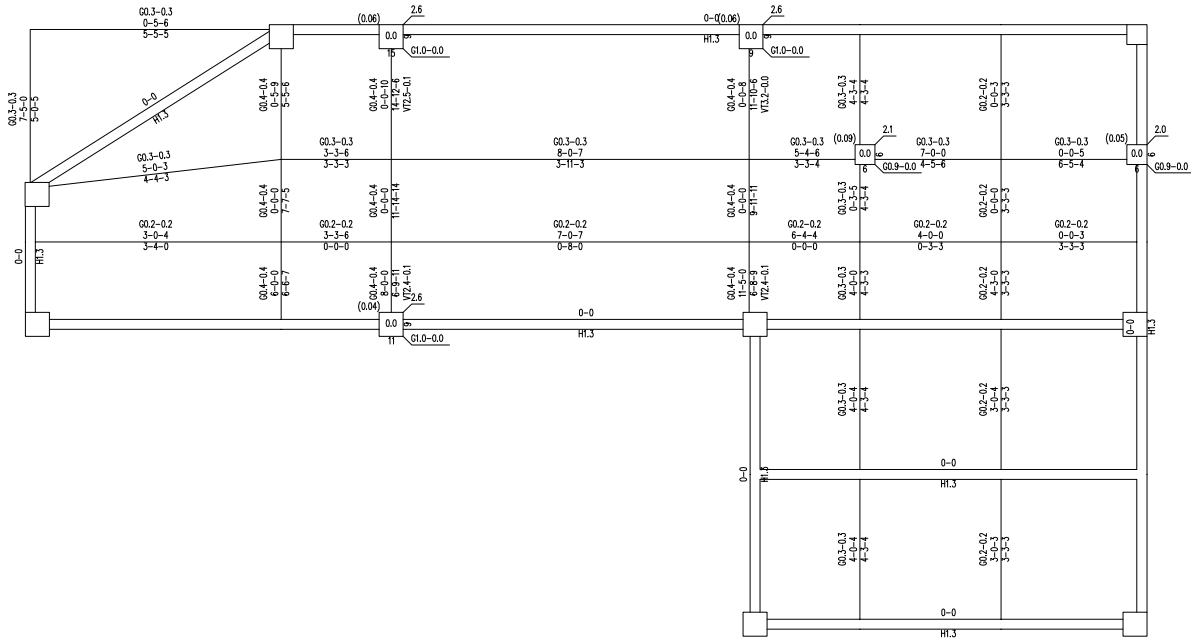
混凝土强度等级: 梁C_b=C30 柱C_c=C30

主筋强度: 梁FIB=360 柱IC=360

箍筋(分布筋)强度: 梁=360 柱=360

箍筋间距(mm): 梁=100 柱=100





第 6 层(标准层7) 混凝土构件配筋及钢结构件应力比简图(单位: cm²)

层高= 3200(mm) 梁总数= 49 柱总数= 21 墙柱总数= 8

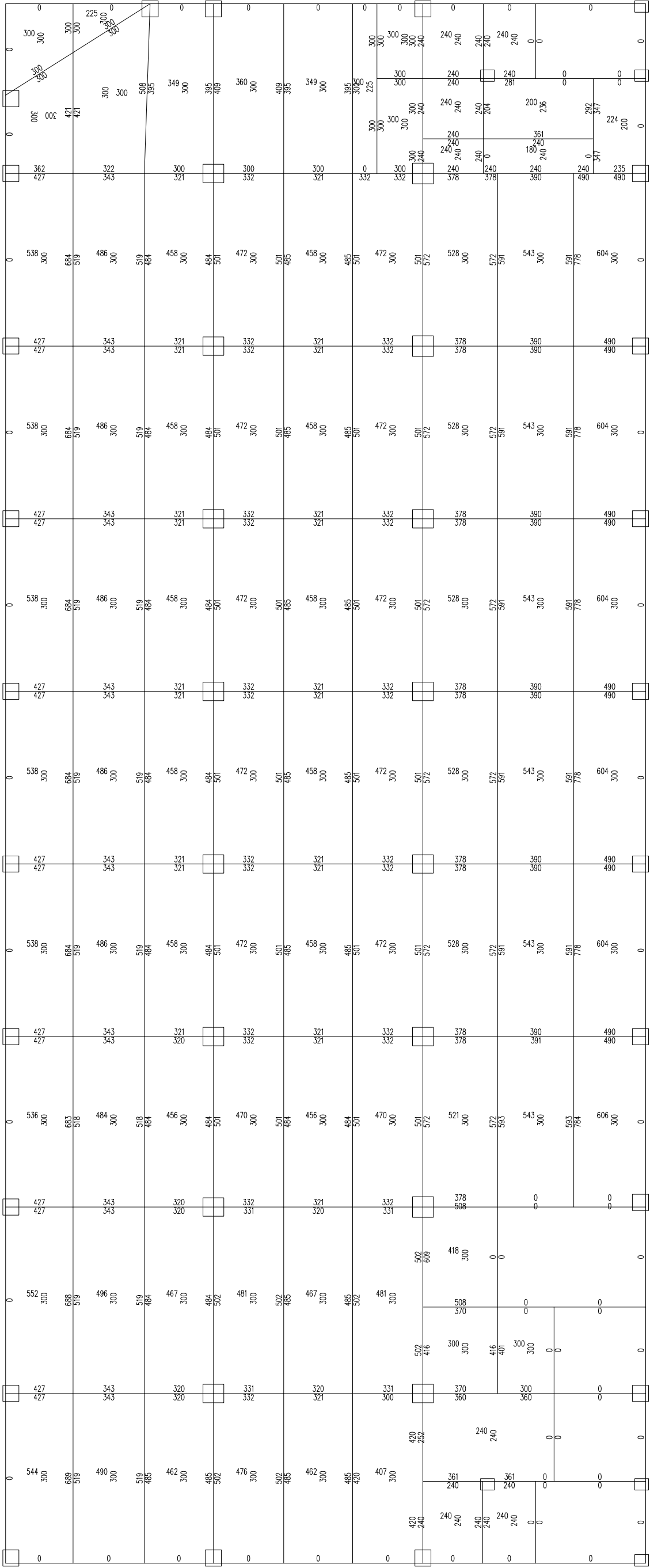
混凝土强度等级: 梁Cb= C30 柱Cc= C30 墙Cw= C30

主筋强度: 梁FIB= 360 柱FIC= 360 墙FIW= 360

箍筋(分布筋)强度: 梁= 360 柱= 360 墙水平= 270 墙竖向= 300 边缘构件= 270

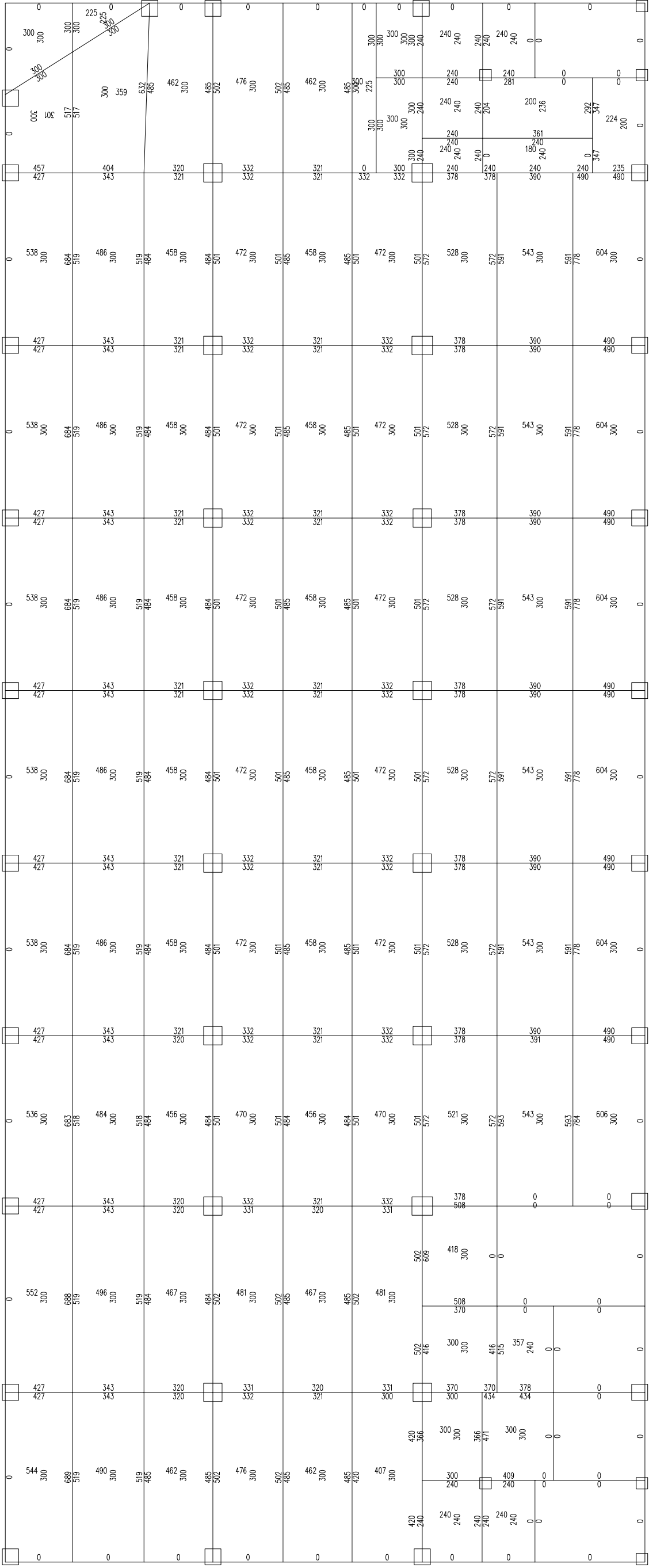
箍筋间距(mm): 梁= 100 柱= 100

墙水平分布筋间距= 200(mm), = 0.25%



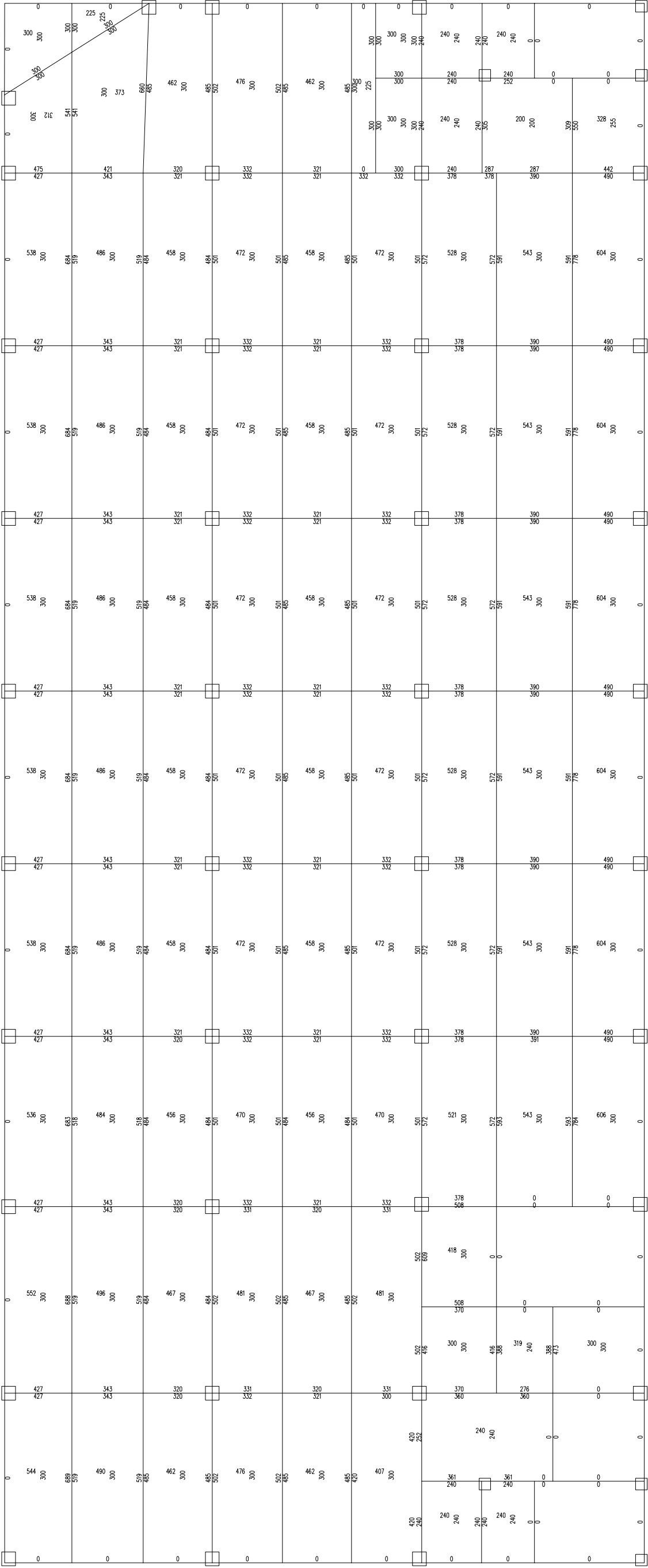
钢筋强度等级: HRB400, 砼强度等级C35

第1层现浇板计算钢筋面积图 (单位: 平方毫米/米)



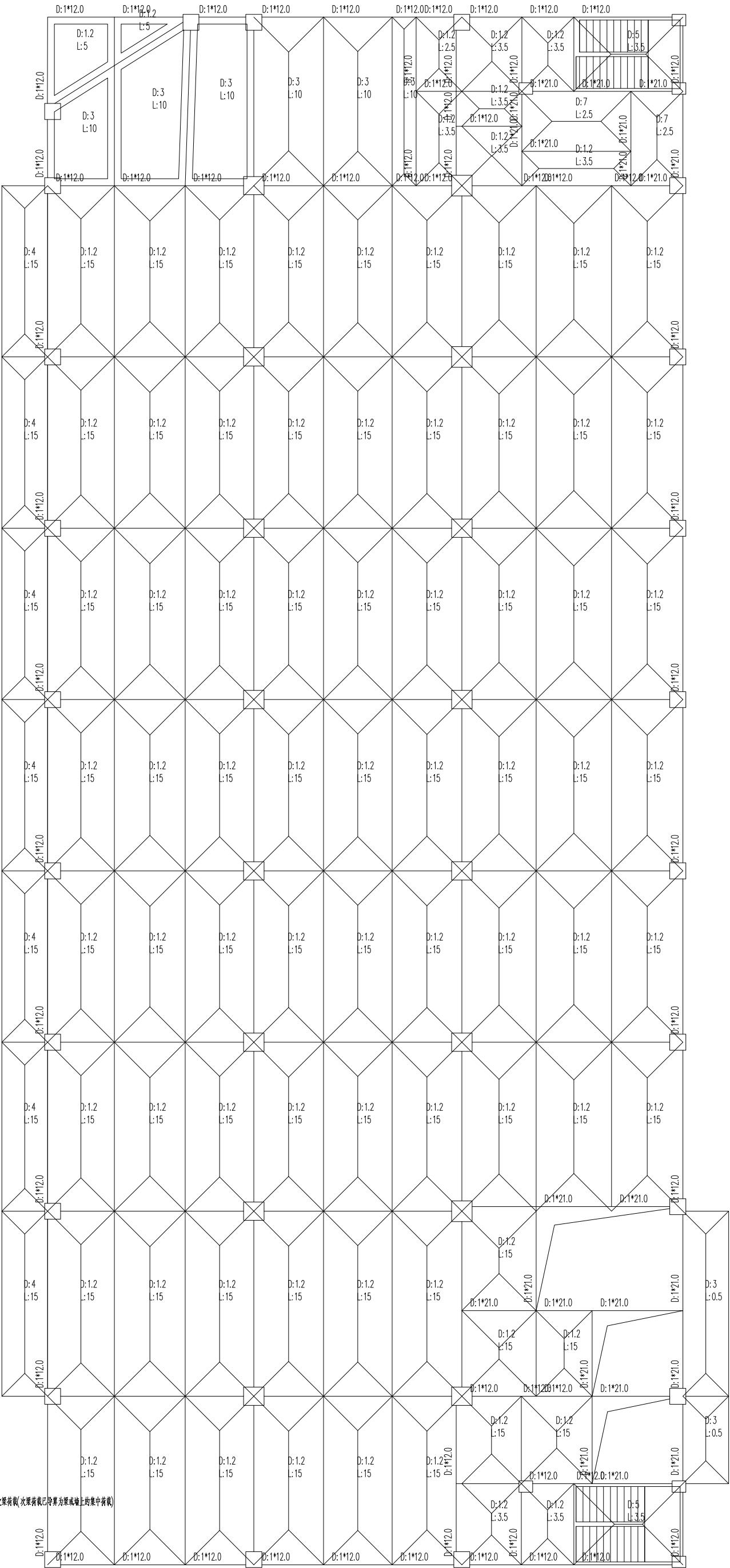
钢筋强度等级: HRB400, 砼强度等级C35

第3层现浇板计算钢筋面积图 (单位: 平方毫米/米)



钢筋强度等级: HRB400, 砼强度等级C35

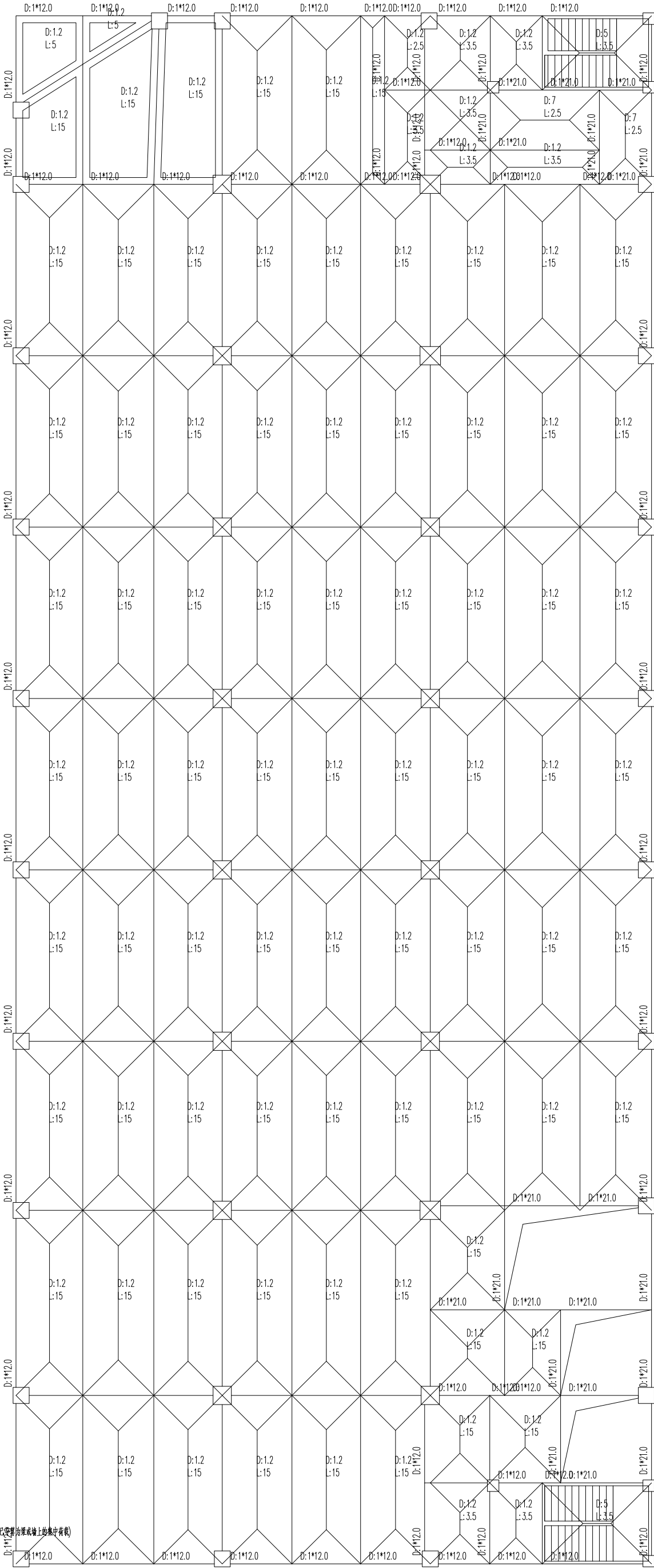
第7层现浇板计算钢筋面积图 (单位: 平方毫米/米)



第 2 层梁、墙、柱、节点荷载平面图 [单位: kN.m]
[D:恒载 L:活载 R:人防荷载 []中为楼板自重]

说明: 以下统计荷载值以右侧梁端的状态为基准, 分项合计未包含次梁荷载(次梁荷载已归算为梁或墙上的集中荷载)

	竖向(Z)恒载	竖向(Z)活载
楼板自重	0.00	
楼面荷载	3128.16	26912.28
次梁	0.00	0.00
分项荷载		
梁	4413.98	0.00
墙	0.00	0.00
柱	0.00	0.00
节点	0.00	0.00
分项合计:	4413.98	0.00



第 3 层梁、墙、柱、节点荷载平面简图 [单位: kN、m]
[D:恒载 L:活载 R:人防荷载 [] 中为楼板自重]

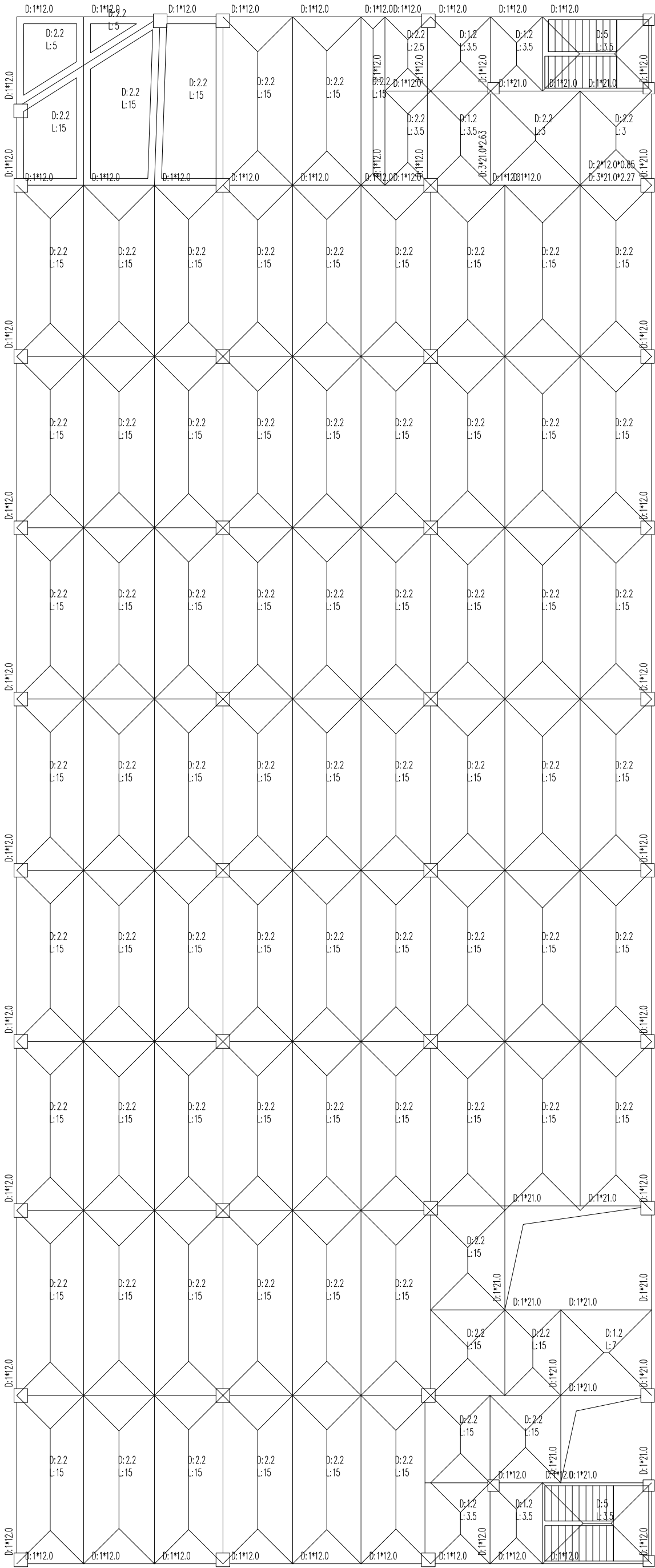
说明: 以下统计荷载值以右侧梁单的状态为基准, 分项合计未包含次要荷载(次要荷载已包含在梁单上的集中荷载)

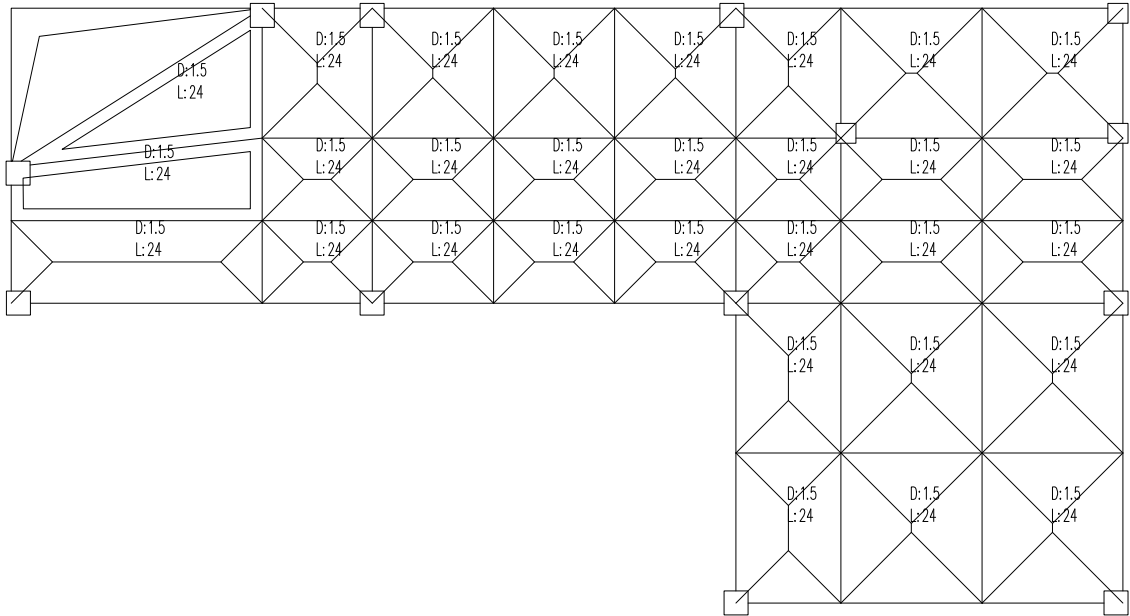
	竖向(Z)恒载	竖向(Z)活载
楼板自重	0.00	
楼面荷载	2440.99	25842.61
次要	0.00	0.00
分项荷载		
梁	4413.98	0.00
墙	0.00	0.00
柱	0.00	0.00
节点	0.00	0.00
分项合计:	4413.98	0.00

第 4 层梁、墙、柱、节点荷载平面图 [单位:kN.m]
[D恒载 L活载 R人防荷载 [] 中为楼板自重]

说明: 以下统计荷载值以右侧梁单的状态为基准,分项合计未包含次梁荷载(次梁荷载已导算为梁或墙上的集中荷载)

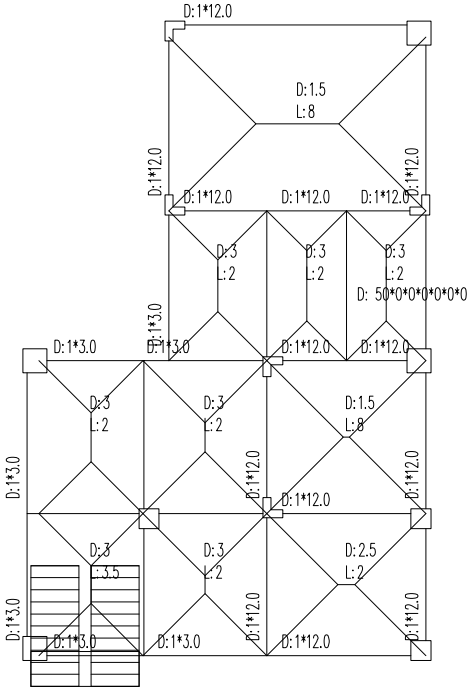
	竖向(Z)恒载	竖向(Z)活载
楼板自重	0.00	
楼面荷载	4080.53	25954.33
次梁	0.00	0.00
分项荷载		
梁	3970.43	0.00
墙	0.00	0.00
柱	0.00	0.00
节点	0.00	0.00
分项合计:	3970.43	0.00

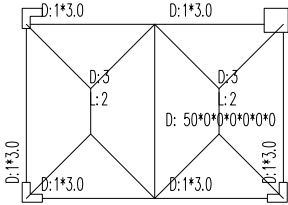
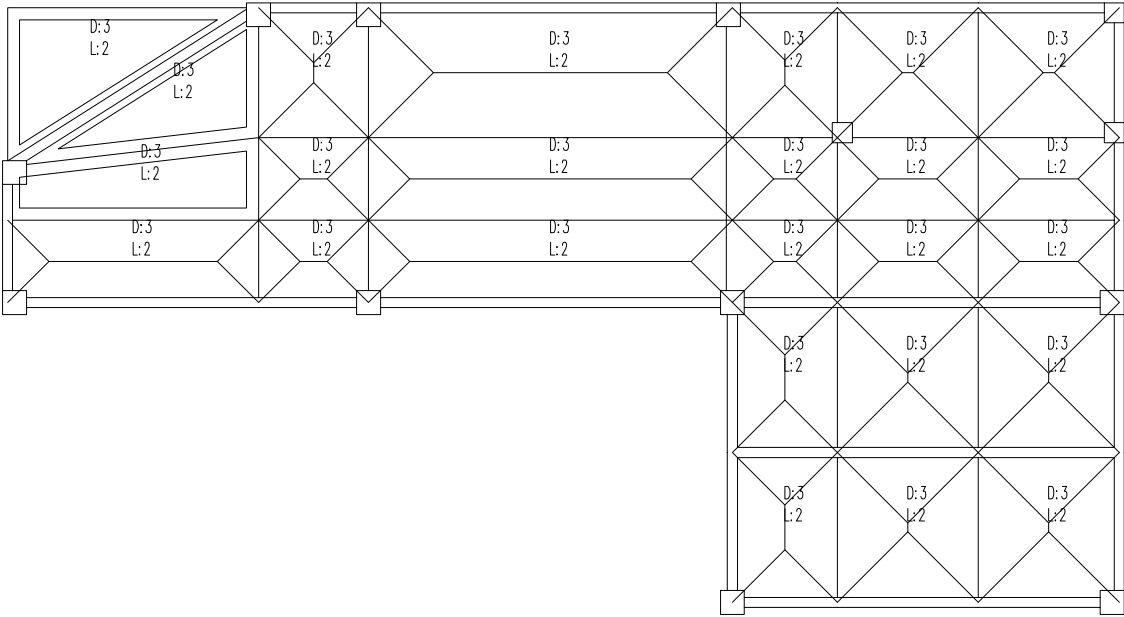




第 5 层梁、墙、柱、节点荷载平面图 [单位:kN.m]
[D恒载 L活载 R人防荷载 []中为楼面自重]

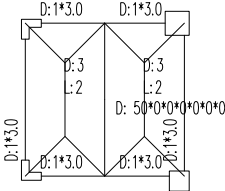
说明: 以下统计荷载值以右侧梁等的状态为基准,分项合计未包含次要荷载(次要荷载已归并到梁或墙上的集中荷载)		
	竖向(Z)恒载	竖向(Z)活载
楼面自重	0.00	
楼面荷载	696.08	6882.36
次要	0.00	0.00
分项荷载		
梁	638.93	0.00
墙	0.00	0.00
柱	0.00	0.00
节点	50.00	0.00
分项合计:	688.93	0.00

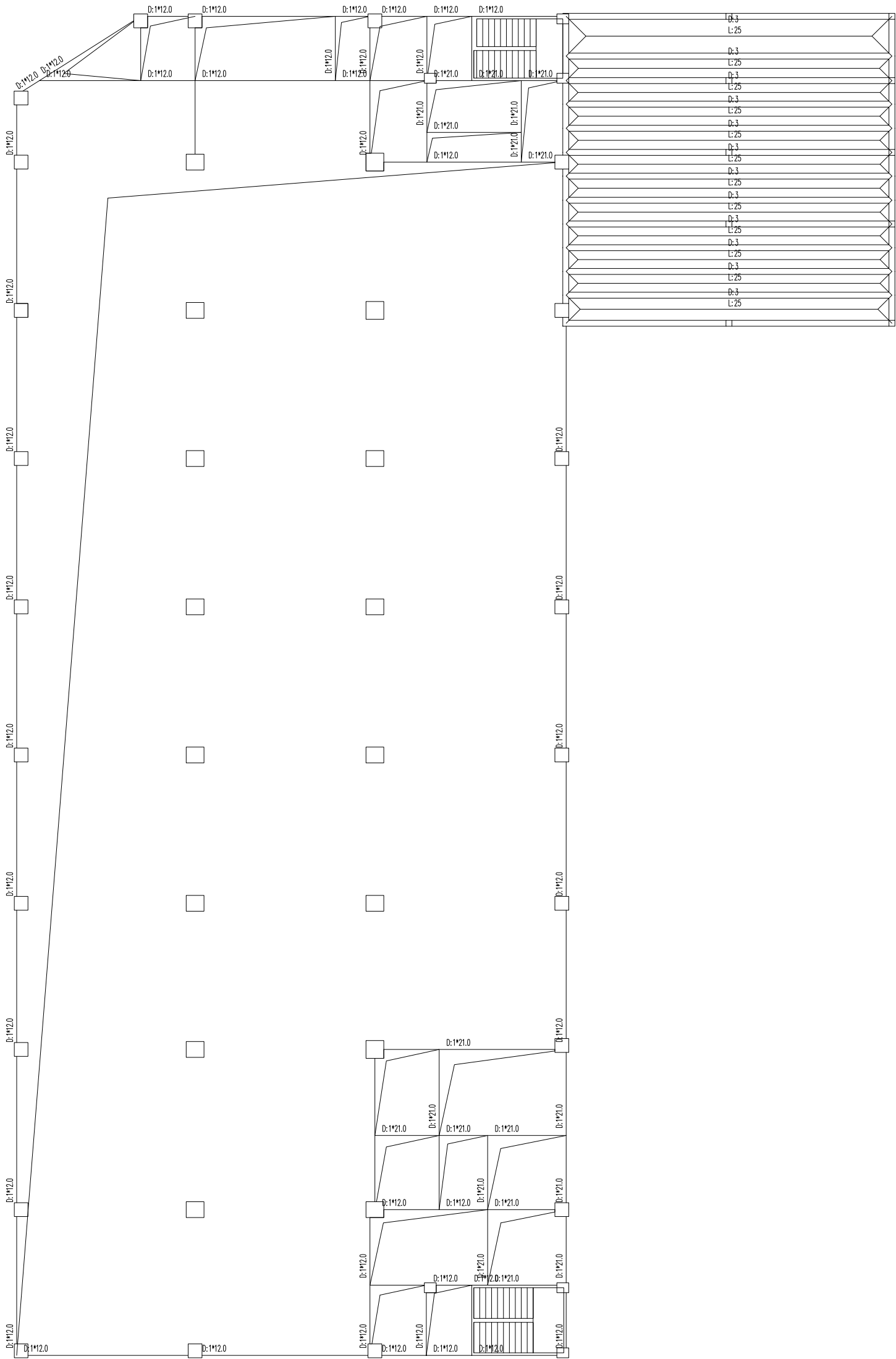




第 6 层梁、墙、柱、节点荷载平面图 [单位:kN.m]
[D恒载 L活载 R人防荷载 []中为楼板自重]

说明: 以下统计荷载值以右侧某单元的状态为基准,分项合计未包含次梁荷载(次梁荷载已导算为梁或墙上的集中荷载)		
	竖向(Z)恒载	竖向(Z)活载
楼板自重	0.00	
楼面荷载	962.25	641.50
次梁	0.00	0.00
分项荷载		
梁	111.45	0.00
墙	0.00	0.00
柱	0.00	0.00
节点	100.00	0.00
分项合计	211.45	0.00



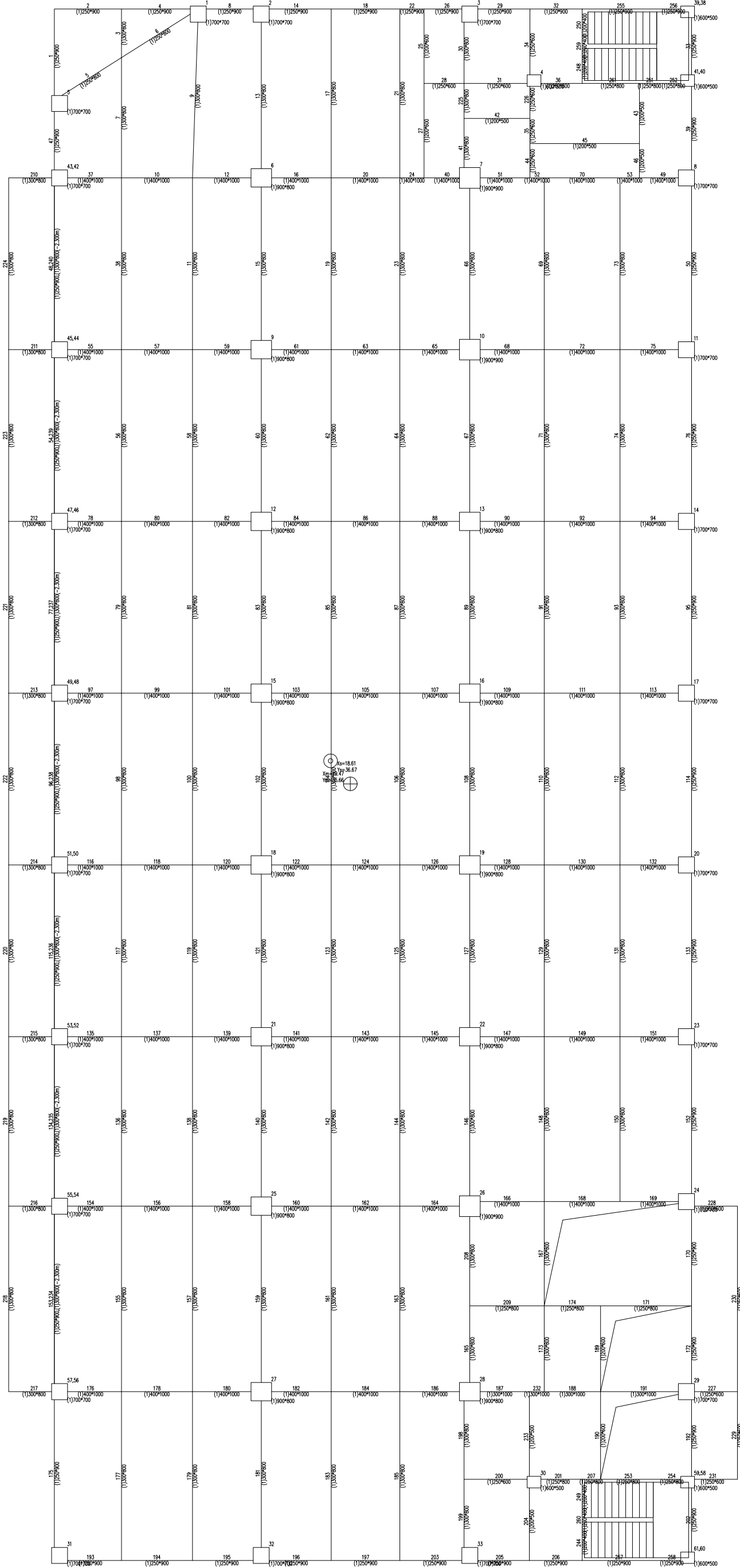


第 1 层梁、柱、墙、板、字荷载平面图 [单位:kN.m]

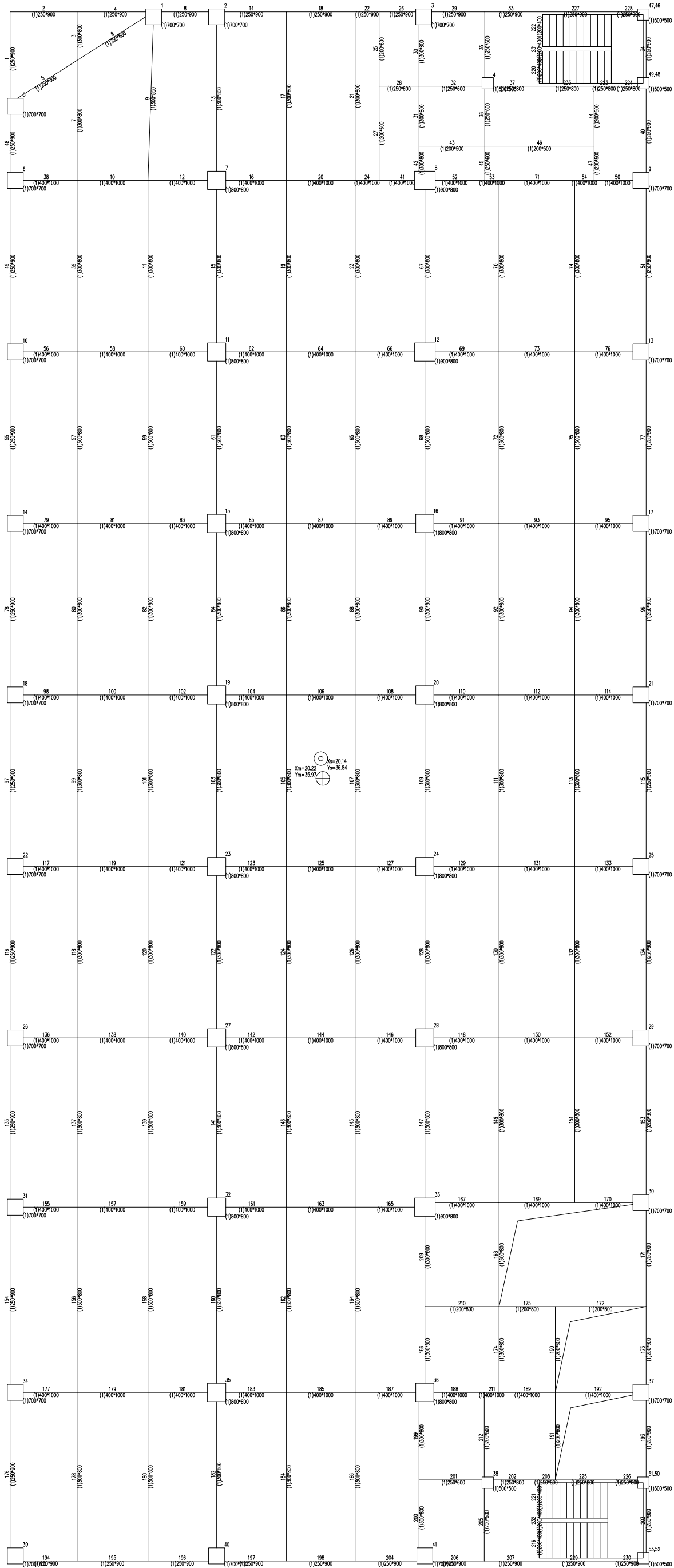
[D:柱径 L:梁长 R:人防荷载 () 人防荷载自重]

说明: 以下统计荷载值均以实际荷载为准, 不含人防荷载, 不含人防荷载 (人防荷载已单独为人防墙上荷载)

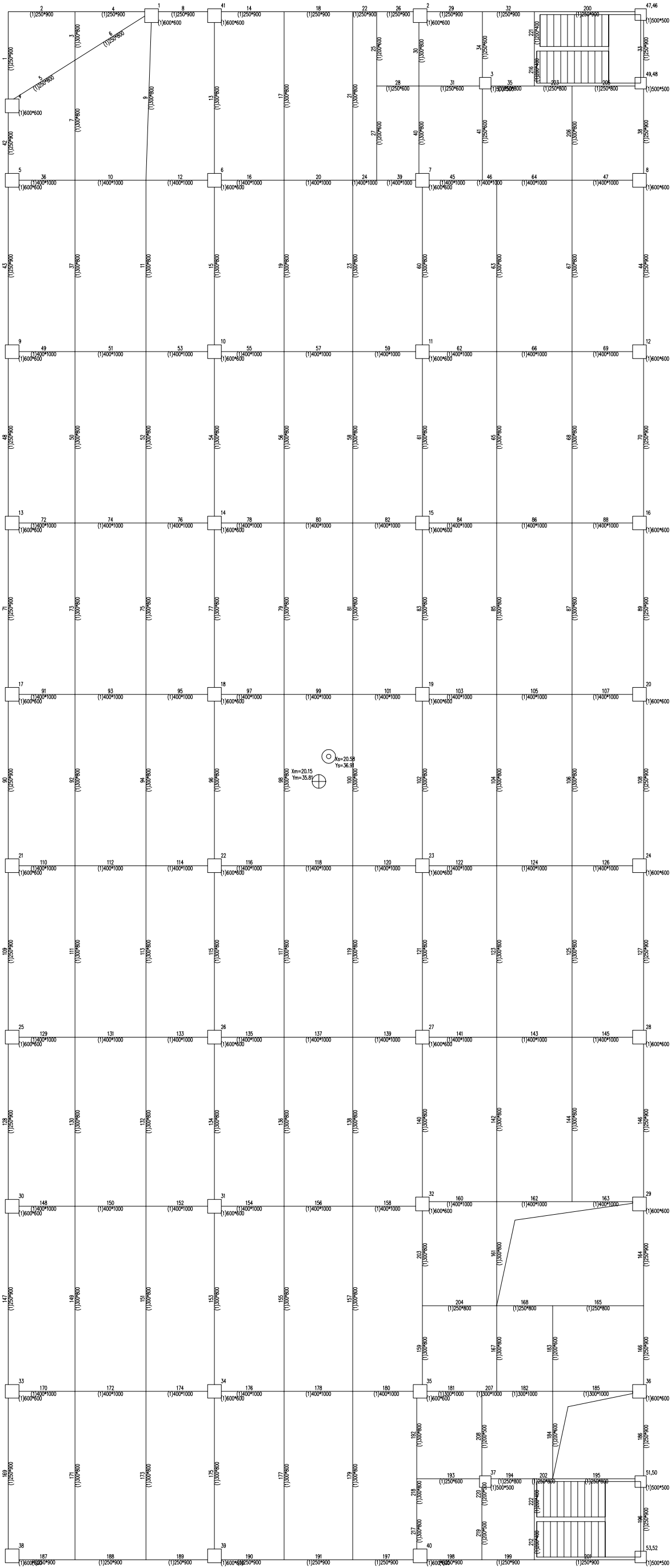
	整层(2)荷载	整层(2)荷载
板自重:	0.00	
楼面荷载	767.34	6394.47
人防	0.00	0.00
分项荷载		
梁	4037.95	0.00
墙	0.00	0.00
柱	0.00	0.00
节点	0.00	0.00
分项合计	4037.95	0.00



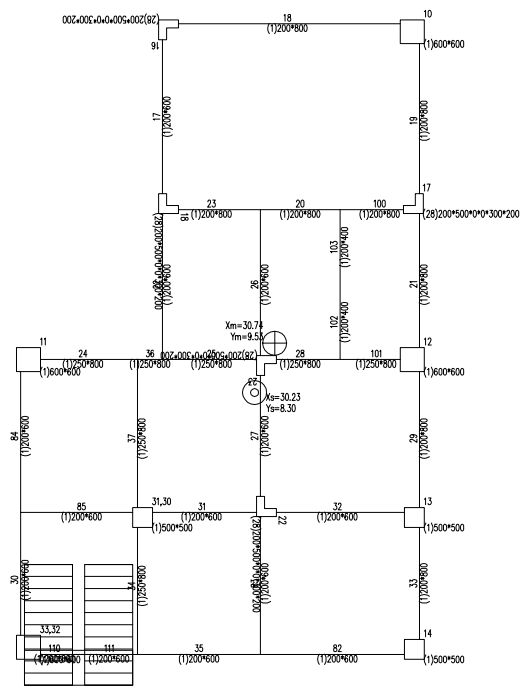
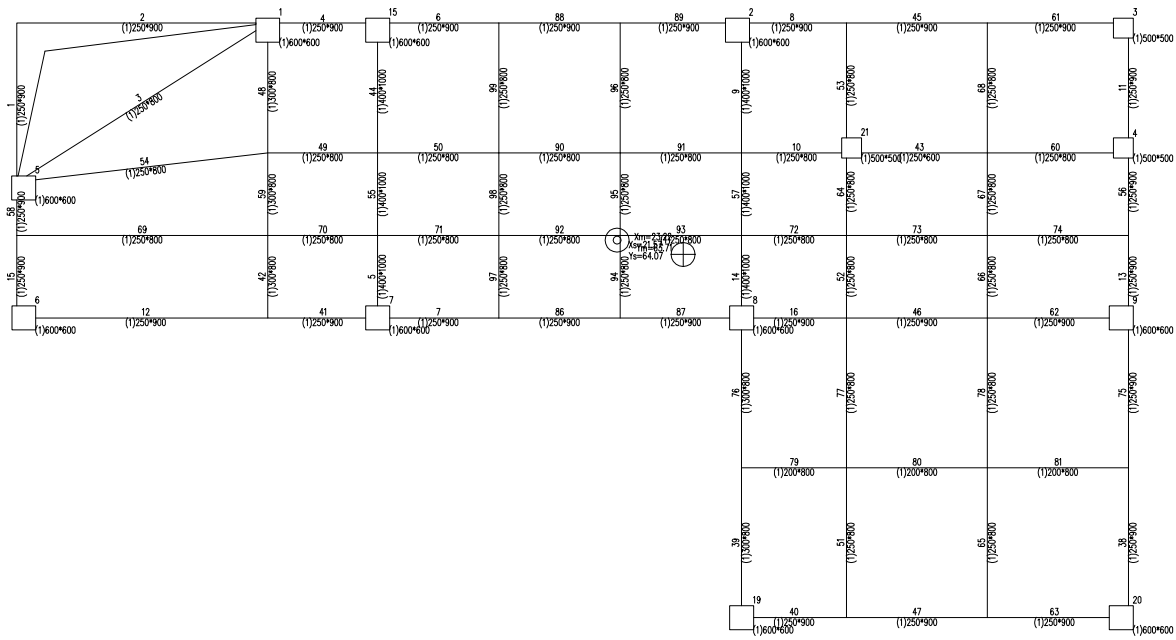
第 2 层(标准层2) 构件编号简图



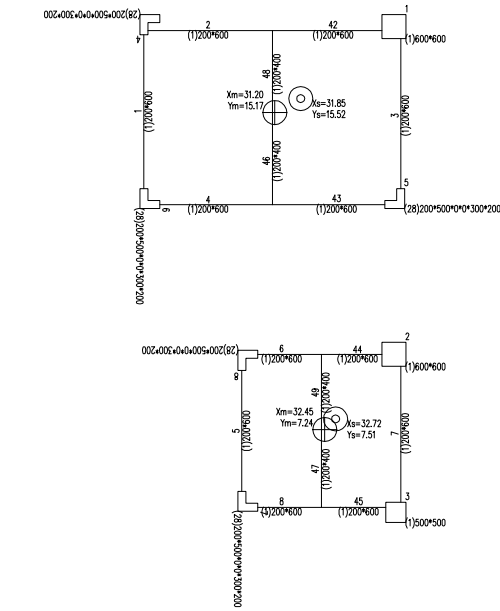
第 3 层(标准层3) 构件编号简图



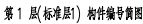
第 4 层(标准层) 构件编号图

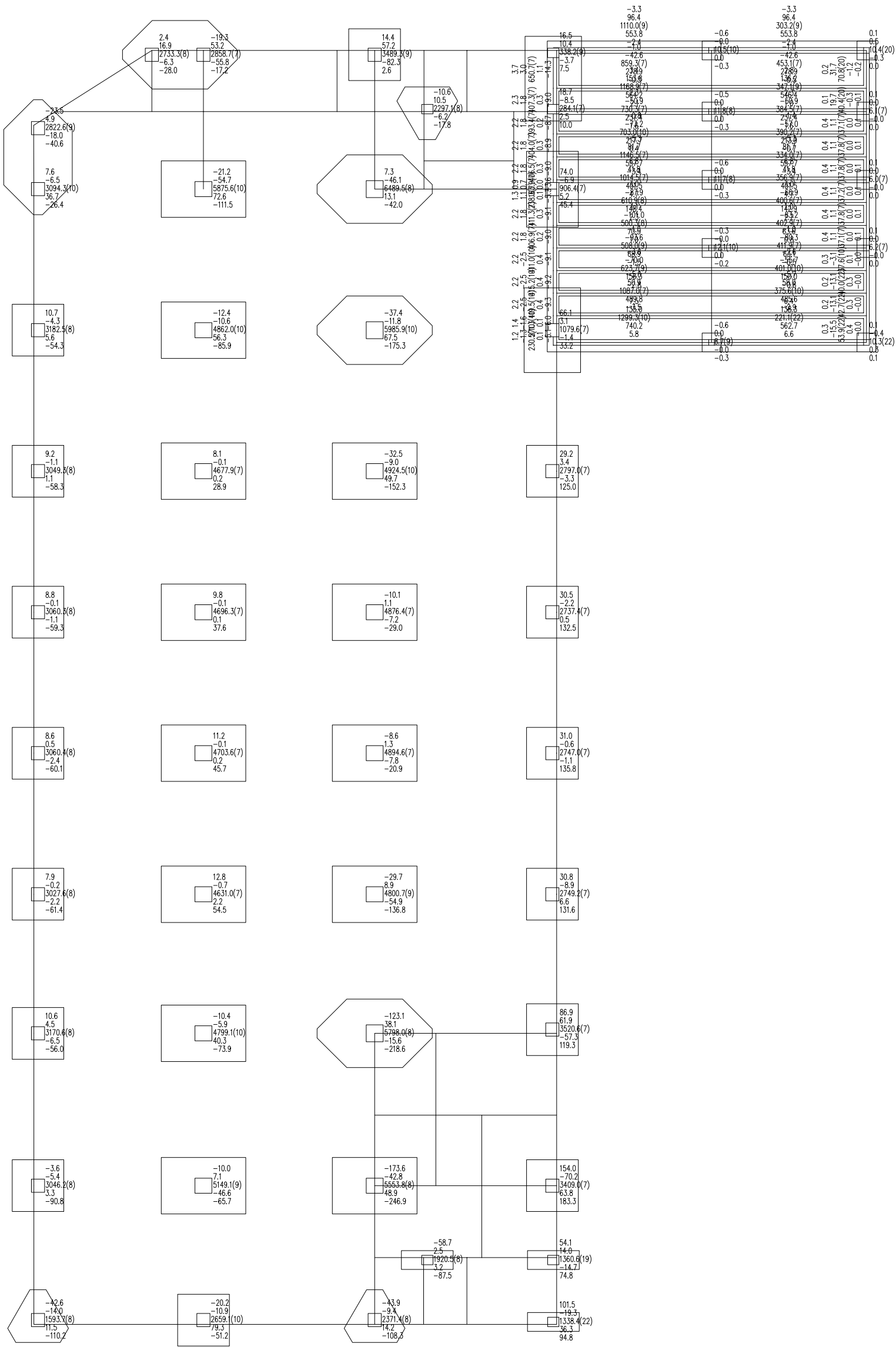


第 5 层(标准层6) 构件编号简图



第6层(标准层7) 构件编号简图



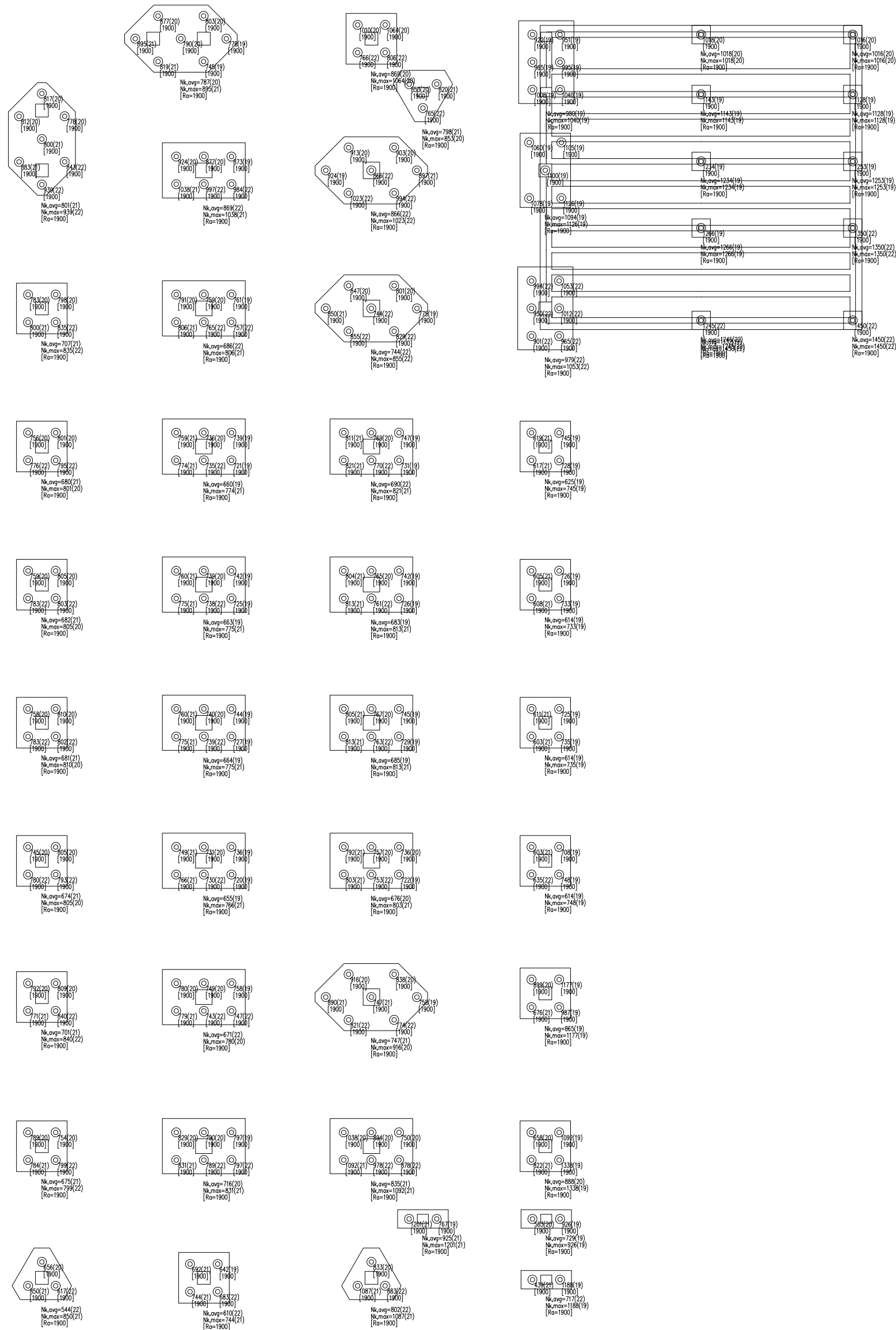


上部荷载的标准组合 N_max 图

黄色: 点荷载, 从上到下依次是Vx,Vy- 剪力(kN),N- 轴力(kN),Mx,My- 弯矩(kN-m)

绿色: 按集中力显示线荷载, 从上到下依次是面外剪力Vx(kN), 面内剪力Vy(kN),N- 轴力(kN), 面内弯矩Mx(kN*m), 面外弯矩My(kN*m)

括号内数字为目标组合工况号



桩竖向承载力验算结果(单位: kN)

地震组合：当 $N_{k,avg}>1.25R_a$ 或 $N_{k,max}>1.5R_a$ 显红色

[承台桩] 标注平均桩反力 $N_{k,avg}$ 、最大桩反力 $N_{k,max}$ 、竖向承载力特征值 R_a (括号中为对应组合号)

[非承台桩] 标注最大桩反力 $N_{k,max}$ 、竖向承载力特征值 R_a (括号中为对应组合号)

以下按筏板输出 $\Sigma R_a/\Sigma N_k$ 的最不利值及对应组合号, ΣR_a 为桩竖向承载力特征值之和, ΣN_k 为桩反力标准值之和

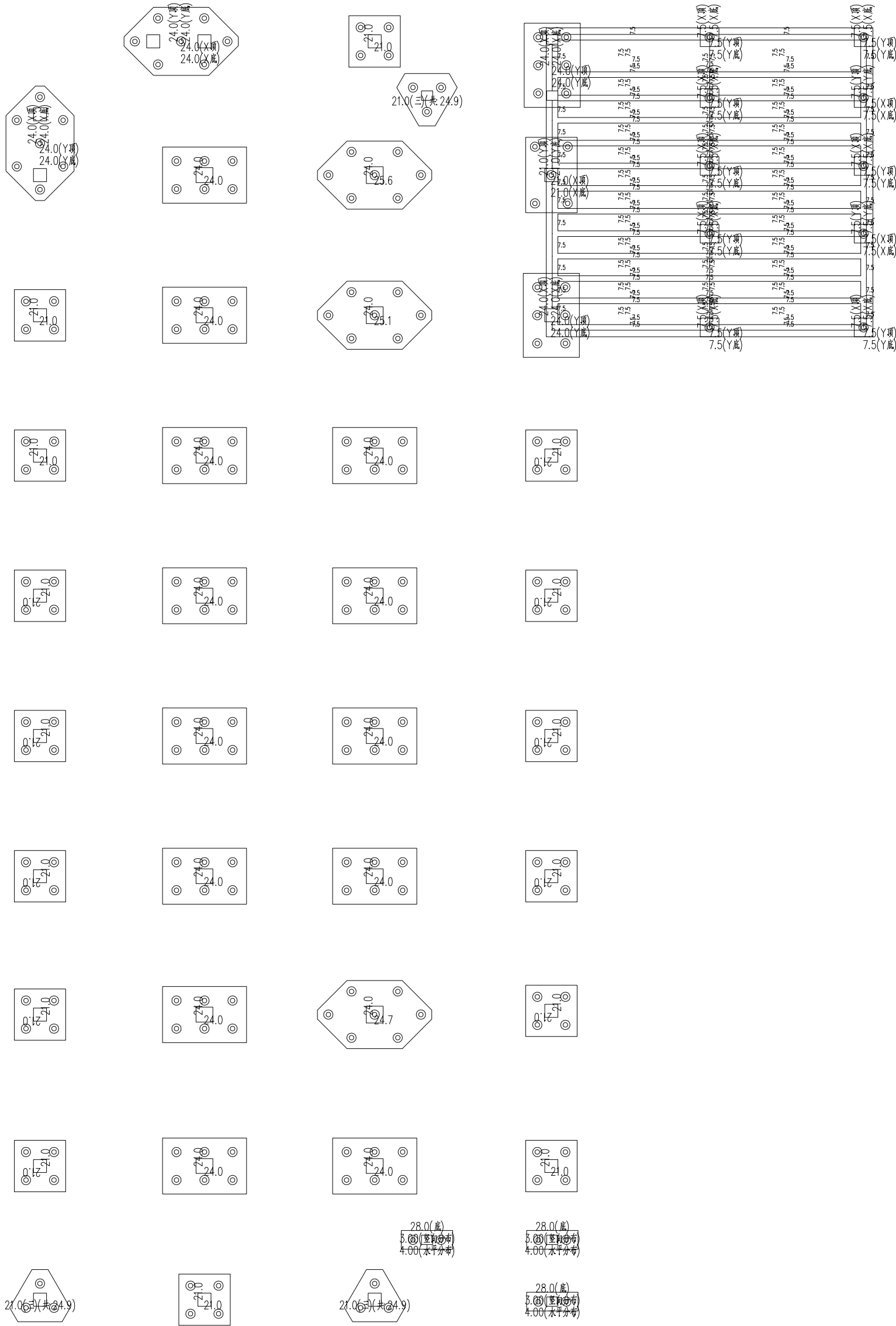
筏板 1, 最不利组合 19, $\Sigma R_a/\Sigma N_k=1.68$, $\Sigma N_k=20365\text{ kN}$, $\Sigma R_a=34200\text{ kN}$

以下按全部桩输出 $\Sigma R_a/\Sigma N_k$ 的最不利值及对应组合号, ΣR_a 为桩竖向承载力特征值之和, ΣN_k 为桩反力标准值之和

筏板、地基梁和多柱墙承台, 最不利组合 19, $\Sigma R_a/\Sigma N_k=1.97$, $\Sigma N_k=39555\text{ kN}$, $\Sigma R_a=77900\text{ kN}$

单柱承台, 最不利组合 21, $\Sigma R_a/\Sigma N_k=2.70$, $\Sigma N_k=122249\text{ kN}$, $\Sigma R_a=330600\text{ kN}$

全部桩, 最不利组合 21, $\Sigma R_a/\Sigma N_k=2.54$, $\Sigma N_k=161022\text{ kN}$, $\Sigma R_a=408500\text{ kN}$



基础混凝土构件配筋面积图

[地基梁, 拉梁, 承台梁(两桩), 桩] 单位cm*cm, [筏板, 承台, 独立基础, 钢筋混凝土条形基础] 单位cm*cm/m

地基梁箍筋面积为箍筋间距ss=200mm对应的Asv

倒T形地基梁按腹板、翼缘分别配置纵向底筋, FB 为腹板底筋面积, YY 为翼缘底筋面积

[混凝土强度等级] 筏板: C35(板下桩: C35) 承台: C35(承台桩: C35)

[主筋强度] 筏板: fy=360 承台: fy=360 承台桩: fy=360 非承台桩: fy=360

超过最大配筋率时显示为红色