

湖南大学设计研究院有限公司
计算书

工程名称 岳阳市屈原管理区第一中学教学

综合楼项目

设计阶段 施工图

设计专业 结 构

计 算 罗清清

校 对 袁柳汀 袁柳汀

审 核 _____

审 定 _____

2022 年 10 月

1 塔

总信息文件

设计参数输出

结构总体信息

结构体系:	框架结构
结构材料信息:	钢筋混凝土
结构所在地区:	全国
地下室层数:	1
嵌固端所在层号(层顶嵌固):	0
与基础相连构件最大底标高(m):	-4.000
裙房层数:	0
转换层所在层号:	0
加强层所在层号:	0
竖向荷载计算信息:	施工模拟三
风荷载计算信息:	一般计算方式
地震力计算信息:	计算水平地震作用
是否计算吊车荷载:	否
是否计算人防荷载:	否
是否考虑预应力等效荷载工况:	否
是否生成绘等值线用数据:	否
是否计算温度荷载:	否
竖向荷载砌墙轴向刚度考虑徐变收缩影响:	否
是否生成传给基础的刚度:	否
上部结构计算考虑基础结构:	否
施工模拟加载层步长:	1
考虑填充墙刚度:	否
采用通用规范:	是

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:	4.00
连梁材料强度默认同墙:	是
墙元细分最大控制长度(m):	1.00
板元细分最大控制长度(m):	1.00
短墙肢自动加密:	是
弹性板荷载计算方式:	平面导荷
膜单元类型:	经典膜元(QA4)
考虑梁端刚域:	否
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:	否
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, 其它计算非强刚	
地下室楼板强制采用刚性楼板假定:	否
是否自动划分多塔:	是
自动划分多塔时不考虑地下室:	是
可确定最多塔数的参考层号:	0
地震内力按全楼弹性板 6 计算:	否
计算现浇空心板:	否
增加计算连梁刚度不折减模型下的地震位移:	否
门式刚架按平面框架方式计算:	否
自动计算现浇板自重:	是
刚度系数	
竖向荷载作用下:	
梁刚度放大系数按 2010《混凝土规范》5.2.4 条取值:	是
梁刚度放大系数上限:	2.00
边梁刚度放大系数上限:	1.50
地震作用下:	
中梁刚度放大系数:	1.50
边梁刚度放大系数:	1.20
连梁刚度折减系数:	0.70
风荷载作用下:	
中梁刚度放大系数:	2.00
边梁刚度放大系数:	1.50
连梁刚度折减系数:	1.00
二阶效应信息	
是否考虑 P-Delt 效应:	否
分析求解信息	
启用并行求解器:	是
使用 cpu 核心数量(0 为自动):	-2
设定内存(MB,0 为自动):	0
自定义控制参数:	
求解器类型:	Pardiso Couple
加载步骤数量:	1
迭代次数[0,100]:	30
位移控制:	是

	位移控制精度:	0.0010	
	荷载控制:	是	
	荷载控制精度:	0.0010	
	风荷载信息		
	使用指定风荷载数据:	否	
	多方向风角度:		
	执行规范:	GB50009-2012	
	地面粗糙程度 :	B	
	修正后的基本风压 (kN/m2):	0.40	
	结构 X 向基本周期 (秒):	1.02	
	结构 Y 向基本周期 (秒):	0.92	
	风荷载计算用阻尼比 :	0.050	
	承载力设计时的风荷载效应放大系数:	1.0	
	考虑顺风向风振:	是	
	舒适度验算用基本风压 (kN/m2):	0.25	
	舒适度验算用阻尼比 :	0.020	
	水平风荷载体型分段数:	1	
	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 挡风		
	1	7	0.80 -0.50 0.00 1.00 0.80 -0.50
0.00	1.00		
	自动计算结构宽深:	是	
	考虑横向风振:	否	
	考虑扭转风振:	否	
	地震信息		
	阻尼比确定方法:	全楼统一	
	结构的阻尼比:	0.050	
	按地震动区划图 GB18306-2015 计算:	否	
	设计地震分组:	一	
	地震烈度:	7 (0.1g)	
	场地类别:	II	
	特征周期:	0.35	
	周期折减系数:	0.70	
	特征值分析类型:	WYD-RITZ	
	振型数确定方式:	程序自动计算	
	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:	90%	
	自动计算振型数时, 是否指定最多振型数量:	否	
	自动计算振型数时, 最多振型数量:	150	
	按主振型确定地震内力符号:	否	
	框架的抗震等级:	2	
	钢框架的抗震等级:	3	
	剪力墙的抗震等级:	3	

抗震构造措施的抗震等级:	不改变
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
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:	是
是否考虑偶然偏心:	是
X 向偶然偏心值:	0.05
Y 向偶然偏心值:	0.05
偶然偏心计算方法:	等效扭矩法(传统法)
是否考虑双向地震扭转效应:	是
自动计算最不利地震方向的作用:	是
斜交抗侧力构件方向的附加地震数:	1
斜交抗侧力构件方向的附加地震角度:	45
活荷重力荷载代表值组合系数:	0.50
使用自定义地震影响系数曲线:	否
地震影响系数最大值:	0.080
罕遇地震影响系数最大值:	0.500
地震作用放大方法:	全楼统一
全楼地震力放大系数:	1.00
地震计算时不考虑地下室以下的结构质量:	否
时域显式随机模拟法	
执行时域显式随机模拟法:	否
性能设计信息	
是否考虑性能设计:	否
性能设计包络信息	
按照抗规方法进行性能包络设计:	否
隔震减震	
设计信息	
是否按规范进行剪重比调整:	是
是否扭转效应明显:	是
是否自动计算动位移比例系数:	是
梁端弯矩调幅系数:	0.85
框架梁调幅后不小于简支梁跨中弯矩的倍数:	0.50
非框架梁调幅后不小于简支梁跨中弯矩的倍数:	0.33
梁扭矩折减系数:	0.40
实配钢筋超配系数:	1.15
按层刚度比判断薄弱层方法:	高规和抗规从严
底部嵌固楼层刚度比执行《高规》3.5.2-2:	是
自动对层间受剪承载力突变形成的薄弱层放大调整:	是
自动根据层间受剪承载力比值调整配筋:	是
目标系数:	0.80

是否转换层指定为薄弱层:	是
薄弱层地震内力放大系数:	1.25
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
0.2V ₀ 调整分段数:	0
分段号 起始层号 终止层号	
0.2V ₀ 调 整 规 则 :	
min(0.20V ₀ ,1.50V _{fmax})	
0.2V ₀ 调整时楼层剪力最小倍数:	0.20
0.2V ₀ 调整时各层框架剪力最大值的倍数:	1.50
0.2V ₀ 调整上限:	2.00
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:	7
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:	单偏压
连梁按对称配筋设计:	否
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:	否
按简化方法计算柱剪跨比 ($H_n/2h_0$):	是
墙柱配筋设计考虑端柱:	否
墙柱配筋设计考虑翼缘墙:	否
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:	是
验算一级抗震墙施工缝:	是
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:	是
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:	否
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:	否
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《钢标》自动判断强弱支撑:	否
门刚规范用 GB51022-2015:	是
执行门规 GB51022 附录 A:	是
执行门规 GB51022 附录 A.0.8:	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):	是
按宽厚比等级控制局部稳定:	是
截面宽厚比等级:	S3
支撑杆件截面宽厚比等级:	S3
组合梁截面宽厚比等级:	S2
按钢标 6.2.7 验算梁下翼缘稳定:	是
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:	是
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):	26.00
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 (%):	0.30
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
结构底部单独指定层的墙竖向分布配筋率:	0.60
钢筋强度	
HPB300 钢筋强度设计值 (N/mm2) :	270
HRB335 钢筋强度设计值 (N/mm2) :	300
HRB400 钢筋强度设计值 (N/mm2) :	360
地下室信息	
土的水平抗力系数的比例系数(MN/m4):	10.00
扣除地面以下几层回填土约束:	0
外墙分布筋保护层厚度:	35(mm)
回填土容重 (kN/m3):	18.00
回填土侧压力系数:	0.50
室外地平标高 (m):	-0.15
地下水位标高 (m):	-1.00
室外地面附加荷载 (kN/m2):	0.00
基础水工况组合方式:	叠加
按《地下结构抗震设计标准》GB/T 51336-2018 设计:	否
地下室侧土约束施加方式:	顶板双向弹簧
按反应位移法计算地下结构的地震作用:	否
荷载组合	
采用自定义组合:	否
使用建模自定义组合模板:	否
结构重要性系数:	1.10
执行《建筑结构可靠性设计统一标准》:	是

刚重比按 1.3 恒+1.5 活计算: 是
恒载分项系数: 1.30
活载分项系数: 1.50
活荷载组合值系数: 0.70
活荷载频遇值系数: 0.60
活荷载准永久值系数: 0.50
考虑结构设计使用年限的活荷载调整系数: 1.00
风荷载分项系数: 1.50
风荷载组合值系数: 0.60
风荷载频遇值系数: 0.40
风荷载是否参与地震组合: 是
重力荷载分项系数: 1.30
水平地震力分项系数: 1.40

楼层属性

层号	塔号	属性
7	1	标准层 7
6	1	标准层 6
5	1	标准层 5
4	1	标准层 4
3	1	标准层 2
2	1	标准层 3
1	1	标准层 1 地下 1 层

塔属性

塔号 1					
结构体系:			框架结构		
结构 X 向基本周期（秒）:			1.02		
结构 Y 向基本周期（秒）:			0.92		
水平风荷载体型分段数:			1		
分段号	最高层号	挡风系数	迎风面系数	背风面系数	侧风面系数
1	7	1.00	0.80	-0.50	0.00
0.2V0 调整分段数:			0		
分段号	起始层号	终止层号			
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		

各层质量、质心坐标，层质量比

层号	塔号	质心 X	质心 Y	质心 Z	恒载质量	活载质量
活载质量	附加质量	质量比				
		(m)	(m)	(m)	(t)	(t)
减)(t)	(t)					(不折)
7	1	2.294	39.665	22.700	80.4	1.7
3.3	0.0	0.08				
6	1	30.261	39.777	19.500	902.1	73.4
146.8	0.0	0.90				
5	1	30.316	40.289	15.550	999.8	89.2
178.3	0.0	1.00				
4	1	30.313	40.286	11.650	1002.3	89.9
179.8	0.0	1.01				
3	1	30.376	40.274	7.750	989.1	89.2
178.3	0.0	0.96				
2	1	30.113	40.192	3.850	1025.1	93.9
187.8	0.0	2.26	质量比>1.5	不满足《高规》3.5.6		
1	1	33.185	40.215	-0.250	491.9	3.8
7.7	0.0	1.00				
合计		--	--	--	5490.6	441.0
882.0	0.0					

活载总质量 (t): 441.023

恒载总质量 (t): 5490.622

附加总质量 (t): 0.000

结构总质量 (t): 5931.645

恒载产生的总质量包括结构自重和外加恒载

活载质量 = 活荷载重力荷载代表值系数*活载等效质量

总质量 = 恒载质量+活载质量+附加质量

各层构件数量、构件材料和层高

层号	塔号	梁数	柱数	支撑数	墙数	层高(m)	累计高度(m)
7	1	10	6	0	0	3.200	26.700
6	1	152	25	0	0	3.950	23.500
5	1	193	25	0	0	3.900	19.550
4	1	193	25	0	0	3.900	15.650
3	1	193	25	0	0	3.900	11.750

2	1	186	25	0	0	4.100	7.850
1	1	83	25	0	0	3.750	3.750

保护层:

层号	塔号	梁保护层(mm)	柱保护层(mm)	墙保护层(mm)
7	1	20	20	---
6	1	20	20	---
5	1	20	20	---
4	1	20	20	---
3	1	20	20	---
2	1	20	20	---
1	1	20	20	---

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)
7	1	10(C30/360)	6(C30/360)	---	---
6	1	152(C30/360)	25(C30/360)	---	---
5	1	193(C30/360)	25(C30/360)	---	---
4	1	193(C30/360)	25(C30/360)	---	---
3	1	193(C30/360)	25(C30/360)	---	---
2	1	186(C30/360)	25(C30/360)	---	---
1	1	83(C30/360)	25(C30/360)	---	---

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)
7	1	10(360)	6(360)	---	---	(270)
6	1	152(360)	25(360)	---	---	(270)
5	1	193(360)	25(360)	---	---	(270)
4	1	193(360)	25(360)	---	---	(270)
3	1	193(360)	25(360)	---	---	(270)
2	1	186(360)	25(360)	---	---	(270)

1 1 83(360) 25(360) --- --- (270)

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
7	1	X	38.8	38.8	124.3
		Y	15.6	15.6	49.8
6	1	X	43.8	82.6	450.6
		Y	230.0	245.5	1019.6
5	1	X	40.8	123.4	931.8
		Y	201.8	447.4	2764.3
4	1	X	35.5	158.8	1551.2
		Y	176.2	623.6	5196.3
3	1	X	31.1	189.9	2292.0
		Y	155.6	779.2	8235.3
2	1	X	33.1	223.1	3206.7
		Y	147.9	927.1	12036.4
1	1	X	0.0	223.1	4043.2
		Y	0.0	927.1	15513.1

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= 32.4834(m) Ystif= 40.1117(m) Alf = 0.0636(Degree)

Xmass= 33.1854(m) Ymass= 40.2147(m) Gmass(重力荷载代表值)= 499.6015(495.7659)(t)

Eex = 0.0030 Eey = 0.0342

Ratx = 1.0000 Raty = 1.0000

薄弱层地震剪力放大系数= 1.00

Ratx1= 2.6649 Raty1= 7.9443

RJX1 = 2.0399E+006(kN/m) RJY1 = 2.0663E+006(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)

RJX3 = 1.2794E+006(kN/m) RJY3 = 3.1372E+006(kN/m) RJZ3 = 2.1144E+009(kN*m/Rad)

Floor No. 2 Tower No. 1

Xstif= 26.9089(m) Ystif= 40.2310(m) Alf = 45.0000(Degree)

Xmass= 30.1133(m) Ymass= 40.1918(m) Gmass(重力荷载代表值)=
1212.8538(1118.9591)(t)

Eex = 0.0020 Eey = 0.1584

Ratx = 0.7651 Raty = 0.7654

薄弱层地震剪力放大系数= 1.00

Ratx1= 1.1590 Raty1= 1.5743

RJX1 = 1.5608E+006(kN/m) RJY1 = 1.5815E+006(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)

RJX3 = 5.6786E+005(kN/m) RJY3 = 5.6414E+005(kN/m) RJZ3 = 4.6191E+008(kN*m/Rad)

Floor No. 3 Tower No. 1

Xstif= 26.5174(m) Ystif= 39.5997(m) Alf = 2.4636(Degree)

Xmass= 30.3763(m) Ymass= 40.2742(m) Gmass(重力荷载代表值)=
1167.4666(1078.3020)(t)

Eex = 0.0345 Eey = 0.1819

Ratx = 0.9244 Raty = 0.7924

薄弱层地震剪力放大系数= 1.00

Ratx1= 1.3095 Raty1= 1.4181

RJX1 = 1.4428E+006(kN/m) RJY1 = 1.2533E+006(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)

RJX3 = 6.1441E+005(kN/m) RJY3 = 4.7310E+005(kN/m) RJZ3 = 4.2933E+008(kN*m/Rad)

Floor No. 4 Tower No. 1

Xstif= 26.2973(m) Ystif= 39.6093(m) Alf = 2.8821(Degree)

Xmass= 30.3127(m) Ymass= 40.2862(m) Gmass(重力荷载代表值)=
1182.0919(1092.1710)(t)

Eex = 0.0343 Eey = 0.1886

Ratx = 1.0000 Raty = 1.0000

薄弱层地震剪力放大系数= 1.00

Ratx1= 1.4601 Raty1= 1.4741

RJX1 = 1.4428E+006(kN/m) RJY1 = 1.2533E+006(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)

RJX3 = 6.1818E+005(kN/m) RJY3 = 4.4216E+005(kN/m) RJZ3 = 4.3672E+008(kN*m/Rad)

Floor No. 5 Tower No. 1

Xstif= 26.2671(m) Ystif= 39.6575(m) Alf = 45.0000(Degree)

Xmass= 30.3155(m) Ymass= 40.2885(m) Gmass(重力荷载代表值)=
1178.1213(1088.9568)(t)

Eex = 0.0317 Eey = 0.1901
Ratx = 1.0000 Raty = 1.0000
薄弱层地震剪力放大系数= 1.00
Ratx1= 1.6107 Raty1= 1.6094
RJX1 = 1.4428E+006(kN/m) RJY1 = 1.2533E+006(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)
RJX3 = 6.0481E+005(kN/m) RJY3 = 4.2851E+005(kN/m) RJZ3 = 4.3593E+008(kN*m/Rad)

Floor No. 6 Tower No. 1
Xstif= 26.4521(m) Ystif= 39.6266(m) Alf = 45.0000(Degree)
Xmass= 30.2607(m) Ymass= 39.7771(m) Gmass(重力荷载代表值)=
1048.8701(975.4822)(t)
Eex = 0.0075 Eey = 0.1787
Ratx = 0.9625 Raty = 0.9625
薄弱层地震剪力放大系数= 1.00
Ratx1= 10.2029 Raty1= 5.7884
RJX1 = 1.3887E+006(kN/m) RJY1 = 1.2063E+006(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)
RJX3 = 5.3642E+005(kN/m) RJY3 = 3.8038E+005(kN/m) RJZ3 = 4.2723E+008(kN*m/Rad)

Floor No. 7 Tower No. 1
Xstif= 2.2774(m) Ystif= 39.7063(m) Alf = 45.0000(Degree)
Xmass= 2.2944(m) Ymass= 39.6650(m) Gmass(重力荷载代表值)=
83.6625(82.0077)(t)
Eex = 0.0083 Eey = 0.0034
Ratx = 0.4525 Raty = 0.4486
薄弱层地震剪力放大系数= 1.00
Ratx1= 1.0000 Raty1= 1.0000
RJX1 = 6.2841E+005(kN/m) RJY1 = 5.4113E+005(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)
RJX3 = 7.5108E+004(kN/m) RJY3 = 9.3876E+004(kN/m) RJZ3 = 9.2737E+006(kN*m/Rad)

X 方向最小刚度比: 1.0000(7 层 1 塔)
Y 方向最小刚度比: 1.0000(7 层 1 塔)

=====

地下室楼层侧向刚度比验算（剪切刚度）

=====

地下室层号: 1 塔号: 1
X 方向地下一层剪切刚度=2.0399E+006 X 方向地上一层剪切刚度=1.5608E+006 X 方向
刚度比= 1.3069
Y 方向地下一层剪切刚度=2.0663E+006 Y 方向地上一层剪切刚度=1.5815E+006 Y 方向
刚度比= 1.3065

结构整体抗倾覆验算

抗倾覆力矩 Mr 倾覆力矩 Mov 比值 Mr/Mov 零应力区(%)

层号： 1 塔号： 1

X 向风	1.687E+006	4.250E+003	396.96	0.00
Y 向风	2.945E+005	1.766E+004	16.68	0.00
X 地震	1.638E+006	3.583E+004	45.72	0.00
Y 地震	2.860E+005	2.975E+004	9.61	0.00

结构整体稳定验算

地震:

层号	塔号	X 向刚度	Y 向刚度	层高	上部重量	X 刚重比
2	1	5.679E+005	5.641E+005	4.100		78099
29.811	29.616					
3	1	6.144E+005	4.731E+005	3.900		61956
38.676	29.781					
4	1	6.182E+005	4.422E+005	3.900		46422
51.934	37.147					
5	1	6.048E+005	4.285E+005	3.900		30695
76.844	54.445					
6	1	5.364E+005	3.804E+005	3.950		15023
141.040	100.012					
7	1	7.511E+004	9.388E+004	3.200		1094
219.647	274.533					

该结构刚重比 $D_i \cdot H_i / G_i$ 大于 10，能够通过《高规》5.4.4 条的整体稳定验算
该结构刚重比 $D_i \cdot H_i / G_i$ 大于 20，满足《高规》5.4.1，可以不考虑重力二阶效应

风荷载:

层号	塔号	X 向刚度	Y 向刚度	层高	上部重量	X 刚重比
2	1	5.815E+005	6.557E+005	4.100		78099
30.529	34.424					
3	1	6.451E+005	5.746E+005	3.900		61956
40.605	36.167					
4	1	6.501E+005	5.409E+005	3.900		46422
54.613	45.438					
5	1	6.296E+005	5.117E+005	3.900		30695

79.997	65.017				
6	1	5.684E+005	4.393E+005	3.950	15023
149.450	115.509				
7	1	1.921E+005	6.727E+004	3.200	1094
561.842	196.723				

该结构刚重比 $D_i \cdot H_i / G_i$ 大于 10，能够通过《高规》5.4.4 条的整体稳定验算
该结构刚重比 $D_i \cdot H_i / G_i$ 大于 20，满足《高规》5.4.1，可以不考虑重力二阶效应

结构抗震验算

风振舒适度验算

塔号: 1

按《荷载规范》附录 J 计算:

X 向顺风向顶点最大加速度(m/s²) = 0.014

X 向横风向顶点最大加速度(m/s²) = 0.022

Y 向顺风向顶点最大加速度(m/s²) = 0.061

Y 向横风向顶点最大加速度(m/s²) = 0.243

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
7	1	1.2749E+003	1.2632E+003	1.00	1.00
6	1	5.1665E+003	4.8328E+003	4.05	3.83
5	1	7.0040E+003	6.6587E+003	1.36	1.38
4	1	8.4535E+003	7.9985E+003	1.21	1.20
3	1	9.6961E+003	9.0934E+003	1.15	1.14
2	1	1.1418E+004	1.1413E+004	1.18	1.26
1	1	1.2265E+004	1.2087E+004	1.07	1.06

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	1.0506	106.40	0.86(0.07+0.79)	0.14
2	1.0198	14.78	1.00(0.93+0.07)	0.00
3	0.8228	94.89	0.21(0.00+0.21)	0.79
4	0.3373	102.71	0.87(0.04+0.82)	0.13
5	0.3285	11.33	1.00(0.96+0.04)	0.00
6	0.2678	92.58	0.24(0.00+0.24)	0.76

地震作用最大的方向 = 179.302°

振型号	周期	转角	平动系数(X+Y)	扭转系数(Z)
1	1.0613	104.62	0.85(0.05+0.80)	0.15
2	1.0339	13.11	1.00(0.94+0.05)	0.00
3	0.8347	94.57	0.22(0.00+0.22)	0.78
4	0.3407	103.51	0.86(0.05+0.81)	0.14
5	0.3319	12.21	1.00(0.95+0.05)	0.00
6	0.2714	93.92	0.24(0.00+0.24)	0.76

(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	5.80(5.80)	61.26(61.26)	11.74(11.74)
2	80.20(86.00)	5.26(66.53)	0.31(12.05)
3	0.20(86.20)	13.85(80.38)	58.09(70.14)
4	0.32(86.53)	8.10(88.48)	1.27(71.41)
5	7.41(93.93)	0.41(88.89)	0.01(71.42)
6	0.01(93.94)	1.46(90.35)	11.63(83.06)

X 向平动振型参与质量系数总计: 93.94%

Y 向平动振型参与质量系数总计: 90.35%

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	4.59(4.59)	61.80(61.80)	13.11(13.11)
2	81.44(86.03)	4.18(65.98)	0.28(13.38)
3	0.17(86.20)	14.65(80.63)	58.87(72.26)
4	0.36(86.56)	7.75(88.38)	1.11(73.37)
5	7.16(93.72)	0.46(88.84)	0.01(73.38)
6	0.01(93.74)	1.56(90.40)	9.66(83.05)

X 向平动振型参与质量系数总计: 93.74%

Y 向平动振型参与质量系数总计: 90.40%

第 1 扭转周期(0.8228)/第 1 平动周期(1.0506) = 0.78

地震作用最大的方向 = 179.618°

振型号	阻尼比
1	0.050
2	0.050
3	0.050
4	0.050
5	0.050
6	0.050

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)
7	1	50.39	50.39(6.145%)	161.26	44.09
6	1	524.62	574.67(5.434%)	2430.28	460.61
5	1	474.60	1035.20(4.823%)	6449.07	428.43
4	1	420.88	1375.22(4.246%)	11708.26	343.79
3	1	425.38	1651.55(3.826%)	17879.76	254.59
2	1	362.01	1881.05(3.460%)	25179.45	176.10
1	1	49.99	1913.65(3.226%)	32113.66	0.00

按规范要求的 X 向楼层最小剪重比 = 1.60%

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)
-------	-------	------------	--------------------	--------------	-------------------

7	1	47.54	47.54(5.797%)	152.13	43.07
6	1	485.68	515.43(4.874%)	2138.54	449.92
5	1	409.46	905.51(4.219%)	5643.26	418.49
4	1	377.26	1168.50(3.608%)	10060.51	335.81
3	1	398.05	1388.80(3.217%)	15130.51	248.68
2	1	296.34	1561.64(2.873%)	21073.56	172.01
1	1	20.15	1573.97(2.654%)	26725.80	0.00

按规范要求的 Y 向楼层最小剪重比 = 1.60%

各层各塔的规定水平力

层号	塔号	X 向(KN)	Y 向(KN)
7	1	50.4	47.5
6	1	524.3	467.9
5	1	460.5	390.1
4	1	340.0	263.0
3	1	276.3	220.3
2	1	229.5	172.8
1	1	32.6	12.3

规定水平力下框架柱、短肢墙地震倾覆力矩

层号	塔号		框架柱	短肢墙	普通墙	斜撑	合计
7	1	X	161.3	0.0	0.0	0.0	161.3
6	1	X	2386.0	0.0	0.0	0.0	2386.0
5	1	X	6328.2	0.0	0.0	0.0	6328.2
4	1	X	11550.8	0.0	0.0	0.0	11550.8
3	1	X	17805.0	0.0	0.0	0.0	17805.0
2	1	X	25188.8	0.0	0.0	0.0	25188.8
1	1	X	28104.3	0.0	0.0	0.0	28104.3
7	1	Y	152.1	0.0	0.0	0.0	152.1
6	1	Y	1840.6	0.0	0.0	0.0	1840.6
5	1	Y	4872.9	0.0	0.0	0.0	4872.9
4	1	Y	8788.5	0.0	0.0	0.0	8788.5
3	1	Y	13515.0	0.0	0.0	0.0	13515.0
2	1	Y	19301.8	0.0	0.0	0.0	19301.8
1	1	Y	18394.4	0.0	0.0	0.0	18394.4

规定水平力下框架柱、短肢墙地震倾覆力矩百分比

层号	塔号		框架柱	短肢墙
7	1	X	100.0	0.0
6	1	X	100.0	0.0
5	1	X	100.0	0.0
4	1	X	100.0	0.0
3	1	X	100.0	0.0
2	1	X	100.0	0.0
1	1	X	100.0	0.0
7	1	Y	100.0	0.0
6	1	Y	100.0	0.0
5	1	Y	100.0	0.0
4	1	Y	100.0	0.0
3	1	Y	100.0	0.0
2	1	Y	100.0	0.0
1	1	Y	100.0	0.0

规定水平力下框架柱、短肢墙地震倾覆力矩（轴力方式）

层号	塔号		框架柱	短肢墙	普通墙	斜撑	合计
7	1	X	161.3	0.0	0.0	0.0	161.3
6	1	X	2346.6	0.0	0.0	0.0	2346.6
5	1	X	6181.9	0.0	0.0	0.0	6181.9
4	1	X	11424.5	0.0	0.0	0.0	11424.5
3	1	X	17753.9	0.0	0.0	0.0	17753.9
2	1	X	25333.3	0.0	0.0	0.0	25333.3
1	1	X	28882.1	0.0	0.0	0.0	28882.1
7	1	Y	152.1	0.0	0.0	0.0	152.1
6	1	Y	2000.4	0.0	0.0	0.0	2000.4
5	1	Y	5421.8	0.0	0.0	0.0	5421.8
4	1	Y	9907.1	0.0	0.0	0.0	9907.1
3	1	Y	15257.1	0.0	0.0	0.0	15257.1
2	1	Y	21742.5	0.0	0.0	0.0	21742.5
1	1	Y	21159.3	0.0	0.0	0.0	21159.3

规定水平力下框架柱、短肢墙地震倾覆力矩百分比（轴力方式）

层号	塔号		框架柱	短肢墙
7	1	X	100.0	0.0
6	1	X	100.0	0.0
5	1	X	100.0	0.0
4	1	X	100.0	0.0
3	1	X	100.0	0.0
2	1	X	100.0	0.0
1	1	X	100.0	0.0
7	1	Y	100.0	0.0
6	1	Y	100.0	0.0
5	1	Y	100.0	0.0
4	1	Y	100.0	0.0
3	1	Y	100.0	0.0
2	1	Y	100.0	0.0
1	1	Y	100.0	0.0

规定水平力下框架柱、短肢墙地震倾覆力矩（改进轴力方式）

层号	塔号		框架柱	短肢墙	普通墙	斜撑	合计
7	1	X	161.3	0.0	0.0	0.0	161.3
6	1	X	2329.8	0.0	0.0	0.0	2329.8
5	1	X	6086.6	0.0	0.0	0.0	6086.6
4	1	X	11290.9	0.0	0.0	0.0	11290.9
3	1	X	17596.8	0.0	0.0	0.0	17596.8
2	1	X	25164.5	0.0	0.0	0.0	25164.5
1	1	X	28865.7	0.0	0.0	0.0	28865.7
7	1	Y	152.1	0.0	0.0	0.0	152.1
6	1	Y	1877.6	0.0	0.0	0.0	1877.6
5	1	Y	5156.2	0.0	0.0	0.0	5156.2
4	1	Y	9530.0	0.0	0.0	0.0	9530.0
3	1	Y	14785.1	0.0	0.0	0.0	14785.1
2	1	Y	21264.8	0.0	0.0	0.0	21264.8
1	1	Y	20980.4	0.0	0.0	0.0	20980.4

规定水平力下框架柱、短肢墙地震倾覆力矩百分比（改进轴力方式）

层号	塔号		框架柱	短肢墙
7	1	X	100.0	0.0
6	1	X	100.0	0.0
5	1	X	100.0	0.0
4	1	X	100.0	0.0
3	1	X	100.0	0.0
2	1	X	100.0	0.0
1	1	X	100.0	0.0
7	1	Y	100.0	0.0
6	1	Y	100.0	0.0
5	1	Y	100.0	0.0
4	1	Y	100.0	0.0
3	1	Y	100.0	0.0
2	1	Y	100.0	0.0
1	1	Y	100.0	0.0

框架柱地震剪力百分比

层号	塔号		柱剪力	墙剪力	总剪力	柱剪力百分比
柱剪力与分段基底剪力百分比						
7	1	X	50.4	0.0	50.4	100.00%
6	1	X	563.6	0.0	574.7	98.07%
5	1	X	1011.6	0.0	1035.2	97.72%
4	1	X	1339.9	0.0	1375.2	97.43%
3	1	X	1604.9	0.0	1651.5	97.18%
2	1	X	1801.6	0.0	1881.1	95.78%
1	1	X	779.4	0.0	1913.7	40.73%
7	1	Y	47.5	0.0	47.5	100.00%
6	1	Y	448.2	0.0	515.4	86.95%
5	1	Y	812.9	0.0	905.5	89.78%

0.00%
41Y1051.70.01168.590.01%
0.00%
31Y1263.20.01388.890.96%
0.00%
21Y1457.20.01561.693.31%
0.00%
11Y263.50.01574.016.74%
0.00%

框架柱风倾覆力矩百分比

层号	塔号		柱力矩	总力矩	柱力矩百分比
7	1	X	124.3	124.3	100.00%
6	1	X	444.6	444.6	100.00%
5	1	X	914.7	914.7	100.00%
4	1	X	1518.8	1518.8	100.00%
3	1	X	2239.3	2239.3	100.00%
2	1	X	3115.9	3115.9	100.00%
1	1	X	3458.8	3458.8	100.00%
7	1	Y	49.8	49.8	100.00%
6	1	Y	860.6	860.6	100.00%
5	1	Y	2361.3	2361.3	100.00%
4	1	Y	4454.8	4454.8	100.00%
3	1	Y	7106.9	7106.9	100.00%
2	1	Y	10532.6	10532.6	100.00%
1	1	Y	10050.0	10050.0	100.00%

框架柱、剪力墙风剪力百分比

层号	塔号		柱剪力	墙剪力	其它	总剪力	柱剪力百分比
墙剪力百分比							
7	1	X	38.8	0.0	0.0	38.8	100.00%
0.00%							
6	1	X	81.1	0.0	0.0	81.1	100.00%
0.00%							
5	1	X	120.5	0.0	0.0	120.5	100.00%
0.00%							
4	1	X	154.9	0.0	0.0	154.9	100.00%

0.00%	3	1	X	184.7	0.0	0.0	184.7	100.00%
0.00%	2	1	X	213.8	0.0	0.0	213.8	100.00%
0.00%	1	1	X	91.4	0.0	0.0	91.4	100.00%
0.00%								
	7	1	Y	15.6	0.0	0.0	15.6	100.00%
0.00%	6	1	Y	205.3	0.0	0.0	205.3	100.00%
0.00%	5	1	Y	384.8	0.0	0.0	384.8	100.00%
0.00%	4	1	Y	536.8	0.0	0.0	536.8	100.00%
0.00%	3	1	Y	680.0	0.0	0.0	680.0	100.00%
0.00%	2	1	Y	835.5	0.0	0.0	835.5	100.00%
0.00%	1	1	Y	-128.7	0.0	0.0	-128.7	100.00%
0.00%								

风荷载外力、层剪力、倾覆力矩统计

层号	塔号	层外力 F	层剪力 V	倾覆力矩 M
+WX				
7	1	38.8	38.8	124.3
6	1	43.8	82.6	450.6
5	1	40.8	123.4	931.8
4	1	35.5	158.8	1551.2
3	1	31.1	189.9	2292.0
2	1	33.1	223.1	3206.7
1	1	0.0	223.1	4043.2
-WX				
7	1	-38.8	-38.8	-124.3
6	1	-43.8	-82.6	-450.6
5	1	-40.8	-123.4	-931.8
4	1	-35.5	-158.8	-1551.2
3	1	-31.1	-189.9	-2292.0

2	1	-33.1	-223.1	-3206.7
1	1	0.0	-223.1	-4043.2

+WY

7	1	15.6	15.6	49.8
6	1	230.0	245.5	1019.6
5	1	201.8	447.4	2764.3
4	1	176.2	623.6	5196.3
3	1	155.6	779.2	8235.3
2	1	147.9	927.1	12036.4
1	1	0.0	927.1	15513.1

-WY

7	1	-15.6	-15.6	-49.8
6	1	-230.0	-245.5	-1019.6
5	1	-201.8	-447.4	-2764.3
4	1	-176.2	-623.6	-5196.3
3	1	-155.6	-779.2	-8235.3
2	1	-147.9	-927.1	-12036.4
1	1	0.0	-927.1	-15513.1

地震外力、层剪力、倾覆力矩统计

层号	塔号	层外力 F	层剪力 V	倾覆力矩 M
----	----	-------	-------	--------

EX

7	1	50.4	50.4	161.3
6	1	524.6	574.7	2430.3
5	1	474.6	1035.2	6449.1
4	1	420.9	1375.2	11708.3
3	1	425.4	1651.5	17879.8
2	1	362.0	1881.1	25179.4
1	1	50.0	1913.7	32113.7

EY

7	1	47.5	47.5	152.1
6	1	485.7	515.4	2138.5
5	1	409.5	905.5	5643.3
4	1	377.3	1168.5	10060.5
3	1	398.1	1388.8	15130.5
2	1	296.3	1561.6	21073.6

1	1	20.2	1574.0	26725.8
EXMAX				
7	1	50.4	50.4	161.1
6	1	524.4	574.4	2429.2
5	1	474.4	1034.8	6446.3
4	1	420.7	1374.6	11703.3
3	1	425.2	1650.9	17872.2
2	1	361.9	1880.3	25168.8
1	1	50.0	1912.9	32100.1

EXM 45				
7	1	42.4	42.4	135.6
6	1	508.1	547.4	2288.9
5	1	443.8	974.8	6069.8
4	1	399.2	1278.5	10936.4
3	1	411.1	1527.6	16591.5
2	1	330.4	1730.2	23252.9
1	1	35.7	1753.4	29583.4

EYMAX				
7	1	47.5	47.5	152.1
6	1	485.7	515.5	2138.7
5	1	409.5	905.6	5643.6
4	1	377.3	1168.6	10061.2
3	1	398.1	1388.9	15131.6
2	1	296.4	1561.8	21075.1
1	1	20.2	1574.1	26727.8

EYM 45				
7	1	41.1	41.1	131.5
6	1	488.8	524.6	2189.1
5	1	428.5	937.1	5822.7
4	1	385.5	1227.7	10492.4
3	1	399.0	1466.4	15911.1
2	1	318.1	1660.2	22292.4
1	1	33.5	1681.9	28359.8

0.2V0 调整系数

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
7	1	7000005	13.07	12.96	3200		
		7000002	0.69	0.68	1/4665	28.86%	1.00
6	1	6000018	12.43	12.32	3950		
		6000025	1.10	1.09	1/3605	61.60%	0.99
5	1	5000028	11.44	11.34	3900		
		5000028	1.75	1.73	1/2231	29.87%	1.52
4	1	4000020	9.81	9.73	3900		
		4000028	2.27	2.25	1/1715	20.76%	1.55
3	1	3000020	7.61	7.55	3900		
		3000021	2.75	2.72	1/1419	17.14%	1.34
2	1	2000020	4.88	4.85	4100		
		2000020	3.37	3.34	1/1218	50.57%	1.19
1	1	1000028	1.52	1.51	3750		
		1000028	1.52	1.51	1/2472	100.00%	0.48

X 向最大层间位移角： 1/1218 (2 层 1 塔)

=== 工况 18 === X 双向地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	h	DxR/Dx	Ratio_AX
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx			
7	1	7000005	13.18	13.08	3200		
		7000001	0.69	0.69	1/4636	29.55%	1.00
6	1	6000025	12.55	12.44	3950		
		6000025	1.11	1.10	1/3546	61.55%	1.00
5	1	5000020	11.54	11.44	3900		
		5000020	1.77	1.75	1/2199	29.79%	1.52
4	1	4000028	9.89	9.81	3900		
		4000020	2.30	2.28	1/1693	20.62%	1.55
3	1	3000028	7.66	7.61	3900		
		3000021	2.78	2.74	1/1404	16.88%	1.34
2	1	2000020	4.91	4.88	4100		
		2000020	3.39	3.37	1/1211	50.70%	1.18
1	1	1000020	1.52	1.52	3750		
		1000020	1.52	1.52	1/2463	100.00%	0.48

X 向最大层间位移角： 1/1211 (2 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	Max-(X)	Ave-(X)	h	DxR/Dx	Ratio_AX
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx			
7	1	7000005	13.17	12.97	3200		
		7000005	0.70	0.68	1/4568	28.95%	1.00
6	1	6000025	12.51	12.33	3950		
		6000025	1.11	1.09	1/3572	61.66%	0.99
5	1	5000020	11.51	11.34	3900		
		5000028	1.76	1.73	1/2213	29.82%	1.52
4	1	4000020	9.87	9.73	3900		
		4000028	2.29	2.25	1/1702	20.74%	1.55
3	1	3000028	7.65	7.55	3900		
		3000021	2.77	2.72	1/1409	17.05%	1.34
2	1	2000028	4.90	4.85	4100		
		2000020	3.38	3.34	1/1212	50.55%	1.19
1	1	1000020	1.52	1.51	3750		
		1000020	1.52	1.51	1/2466	100.00%	0.48

X 向最大层间位移角： 1/1212 (2 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	Max-(X)	Ave-(X)	h	DxR/Dx	Ratio_AX
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx			
7	1	7000005	12.97	12.95	3200		
		7000001	0.71	0.68	1/4530	28.77%	1.00
6	1	6000018	12.35	12.32	3950		
		6000018	1.09	1.08	1/3638	61.54%	0.99
5	1	5000028	11.37	11.34	3900		
		5000020	1.73	1.73	1/2250	29.91%	1.52
4	1	4000020	9.75	9.73	3900		
		4000020	2.26	2.25	1/1729	20.79%	1.55
3	1	3000020	7.57	7.55	3900		
		3000021	2.73	2.71	1/1429	17.23%	1.34
2	1	2000020	4.86	4.86	4100		
		2000028	3.35	3.34	1/1225	50.59%	1.19
1	1	1000028	1.51	1.51	3750		
		1000028	1.51	1.51	1/2477	100.00%	0.48

X 向最大层间位移角： 1/1225 (2 层 1 塔)

=== 工况 19 === Y 方向地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Y)	Ave-(Y)	h	DyR/Dy	Ratio_AY
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy			
7	1	7000005	9.00	8.90	3200		
		7000005	0.51	0.50	1/6214	100.00%	1.00
6	1	6000009	18.44	13.39	3950		
		6000025	2.18	1.57	1/1812	57.63%	1.70
5	1	5000028	16.45	11.96	3900		
		5000010	3.35	2.36	1/1165	24.86%	1.81
4	1	4000010	13.34	9.76	3900		
		4000010	4.17	2.94	1/ 936	11.06%	1.62
3	1	3000028	9.30	6.90	3900		
		3000010	4.54	3.25	1/ 858	10.46%	1.20
2	1	2000028	4.78	3.67	4100		
		2000028	4.19	3.12	1/ 978	80.17%	0.85
1	1	1000028	0.59	0.53	3750		
		1000028	0.59	0.53	1/6376	100.00%	0.16

Y 向最大层间位移角： 1/858 (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	Max-(Y)	Ave-(Y)	h	DyR/Dy	Ratio_AY
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy			
7	1	7000005	9.08	8.98	3200		
		7000005	0.52	0.51	1/6172	100.00%	1.00
6	1	6000009	18.54	13.48	3950		
		6000009	2.19	1.58	1/1804	57.66%	1.70
5	1	5000010	16.54	12.03	3900		
		5000028	3.36	2.37	1/1160	24.92%	1.81
4	1	4000028	13.41	9.82	3900		
		4000028	4.19	2.96	1/ 931	11.08%	1.63
3	1	3000028	9.34	6.94	3900		
		3000010	4.57	3.27	1/ 854	10.50%	1.20
2	1	2000010	4.80	3.69	4100		
		2000028	4.21	3.14	1/ 973	80.16%	0.85
1	1	1000028	0.59	0.53	3750		
		1000028	0.59	0.53	1/6343	100.00%	0.16

Y 向最大层间位移角： 1/854 (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	Max-(Y)	Ave-(Y)	h	DyR/Dy	Ratio_AY
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy			
7	1	7000005	10.14	10.01	3200		
		7000001	0.56	0.54	1/5751	100.00%	1.00
6	1	6000025	16.55	12.97	3950		
		6000025	1.96	1.51	1/2018	56.24%	1.55
5	1	5000028	14.76	11.58	3900		
		5000010	3.01	2.27	1/1297	24.95%	1.74
4	1	4000028	11.96	9.46	3900		
		4000010	3.74	2.84	1/1042	11.23%	1.60
3	1	3000010	8.33	6.68	3900		
		3000028	4.08	3.14	1/ 956	9.60%	1.20
2	1	2000010	4.27	3.54	4100		
		2000010	3.75	3.01	1/1094	79.57%	0.86
1	1	1000020	0.61	0.54	3750		
		1000020	0.61	0.54	1/6152	100.00%	0.16

Y 向最大层间位移角： 1/956 (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	Max-(Y)	Ave-(Y)	h	DyR/Dy	Ratio_AY
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy	Max-Dy/h		
7	1	7000005	8.03	7.93	3200		
		7000005	0.48	0.47	1/6700	100.00%	1.00
6	1	6000009	20.38	13.89	3950		
		6000009	2.41	1.63	1/1641	58.86%	1.87
5	1	5000028	18.19	12.39	3900		
		5000028	3.69	2.45	1/1056	24.76%	1.88
4	1	4000010	14.75	10.10	3900		
		4000028	4.60	3.06	1/ 848	10.88%	1.65
3	1	3000010	10.29	7.13	3900		
		3000010	5.02	3.37	1/ 777	11.24%	1.20
2	1	2000010	5.30	3.78	4100		
		2000010	4.65	3.22	1/ 882	80.75%	0.85
1	1	1000010	0.66	0.55	3750		
		1000010	0.66	0.55	1/5712	100.00%	0.15

Y 向最大层间位移角： 1/777 (3 层 1 塔)

=== 工况 23 === 最不利地震方向 179.302 下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	h	DxR/Dx	Ratio_AX
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Max-Dx/h		
7	1	7000006	13.06	12.94	3200		
		7000001	0.68	0.68	1/4674	28.95%	1.00
6	1	6000025	12.45	12.31	3950		
		6000025	1.10	1.09	1/3599	61.64%	0.99
5	1	5000028	11.45	11.33	3900		
		5000028	1.75	1.73	1/2228	29.86%	1.52
4	1	4000028	9.82	9.72	3900		
		4000028	2.28	2.25	1/1712	20.76%	1.55
3	1	3000028	7.62	7.54	3900		
		3000028	2.75	2.71	1/1417	17.12%	1.34
2	1	2000028	4.88	4.85	4100		
		2000028	3.37	3.34	1/1218	50.57%	1.19
1	1	1000028	1.52	1.51	3750		
		1000028	1.52	1.51	1/2472	100.00%	0.48

X 向最大层间位移角: 1/1218 (2 层 1 塔)

=== 工况 21 === 地震方向 45 下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	h	DxR/Dx	Ratio_AX
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx			
7	1	7000002	10.60	10.12	3200		
		7000002	0.56	0.55	1/5736	77.06%	1.00
6	1	6000009	15.35	12.25	3950		
		6000009	1.64	1.25	1/2413	59.49%	1.36
5	1	5000010	13.87	11.11	3900		
		5000010	2.54	1.93	1/1536	27.39%	1.70
4	1	4000010	11.50	9.31	3900		
		4000010	3.19	2.46	1/1221	15.98%	1.61
3	1	3000010	8.41	6.93	3900		
		3000010	3.60	2.84	1/1083	3.80%	1.27
2	1	2000010	4.83	4.12	4100		
		2000010	3.79	3.10	1/1083	63.32%	1.02
1	1	1000010	1.05	1.02	3750		
		1000010	1.05	1.02	1/3569	100.00%	0.33

X 向最大层间位移角: 1/1083 (2 层 1 塔)

=== 工况 24 === 最不利地震方向 269.302 下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Y)	Ave-(Y)	h	DyR/Dy	Ratio_AY
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy			
7	1	7000005	9.00	8.90	3200		
		7000005	0.52	0.50	1/6212	100.00%	1.00
6	1	6000009	18.44	13.39	3950		
		6000009	2.18	1.57	1/1812	57.61%	1.70
5	1	5000010	16.46	11.96	3900		
		5000010	3.35	2.36	1/1165	24.86%	1.81
4	1	4000010	13.34	9.76	3900		
		4000010	4.17	2.94	1/ 936	11.06%	1.62
3	1	3000010	9.30	6.90	3900		
		3000010	4.54	3.25	1/ 858	10.44%	1.20
2	1	2000010	4.78	3.67	4100		
		2000010	4.19	3.12	1/ 978	80.16%	0.85
1	1	1000010	0.59	0.53	3750		
		1000010	0.59	0.53	1/6373	100.00%	0.16

Y 向最大层间位移角： 1/858 (3 层 1 塔)

=== 工况 22 === 地震方向 135 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
7	1	7000006	9.85	9.40	3200		
		7000001	0.50	0.50	1/6419	91.91%	1.00
6	1	6000025	16.23	12.36	3950		
		6000025	1.75	1.29	1/2262	61.79%	1.48
5	1	5000028	14.64	11.18	3900		
		5000028	2.72	1.99	1/1435	26.89%	1.77
4	1	4000028	12.10	9.33	3900		
		4000028	3.44	2.52	1/1135	15.08%	1.64
3	1	3000028	8.77	6.89	3900		
		3000028	3.87	2.88	1/1007	1.23%	1.26
2	1	2000028	4.92	4.03	4100		
		2000028	3.90	3.07	1/1052	64.36%	0.99
1	1	1000028	1.03	0.97	3750		
		1000028	1.03	0.97	1/3634	100.00%	0.31

Y 向最大层间位移角： 1/1007 (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							
7	1	7000006	1.67	1.65	1.01	3200	
		7000006	0.21	0.20	1.00	1/9999	41.76%
1.00							
6	1	6000018	1.46	1.45	1.01	3950	
		6000018	0.15	0.15	1.00	1/9999	36.57%
0.45							
5	1	5000020	1.31	1.30	1.01	3900	
		5000028	0.20	0.20	1.00	1/9999	24.69%
1.05							
4	1	4000020	1.12	1.11	1.01	3900	
		4000021	0.25	0.24	1.00	1/9999	20.52%
1.04							
3	1	3000020	0.87	0.86	1.01	3900	
		3000025	0.30	0.29	1.00	1/9999	23.92%

1.26								
2	1	2000020	0.57	0.57	1.01	4100		
		2000028	0.40	0.39	1.00	1/9999	48.19%	
1.24								
1	1	1000013	0.20	0.18	1.00	3750		
		1000013	0.20	0.18	1.00	1/9999	100.00%	
0.52								

X 向最大层间位移角: 1/9999 (2 层 1 塔)

X 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.01 (6 层 1 塔)

X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.00 (7 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	Max-(X)	Ave-(X)	Ratio-(X)	h		
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Ratio-Dx	Max-Dx/h	DxR/Dx	
Ratio_AX								
7	1	7000006	1.67	1.65	1.01	3200		
		7000006	0.21	0.20	1.00	1/9999	41.76%	
1.00								
6	1	6000018	1.46	1.45	1.01	3950		
		6000018	0.15	0.15	1.00	1/9999	36.57%	
0.45								
5	1	5000020	1.31	1.30	1.01	3900		
		5000028	0.20	0.20	1.00	1/9999	24.69%	
1.05								
4	1	4000020	1.12	1.11	1.01	3900		
		4000021	0.25	0.24	1.00	1/9999	20.52%	
1.04								
3	1	3000020	0.87	0.86	1.01	3900		
		3000025	0.30	0.29	1.00	1/9999	23.92%	
1.26								
2	1	2000020	0.57	0.57	1.01	4100		
		2000028	0.40	0.39	1.00	1/9999	48.19%	
1.24								
1	1	1000013	0.20	0.18	1.00	3750		
		1000013	0.20	0.18	1.00	1/9999	100.00%	
0.52								

X 向最大层间位移角: 1/9999 (2 层 1 塔)

X 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.01 (6 层 1 塔)

X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.00 (7 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	Max-(Y)	Ave-(Y)	Ratio-(Y)	h	
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy	Ratio-Dy	Max-Dy/h	DyR/Dy
Ratio_AY							
7	1	7000006	5.05	4.98	1.01	3200	
		7000005	0.24	0.23	1.00	1/9999	95.60%
1.00							
6	1	6000025	6.66	5.67	1.18	3950	
		6000025	0.66	0.55	1.00	1/5989	58.43%
1.50							
5	1	5000028	6.00	5.10	1.18	3900	
		5000010	1.06	0.86	1.22	1/3684	31.89%
1.75							
4	1	4000028	4.94	4.23	1.17	3900	
		4000010	1.40	1.14	1.23	1/2784	17.63%
1.69							
3	1	3000028	3.54	3.08	1.15	3900	
		3000028	1.62	1.35	1.20	1/2410	0.84%
1.31							
2	1	2000028	1.92	1.73	1.11	4100	
		2000010	1.64	1.43	1.15	1/2496	75.75%
0.99							
1	1	1000020	0.36	0.30	1.00	3750	
		1000020	0.36	0.30	1.00	1/9999	100.00%
0.21							

Y 向最大层间位移角: 1/2410 (3 层 1 塔)

Y 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.18 (5 层 1 塔)

Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.23 (4 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	Max-(Y)	Ave-(Y)	Ratio-(Y)	h	
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy	Ratio-Dy	Max-Dy/h	DyR/Dy
Ratio_AY							
1.00	7	1	7000006	5.05	4.98	1.01	3200
			7000005	0.24	0.23	1.00	1/9999
	6	1	6000025	6.66	5.67	1.18	3950
			6000025	0.66	0.55	1.00	1/5989
1.50							

1.75	5	1	5000028	6.00	5.10	1.18	3900	31.89%
			5000010	1.06	0.86	1.22	1/3684	
1.69	4	1	4000028	4.94	4.23	1.17	3900	17.63%
			4000010	1.40	1.14	1.23	1/2784	
1.31	3	1	3000028	3.54	3.08	1.15	3900	0.84%
			3000028	1.62	1.35	1.20	1/2410	
0.99	2	1	2000028	1.92	1.73	1.11	4100	75.75%
			2000010	1.64	1.43	1.15	1/2496	
0.21	1	1	1000020	0.36	0.30	1.00	3750	100.00%
			1000020	0.36	0.30	1.00	1/9999	

Y 向最大层间位移角： 1/2410 (3 层 1 塔)

Y 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.18 (5 层 1 塔)

Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.23 (4 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)
7	1	7000008	-1.14
6	1	6000072	-7.36
5	1	5000036	-10.26
4	1	4000036	-10.78
3	1	3000036	-10.76
2	1	2000036	-10.29
1	1	1000045	-7.58

=== 工况 1 === 竖向活载作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Z)
7	1	7000004	-0.59
6	1	6000038	-1.78
5	1	5000055	-1.69
4	1	4000113	-1.66
3	1	3000055	-1.52
2	1	2000041	-1.35
1	1	1000060	-0.24

=== 工况 6 === X 方向规定水平力作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	Ratio-(X)	h
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Ratio-Dx	
7	1	7000005	13.48	13.41	1.01	3200
		7000001	0.71	0.71	1.01	
6	1	6000018	12.78	12.71	1.01	3950
		6000025	1.10	1.10	1.01	
5	1	5000020	11.68	11.61	1.01	3900
		5000028	1.76	1.74	1.01	
4	1	4000020	9.93	9.86	1.01	3900
		4000020	2.29	2.27	1.01	
3	1	3000020	7.64	7.60	1.01	3900
		3000021	2.76	2.73	1.01	
2	1	2000028	4.88	4.87	1.00	4100
		2000028	3.37	3.35	1.00	
1	1	1000028	1.52	1.51	1.00	3750
		1000028	1.52	1.51	1.00	

X 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.01 (5 层 1 塔)

X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.01 (7 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	Max-(X)	Ave-(X)	Ratio-(X)	h
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Ratio-Dx	
7	1	7000005	13.59	13.42	1.01	3200
		7000006	0.72	0.71	1.02	
6	1	6000018	12.87	12.71	1.01	3950
		6000018	1.11	1.10	1.01	
5	1	5000028	11.76	11.61	1.01	3900
		5000028	1.77	1.75	1.01	
4	1	4000028	9.98	9.87	1.01	3900
		4000028	2.30	2.27	1.02	
3	1	3000020	7.68	7.60	1.01	3900
		3000021	2.78	2.73	1.02	
2	1	2000020	4.90	4.86	1.01	4100
		2000020	3.38	3.35	1.01	
1	1	1000020	1.52	1.51	1.00	3750
		1000020	1.52	1.51	1.00	

X 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.01 (7 层 1 塔)

X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.02 (7 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	Max-(X)	Ave-(X)	Ratio-(X)	h
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Ratio-Dx	
7	1	7000002	13.44	13.41	1.00	3200
		7000001	0.73	0.70	1.04	
6	1	6000002	12.70	12.70	1.00	3950
		6000002	1.10	1.10	1.00	
5	1	5000020	11.61	11.61	1.00	3900
		5000002	1.74	1.74	1.00	
4	1	4000020	9.87	9.86	1.00	3900
		4000028	2.27	2.27	1.00	
3	1	3000028	7.60	7.60	1.00	3900
		3000020	2.74	2.73	1.00	
2	1	2000002	4.87	4.87	1.00	4100
		2000010	3.36	3.35	1.00	
1	1	1000010	1.51	1.51	1.00	3750
		1000010	1.51	1.51	1.00	

X 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.00 (7 层 1 塔)

X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.04 (7 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	Max-(Y)	Ave-(Y)	Ratio-(Y)	h
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy	Ratio-Dy	
7	1	7000002	9.44	9.25	1.02	3200
		7000005	0.53	0.53	1.00	
6	1	6000009	13.79	11.16	1.24	3950
		6000025	1.55	1.26	1.24	
5	1	5000028	12.24	9.90	1.24	3900
		5000010	2.43	1.89	1.28	
4	1	4000010	9.80	8.01	1.22	3900
		4000010	3.06	2.37	1.29	
3	1	3000010	6.75	5.64	1.20	3900
		3000028	3.34	2.64	1.27	
2	1	2000028	3.40	3.00	1.13	4100
		2000010	3.01	2.52	1.19	
1	1	1000011	0.56	0.48	1.00	3750
		1000011	0.56	0.48	1.00	

Y 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.24 (6 层 1 塔)
Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.29 (4 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
7	1	7000006	10.83	10.78	1.00	3200
		7000005	0.59	0.58	1.00	
6	1	6000009	11.62	10.88	1.07	3950
		6000025	1.31	1.22	1.07	
5	1	5000028	10.31	9.66	1.07	3900
		5000028	2.06	1.84	1.12	
4	1	4000010	8.25	7.82	1.05	3900
		4000010	2.59	2.30	1.13	
3	1	3000010	5.66	5.52	1.03	3900
		3000010	2.83	2.57	1.10	
2	1	2000020	3.08	2.95	1.04	4100
		2000010	2.51	2.47	1.01	
1	1	1000020	0.64	0.48	1.00	3750
		1000020	0.64	0.48	1.00	

Y 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.07 (6 层 1 塔)
Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.13 (4 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
7	1	7000002	8.05	7.71	1.04	3200
		7000006	0.48	0.47	1.00	
6	1	6000009	15.97	11.44	1.40	3950
		6000025	1.80	1.29	1.39	
5	1	5000010	14.17	10.14	1.40	3900
		5000028	2.81	1.95	1.44	
4	1	4000010	11.36	8.20	1.39	3900
		4000028	3.53	2.44	1.45	
3	1	3000010	7.83	5.76	1.36	3900
		3000010	3.86	2.71	1.42	
2	1	2000010	3.98	3.05	1.31	4100
		2000028	3.50	2.57	1.36	

1	1	1000010	0.47	0.47	1.00	3750
		1000010	0.47	0.47	1.00	

Y 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.40 (5 层 1 塔)
Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.45 (4 层 1 塔)

2 塔

总信息文件

设计参数输出

结构总体信息

结构体系:	框架结构
结构材料信息:	钢筋混凝土
结构所在地区:	全国
地下室层数:	1
嵌固端所在层号(层顶嵌固):	0
与基础相连构件最大底标高(m):	-4.000
裙房层数:	0
转换层所在层号:	0
加强层所在层号:	0
竖向荷载计算信息:	施工模拟三
风荷载计算信息:	一般计算方式
地震力计算信息:	计算水平地震作用
是否计算吊车荷载:	否
是否计算人防荷载:	否
是否考虑预应力等效荷载工况:	否
是否生成绘等值线用数据:	否
是否计算温度荷载:	否
竖向荷载砼墙轴向刚度考虑徐变收缩影响:	否
是否生成传给基础的刚度:	否
上部结构计算考虑基础结构:	否
施工模拟加载层步长:	1
考虑填充墙刚度:	否
采用通用规范:	是

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:	4.00
连梁材料强度默认同墙:	是
墙元细分最大控制长度(m):	1.00

板元细分最大控制长度(m):	1.00
短墙肢自动加密:	是
弹性板荷载计算方式:	平面导荷
膜单元类型:	经典膜元(QA4)
考虑梁端刚域:	否
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:	否
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, 其它计算非强刚	
地下室楼板强制采用刚性楼板假定:	否
是否自动划分多塔:	是
自动划分多塔时不考虑地下室:	是
可确定最多塔数的参考层号:	0
地震内力按全楼弹性板 6 计算:	否
计算现浇空心板:	否
增加计算连梁刚度不折减模型下的地震位移:	否
门式刚架按平面框架方式计算:	否
自动计算现浇板自重:	是
刚度系数	
竖向荷载作用下:	
梁刚度放大系数按 2010《混凝土规范》5.2.4 条取值:	是
梁刚度放大系数上限:	2.00
边梁刚度放大系数上限:	1.50
地震作用下:	
中梁刚度放大系数:	1.50
边梁刚度放大系数:	1.20
连梁刚度折减系数:	0.70
风荷载作用下:	
中梁刚度放大系数:	2.00
边梁刚度放大系数:	1.50
连梁刚度折减系数:	1.00
二阶效应信息	
是否考虑 P-Delt 效应:	否
分析求解信息	
启用并行求解器:	是

使用 cpu 核心数量(0 为自动):	-2
设定内存(MB,0 为自动):	0
自定义控制参数:	
求解器类型:	Pardiso Couple
加载步骤数量:	1
迭代次数[0,100]:	30
位移控制:	是
位移控制精度:	0.0010
荷载控制:	是
荷载控制精度:	0.0010
风荷载信息	
使用指定风荷载数据:	否
多方向风角度:	
执行规范:	GB50009-2012
地面粗糙程度 :	B
修正后的基本风压 (kN/m2):	0.40
结构 X 向基本周期 (秒):	0.94
结构 Y 向基本周期 (秒):	0.88
风荷载计算用阻尼比 :	0.050
承载力设计时的风荷载效应放大系数:	1.0
考虑顺风向风振:	是
舒适度验算用基本风压 (kN/m2):	0.25
舒适度验算用阻尼比 :	0.020
水平风荷载体型分段数:	1
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 挡风	
1 7 0.80 -0.50 0.00 1.00 0.80 -0.50	
0.00 1.00	
自动计算结构宽深:	是
考虑横向风振:	否
考虑扭转风振:	否
地震信息	
阻尼比确定方法:	全楼统一
结构的阻尼比:	0.050
按地震动区划图 GB18306-2015 计算:	否
设计地震分组:	一
地震烈度:	7 (0.1g)
场地类别:	II
特征周期:	0.35
周期折减系数:	0.70
特征值分析类型:	WYD-RITZ
振型数确定方式:	程序自动计算

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:	90%
自动计算振型数时，是否指定最多振型数量:	否
自动计算振型数时，最多振型数量:	150
按主振型确定地震内力符号:	否
框架的抗震等级:	2
钢框架的抗震等级:	3
剪力墙的抗震等级:	3
抗震构造措施的抗震等级:	不改变
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
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:	是
是否考虑偶然偏心:	是
X 向偶然偏心值:	0.05
Y 向偶然偏心值:	0.05
偶然偏心计算方法:	等效扭矩法(传统法)
是否考虑双向地震扭转效应:	是
自动计算最不利地震方向的作用:	是
斜交抗侧力构件方向的附加地震数:	1
斜交抗侧力构件方向的附加地震角度:	45
活荷重力荷载代表值组合系数:	0.50
使用自定义地震影响系数曲线:	否
地震影响系数最大值:	0.080
罕遇地震影响系数最大值:	0.500
地震作用放大方法:	全楼统一
全楼地震力放大系数:	1.00
地震计算时不考虑地下室以下的结构质量:	否
时域显式随机模拟法	
执行时域显式随机模拟法:	否
性能设计信息	
是否考虑性能设计:	否
性能设计包络信息	
按照抗规方法进行性能包络设计:	否
隔震减震	
设计信息	
是否按规范进行剪重比调整:	是
是否扭转效应明显:	是
是否自动计算动位移比例系数:	是
梁端弯矩调幅系数:	0.85
框架梁调幅后不小于简支梁跨中弯矩的倍数:	0.50
非框架梁调幅后不小于简支梁跨中弯矩的倍数:	0.33

梁扭矩折减系数:	0.40
实配钢筋超配系数:	1.15
按层刚度比判断薄弱层方法:	高规和抗规从严
底部嵌固楼层刚度比执行《高规》3.5.2-2:	是
自动对层间受剪承载力突变形成的薄弱层放大调整:	是
自动根据层间受剪承载力比值调整配筋:	是
目标系数:	0.80
是否转换层指定为薄弱层:	是
薄弱层地震内力放大系数:	1.25
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
0.2V ₀ 调整分段数:	0
分段号 起始层号 终止层号	
0.2V ₀ 调 整 规 则 :	
min(0.20V ₀ ,1.50V _{fmax})	
0.2V ₀ 调整时楼层剪力最小倍数:	0.20
0.2V ₀ 调整时各层框架剪力最大值的倍数:	1.50
0.2V ₀ 调整上限:	2.00
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:	7
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:	单偏压
连梁按对称配筋设计:	否
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:	否
按简化方法计算柱剪跨比（H _n /2h ₀ ）:	是
墙柱配筋设计考虑端柱:	否

墙柱配筋设计考虑翼缘墙:	否
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:	是
验算一级抗震墙施工缝:	是
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:	是
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:	否
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:	否
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《钢标》自动判断强弱支撑:	否
门刚规范用 GB51022-2015:	是
执行门规 GB51022 附录 A:	是
执行门规 GB51022 附录 A.0.8:	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):	是
按宽厚比等级控制局部稳定:	是
截面宽厚比等级:	S3
支撑杆件截面宽厚比等级:	S3
组合梁截面宽厚比等级:	S2
按钢标 6.2.7 验算梁下翼缘稳定:	是
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:	是
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):	26.00
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 (%):	0.30
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
结构底部单独指定层的墙竖向分布配筋率:	0.60
钢筋强度	
HPB300 钢筋强度设计值 (N/mm ²):	270
HRB335 钢筋强度设计值 (N/mm ²):	300
HRB400 钢筋强度设计值 (N/mm ²):	360
地下室信息	
土的水平抗力系数的比例系数(MN/m ⁴):	10.00
扣除地面以下几层回填土约束:	0
外墙分布筋保护层厚度:	35(mm)
回填土容重 (kN/m3):	18.00
回填土侧压力系数:	0.50
室外地平标高 (m):	-0.15
地下水位标高 (m):	-1.00
室外地面附加荷载 (kN/m ²):	0.00
基础水工况组合方式:	叠加
按《地下结构抗震设计标准》GB/T 51336-2018 设计:	否
地下室侧土约束施加方式:	顶板双向弹簧

按反应位移法计算地下结构的地震作用: 否

荷载组合

采用自定义组合: 否
使用建模自定义组合模板: 否
结构重要性系数: 1.10
执行《建筑结构可靠性设计统一标准》: 是
刚重比按 1.3 恒+1.5 活计算: 是
恒载分项系数: 1.30
活载分项系数: 1.50
活荷载组合值系数: 0.70
活荷载频遇值系数: 0.60
活荷载准永久值系数: 0.50
考虑结构设计使用年限的活荷载调整系数: 1.00
风荷载分项系数: 1.50
风荷载组合值系数: 0.60
风荷载频遇值系数: 0.40
风荷载是否参与地震组合: 是
重力荷载分项系数: 1.30
水平地震力分项系数: 1.40

楼层属性

层号	塔号	属性
7	1	标准层 7
6	1	标准层 6
5	1	标准层 5
4	1	标准层 4
3	1	标准层 2
2	1	标准层 3
1	1	标准层 1 地下 1 层

塔属性

塔号 1

结构体系: 框架结构
结构 X 向基本周期 (秒): 0.94
结构 Y 向基本周期 (秒): 0.88
水平风荷载体型分段数: 1
分段号 最高层号 挡风系数 迎风面系数 背风面系数 侧风面系数

各层质量、质心坐标, 层质量比

活载总质量 (t):	458.944
恒载总质量 (t):	4168.463
附加总质量 (t):	0.000
结构总质量 (t):	4627.408

恒载产生的总质量包括结构自重和外加恒载

活载质量 = 活荷载重力荷载代表值系数*活载等效质量

总质量 = 恒载质量+活载质量+附加质量

各层构件数量、构件材料和层高

层号	塔号	梁数	柱数	支撑数	墙数	层高(m)	累计高度(m)
7	1	4	4	0	0	3.200	29.000
6	1	104	20	0	0	4.850	25.800
5	1	94	21	0	0	5.300	20.950
4	1	96	21	0	0	4.500	15.650
3	1	103	21	0	0	3.300	11.150
2	1	109	21	0	0	4.100	7.850
1	1	59	21	0	0	3.750	3.750

保护层:

层号	塔号	梁保护层(mm)	柱保护层(mm)	墙保护层(mm)
7	1	20	20	---
6	1	20	20	---
5	1	20	20	---
4	1	20	20	---
3	1	20	20	---
2	1	20	20	---
1	1	20	20	---

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)
7	1	4(C30/360)	4(C30/360)	---	---
6	1	104(C30/360)	20(C30/360)	---	---
5	1	94(C30/360)	21(C30/360)	---	---
4	1	96(C30/360)	21(C30/360)	---	---
3	1	103(C30/360)	21(C30/360)	---	---
2	1	109(C30/360)	21(C30/360)	---	---
1	1	59(C30/360)	21(C30/360)	---	---

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)
----	----	------------	------------	-------------	---------------	--------------

7	1	4(360)	4(360)	---	---	(270)
6	1	104(360)	20(360)	---	---	(270)
5	1	94(360)	21(360)	---	---	(270)
4	1	96(360)	21(360)	---	---	(270)
3	1	103(360)	21(360)	---	---	(270)
2	1	109(360)	21(360)	---	---	(270)
1	1	59(360)	21(360)	---	---	(270)

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
7	1	X	15.6	15.6	49.8
		Y	24.5	24.5	78.3
6	1	X	174.7	190.2	972.3
		Y	77.5	102.0	573.2
5	1	X	167.3	357.5	2866.9
		Y	74.1	176.2	1506.8
4	1	X	119.3	476.7	5012.2
		Y	52.7	228.9	2536.8
3	1	X	76.4	553.1	6837.6
		Y	33.7	262.6	3403.3
2	1	X	90.1	643.2	9474.7
		Y	38.3	300.9	4636.9
1	1	X	0.0	643.2	11886.7
		Y	0.0	300.9	5765.1

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= 51.3793(m) Ystif= 12.9397(m) Alf = 2.5391(Degree)
Xmass= 50.6860(m) Ymass= 12.3109(m) Gmass(重力荷载代表值)=
455.8970(428.1979)(t)
Eex = 0.0457 Eey = 0.0386
Ratx = 1.0000 Raty = 1.0000
薄弱层地震剪力放大系数= 1.00
Ratx1= 5.4116 Raty1= 3.4959
RJX1 = 1.6258E+006(kN/m) RJY1 = 1.5698E+006(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)
RJX3 = 2.4666E+006(kN/m) RJY3 = 1.4561E+006(kN/m) RJZ3 = 6.6155E+008(kN*m/Rad)

Floor No. 2 Tower No. 1
Xstif= 51.0382(m) Ystif= 18.1682(m) Alf = 45.0000(Degree)
Xmass= 50.5786(m) Ymass= 15.1888(m) Gmass(重力荷载代表值)=
894.4811(821.6217)(t)
Eex = 0.2211 Eey = 0.0346
Ratx = 0.7651 Raty = 0.7651
薄弱层地震剪力放大系数= 1.00
Ratx1= 1.0478 Raty1= 1.0260
RJX1 = 1.2439E+006(kN/m) RJY1 = 1.2012E+006(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)
RJX3 = 5.4053E+005(kN/m) RJY3 = 4.9175E+005(kN/m) RJZ3 = 1.5540E+008(kN*m/Rad)

Floor No. 3 Tower No. 1
Xstif= 51.2519(m) Ystif= 17.0260(m) Alf = 45.0000(Degree)
Xmass= 50.1454(m) Ymass= 17.2843(m) Gmass(重力荷载代表值)=
867.5546(765.2200)(t)
Eex = 0.0190 Eey = 0.0800
Ratx = 1.7705 Raty = 1.7653
薄弱层地震剪力放大系数= 1.00
Ratx1= 2.4380 Raty1= 2.5373
RJX1 = 2.2025E+006(kN/m) RJY1 = 2.1204E+006(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)
RJX3 = 7.3692E+005(kN/m) RJY3 = 6.8469E+005(kN/m) RJZ3 = 2.9749E+008(kN*m/Rad)

Floor No. 4 Tower No. 1
Xstif= 51.3008(m) Ystif= 16.8623(m) Alf = 14.9740(Degree)
Xmass= 50.4341(m) Ymass= 16.8373(m) Gmass(重力荷载代表值)=
946.0620(844.1725)(t)
Eex = 0.0018 Eey = 0.0605
Ratx = 0.3944 Raty = 0.3944
薄弱层地震剪力放大系数= 1.00
Ratx1= 2.0932 Raty1= 2.0617

RJX1 = 8.6859E+005(kN/m) RJY1 = 8.3622E+005(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)
RJX3 = 4.3181E+005(kN/m) RJY3 = 3.8550E+005(kN/m) RJZ3 = 1.4105E+008(kN*m/Rad)

Floor No. 5 Tower No. 1
Xstif= 51.3117(m) Ystif= 16.7386(m) Alf = 12.0015(Degree)
Xmass= 50.1803(m) Ymass= 17.0026(m) Gmass(重力荷载代表值)=
1010.9821(908.5934)(t)
Eex = 0.0192 Eey = 0.0772
Ratx = 0.6121 Raty = 0.6121
薄弱层地震剪力放大系数= 1.00
Ratx1= 1.6235 Raty1= 1.3888
RJX1 = 5.3165E+005(kN/m) RJY1 = 5.1184E+005(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)
RJX3 = 2.9470E+005(kN/m) RJY3 = 2.6712E+005(kN/m) RJZ3 = 9.4361E+007(kN*m/Rad)

Floor No. 6 Tower No. 1
Xstif= 50.8001(m) Ystif= 18.6226(m) Alf = 45.0000(Degree)
Xmass= 50.5361(m) Ymass= 16.1864(m) Gmass(重力荷载代表值)=
857.9387(807.1025)(t)
Eex = 0.1755 Eey = 0.0191
Ratx = 1.1843 Raty = 1.1919
薄弱层地震剪力放大系数= 1.00
Ratx1= 7.7387 Raty1= 7.5843
RJX1 = 6.2962E+005(kN/m) RJY1 = 6.1004E+005(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)
RJX3 = 2.5931E+005(kN/m) RJY3 = 2.7477E+005(kN/m) RJZ3 = 9.9349E+007(kN*m/Rad)

Floor No. 7 Tower No. 1
Xstif= 54.5500(m) Ystif= 31.6875(m) Alf = 0.0000(Degree)
Xmass= 54.5500(m) Ymass= 31.7834(m) Gmass(重力荷载代表值)=
53.4366(52.4998)(t)
Eex = 0.0249 Eey = 0.0000
Ratx = 0.6862 Raty = 0.6098
薄弱层地震剪力放大系数= 1.00
Ratx1= 1.0000 Raty1= 1.0000
RJX1 = 4.3203E+005(kN/m) RJY1 = 3.7203E+005(kN/m) RJZ1 = 0.0000E+000(kN/m)
RJX3 = 4.7870E+004(kN/m) RJY3 = 5.1756E+004(kN/m) RJZ3 = 3.9197E+006(kN*m/Rad)

X 方向最小刚度比: 1.0000(7 层 1 塔)
Y 方向最小刚度比: 1.0000(7 层 1 塔)

=====

地下室楼层侧向刚度比验算（剪切刚度）

=====

地下室层号: 1 塔号: 1
X 方向地下一层剪切刚度=1.6258E+006 X 方向地上一层剪切刚度=1.2439E+006 X 方向

刚度比= 1.3069
Y 方向地下一层剪切刚度=1.5698E+006 Y 方向地上一层剪切刚度=1.2012E+006 Y 方向
刚度比= 1.3069

结构整体抗倾覆验算

	抗倾覆力矩 Mr	倾覆力矩 Mov	比值 Mr/Mov	零应力区(%)
层号: 1 塔号: 1				
X 向风	3.512E+005	1.324E+004	26.53	0.00
Y 向风	7.932E+005	6.193E+003	128.08	0.00
X 地震	3.378E+005	3.004E+004	11.25	0.00
Y 地震	7.629E+005	2.879E+004	26.50	0.00

结构整体稳定验算

地震:

层号	塔号	X 向刚度	Y 向刚度	层高	上部重量	X 刚重比
2	1	5.405E+005	4.917E+005	4.100	61921	
35.790	32.560					
3	1	7.369E+005	6.847E+005	3.300	50001	
48.636	45.189					
4	1	4.318E+005	3.855E+005	4.500	38314	
50.717	45.278					
5	1	2.947E+005	2.671E+005	5.300	25607	
60.994	55.285					
6	1	2.593E+005	2.748E+005	4.850	12055	
104.328	110.548					
7	1	4.787E+004	5.176E+004	3.200	698	
219.328	237.134					

该结构刚重比 $D_i \cdot H_i / G_i$ 大于 10，能够通过《高规》5.4.4 条的整体稳定验算
该结构刚重比 $D_i \cdot H_i / G_i$ 大于 20，满足《高规》5.4.1，可以不考虑重力二阶效应

风荷载:

层号	塔号	X 向刚度	Y 向刚度	层高	上部重量	X 刚重比
重比	Y 刚重比					

2	1	5.718E+005	5.219E+005	4.100	61921
37.860	34.560				
3	1	7.899E+005	7.476E+005	3.300	50001
52.135	49.338				
4	1	4.594E+005	4.164E+005	4.500	38314
53.957	48.902				
5	1	3.093E+005	2.799E+005	5.300	25607
64.014	57.933				
6	1	2.689E+005	2.827E+005	4.850	12055
108.203	113.749				
7	1	5.498E+004	1.091E+005	3.200	698
251.920	499.825				

该结构刚重比 $D_i \cdot H_i / G_i$ 大于 10，能够通过《高规》5.4.4 条的整体稳定验算
该结构刚重比 $D_i \cdot H_i / G_i$ 大于 20，满足《高规》5.4.1，可以不考虑重力二阶效应

结构抗震验算

风振舒适度验算

塔号：1

按《荷载规范》附录 J 计算：
X 向顺风向顶点最大加速度(m/s2) = 0.054
X 向横风向顶点最大加速度(m/s2) = 0.035
Y 向顺风向顶点最大加速度(m/s2) = 0.024
Y 向横风向顶点最大加速度(m/s2) = 0.017

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
7	1	8.6032E+002	8.2275E+002	1.00	1.00
6	1	4.3960E+003	3.3632E+003	5.11	4.09
5	1	4.0836E+003	4.0120E+003	0.93	1.19
4	1	5.8626E+003	5.7607E+003	1.44	1.44
3	1	9.6151E+003	9.3941E+003	1.64	1.63

2	1	8.6498E+003	8.4736E+003	0.90	0.90
1	1	9.7025E+003	9.5652E+003	1.12	1.13

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	1.0228	100.88	0.99(0.04+0.95)	0.01
2	0.9596	10.80	1.00(0.96+0.04)	0.00
3	0.7594	68.64	0.06(0.05+0.01)	0.94
4	0.3700	106.35	0.99(0.08+0.91)	0.01
5	0.3514	17.39	0.97(0.88+0.09)	0.03
6	0.2892	167.64	0.12(0.11+0.01)	0.88

地震作用最大的方向 = 92.854°

振型号	周期	转角	平动系数(X+Y)	扭转系数(Z)
1	1.0271	99.41	0.99(0.03+0.96)	0.01
2	0.9652	9.39	1.00(0.97+0.03)	0.00
3	0.7707	69.54	0.06(0.05+0.01)	0.94
4	0.3714	104.25	0.99(0.06+0.93)	0.01
5	0.3532	15.19	0.97(0.90+0.07)	0.03
6	0.2926	167.84	0.12(0.11+0.01)	0.88

(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	2.74(2.74)	75.20(75.20)	0.99(0.99)
2	74.57(77.31)	2.81(78.00)	0.01(1.00)
3	0.00(77.31)	1.20(79.20)	67.50(68.50)
4	1.08(78.39)	11.66(90.87)	0.11(68.61)
5	11.50(89.89)	1.11(91.98)	0.08(68.70)
6	0.37(90.26)	0.05(92.03)	12.24(80.93)

X 向平动振型参与质量系数总计: 90.26%

Y 向平动振型参与质量系数总计: 92.03%

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	2.06(2.06)	76.07(76.07)	0.82(0.82)
2	75.29(77.35)	2.13(78.19)	0.00(0.82)

3	0.00(77.35)	0.99(79.18)	66.53(67.35)
4	0.82(78.18)	11.90(91.08)	0.06(67.41)
5	11.74(89.91)	0.86(91.93)	0.08(67.49)
6	0.36(90.27)	0.04(91.97)	8.71(76.20)

X 向平动振型参与质量系数总计: 90.27%

Y 向平动振型参与质量系数总计: 91.97%

第 1 扭转周期(0.7594)/第 1 平动周期(1.0228) = 0.74

地震作用最大的方向 = 92.425°

振型号	阻尼比
1	0.050
2	0.050
3	0.050
4	0.050
5	0.050
6	0.050

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)
7	1	33.16	33.16(6.316%)	106.10	30.96
6	1	505.46	538.17(6.261%)	2714.94	422.10
5	1	400.88	905.42(5.121%)	7468.17	384.71
4	1	367.44	1118.87(4.283%)	12285.56	267.36
3	1	320.24	1294.22(3.832%)	16236.33	172.92
2	1	265.33	1459.37(3.475%)	21704.66	130.70
1	1	25.33	1476.04(3.190%)	26938.17	0.00

按规范要求的 X 向楼层最小剪重比 = 1.60%

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)
7	1	34.09	34.09(6.493%)	109.09	29.28
6	1	474.93	508.83(5.919%)	2576.34	399.12
5	1	386.15	869.80(4.919%)	7149.70	363.77
4	1	353.10	1062.42(4.067%)	11719.59	252.80
3	1	329.05	1227.88(3.635%)	15426.85	163.51
2	1	281.58	1398.52(3.330%)	20579.43	123.58
1	1	39.22	1424.00(3.077%)	25566.03	0.00

按规范要求的 Y 向楼层最小剪重比 = 1.60%

各层各塔的规定水平力

层号	塔号	X 向(KN)	Y 向(KN)
7	1	33.2	34.1
6	1	505.0	474.7
5	1	367.3	361.0
4	1	213.4	192.6
3	1	175.4	165.5
2	1	165.2	170.6
1	1	16.7	25.5

规定水平力下框架柱、短肢墙地震倾覆力矩

层号	塔号		框架柱	短肢墙	普通墙	斜撑	合计
7	1	X	106.1	0.0	0.0	0.0	106.1
6	1	X	2197.2	0.0	0.0	0.0	2197.2
5	1	X	5217.7	0.0	0.0	0.0	5217.7
4	1	X	8483.1	0.0	0.0	0.0	8483.1
3	1	X	11236.1	0.0	0.0	0.0	11236.1
2	1	X	16358.3	0.0	0.0	0.0	16358.3
1	1	X	16154.0	0.0	0.0	0.0	16154.0

7	1	Y	109.1	0.0	0.0	0.0	109.1
6	1	Y	2365.8	0.0	0.0	0.0	2365.8
5	1	Y	6078.8	0.0	0.0	0.0	6078.8
4	1	Y	10018.1	0.0	0.0	0.0	10018.1
3	1	Y	13466.6	0.0	0.0	0.0	13466.6
2	1	Y	18734.4	0.0	0.0	0.0	18734.4
1	1	Y	19863.5	0.0	0.0	0.0	19863.5

规定水平力下框架柱、短肢墙地震倾覆力矩百分比

层号	塔号		框架柱	短肢墙
7	1	X	100.0	0.0
6	1	X	100.0	0.0
5	1	X	100.0	0.0
4	1	X	100.0	0.0
3	1	X	100.0	0.0
2	1	X	100.0	0.0
1	1	X	100.0	0.0
7	1	Y	100.0	0.0
6	1	Y	100.0	0.0
5	1	Y	100.0	0.0
4	1	Y	100.0	0.0
3	1	Y	100.0	0.0
2	1	Y	100.0	0.0
1	1	Y	100.0	0.0

规定水平力下框架柱、短肢墙地震倾覆力矩（轴力方式）

层号	塔号		框架柱	短肢墙	普通墙	斜撑	合计
7	1	X	106.1	0.0	0.0	0.0	106.1
6	1	X	2145.7	0.0	0.0	0.0	2145.7
5	1	X	5624.6	0.0	0.0	0.0	5624.6
4	1	X	10806.6	0.0	0.0	0.0	10806.6
3	1	X	15379.3	0.0	0.0	0.0	15379.3
2	1	X	21822.0	0.0	0.0	0.0	21822.0
1	1	X	22615.3	0.0	0.0	0.0	22615.3
7	1	Y	109.1	0.0	0.0	0.0	109.1
6	1	Y	2368.0	0.0	0.0	0.0	2368.0

5	1	Y	6584.6	0.0	0.0	0.0	6584.6
4	1	Y	11104.8	0.0	0.0	0.0	11104.8
3	1	Y	15137.2	0.0	0.0	0.0	15137.2
2	1	Y	20545.1	0.0	0.0	0.0	20545.1
1	1	Y	21898.8	0.0	0.0	0.0	21898.8

规定水平力下框架柱、短肢墙地震倾覆力矩百分比（轴力方式）

层号	塔号		框架柱	短肢墙
7	1	X	100.0	0.0
6	1	X	100.0	0.0
5	1	X	100.0	0.0
4	1	X	100.0	0.0
3	1	X	100.0	0.0
2	1	X	100.0	0.0
1	1	X	100.0	0.0
7	1	Y	100.0	0.0
6	1	Y	100.0	0.0
5	1	Y	100.0	0.0
4	1	Y	100.0	0.0
3	1	Y	100.0	0.0
2	1	Y	100.0	0.0
1	1	Y	100.0	0.0

规定水平力下框架柱、短肢墙地震倾覆力矩（改进轴力方式）

层号	塔号		框架柱	短肢墙	普通墙	斜撑	合计
7	1	X	106.1	0.0	0.0	0.0	106.1
6	1	X	1903.5	0.0	0.0	0.0	1903.5
5	1	X	4710.8	0.0	0.0	0.0	4710.8
4	1	X	9742.5	0.0	0.0	0.0	9742.5
3	1	X	14666.0	0.0	0.0	0.0	14666.0
2	1	X	21162.2	0.0	0.0	0.0	21162.2
1	1	X	22593.6	0.0	0.0	0.0	22593.6
7	1	Y	109.1	0.0	0.0	0.0	109.1
6	1	Y	2330.6	0.0	0.0	0.0	2330.6
5	1	Y	6302.0	0.0	0.0	0.0	6302.0
4	1	Y	10874.4	0.0	0.0	0.0	10874.4

3	1	Y	14987.1	0.0	0.0	0.0	14987.1
2	1	Y	20328.4	0.0	0.0	0.0	20328.4
1	1	Y	21704.3	0.0	0.0	0.0	21704.3

规定水平力下框架柱、短肢墙地震倾覆力矩百分比（改进轴力方式）

层号	塔号		框架柱	短肢墙
7	1	X	100.0	0.0
6	1	X	100.0	0.0
5	1	X	100.0	0.0
4	1	X	100.0	0.0
3	1	X	100.0	0.0
2	1	X	100.0	0.0
1	1	X	100.0	0.0
7	1	Y	100.0	0.0
6	1	Y	100.0	0.0
5	1	Y	100.0	0.0
4	1	Y	100.0	0.0
3	1	Y	100.0	0.0
2	1	Y	100.0	0.0
1	1	Y	100.0	0.0

框架柱地震剪力百分比

层号	塔号		柱剪力	墙剪力	总剪力	柱剪力百分比
柱剪力与分段基底剪力百分比						
7	1	X	33.2	0.0	33.2	100.00%
0.00%						
6	1	X	439.3	0.0	538.2	81.62%
0.00%						
5	1	X	580.9	0.0	905.4	64.16%
0.00%						
4	1	X	733.0	0.0	1118.9	65.51%
0.00%						
3	1	X	836.6	0.0	1294.2	64.64%
0.00%						
2	1	X	1254.8	0.0	1459.4	85.98%
0.00%						
1	1	X	55.9	0.0	1476.0	3.79%

0.00%

7	1	Y	34.1	0.0	34.1	100.00%
6	1	Y	469.9	0.0	508.8	92.36%
5	1	Y	713.1	0.0	869.8	81.98%
4	1	Y	887.3	0.0	1062.4	83.52%
3	1	Y	1054.8	0.0	1227.9	85.90%
2	1	Y	1287.3	0.0	1398.5	92.05%
1	1	Y	305.2	0.0	1424.0	21.44%

框架柱风倾覆力矩百分比

层号	塔号		柱力矩	总力矩	柱力矩百分比
7	1	X	49.8	49.8	100.00%
6	1	X	790.5	790.5	100.00%
5	1	X	2025.4	2025.4	100.00%
4	1	X	3483.8	3483.8	100.00%
3	1	X	4713.6	4713.6	100.00%
2	1	X	6976.3	6976.3	100.00%
1	1	X	6942.2	6942.2	100.00%
7	1	Y	78.3	78.3	100.00%
6	1	Y	533.1	533.1	100.00%
5	1	Y	1292.3	1292.3	100.00%
4	1	Y	2153.6	2153.6	100.00%
3	1	Y	2901.0	2901.0	100.00%
2	1	Y	4039.4	4039.4	100.00%
1	1	Y	4296.2	4296.2	100.00%

框架柱、剪力墙风剪力百分比

层号	塔号	柱剪力	墙剪力	其它	总剪力	柱剪力百分比	墙剪力百分比
----	----	-----	-----	----	-----	--------	--------

7	1	X	15.6	0.0	0.0	15.6	100.00%
0.00%							
6	1	X	152.7	0.0	0.0	152.7	100.00%
0.00%							
5	1	X	233.0	0.0	0.0	233.0	100.00%
0.00%							
4	1	X	324.1	0.0	0.0	324.1	100.00%
0.00%							
3	1	X	372.7	0.0	0.0	372.7	100.00%
0.00%							
2	1	X	551.9	0.0	0.0	551.9	100.00%
0.00%							
1	1	X	-9.1	0.0	0.0	-9.1	100.00%
0.00%							
7	1	Y	24.5	0.0	0.0	24.5	100.00%
0.00%							
6	1	Y	93.8	0.0	0.0	93.8	100.00%
0.00%							
5	1	Y	143.2	0.0	0.0	143.2	100.00%
0.00%							
4	1	Y	191.4	0.0	0.0	191.4	100.00%
0.00%							
3	1	Y	226.5	0.0	0.0	226.5	100.00%
0.00%							
2	1	Y	277.7	0.0	0.0	277.7	100.00%
0.00%							
1	1	Y	68.5	0.0	0.0	68.5	100.00%
0.00%							

风荷载外力、层剪力、倾覆力矩统计

层号	塔号	层外力 F	层剪力 V	倾覆力矩 M
+WX				
7	1	15.6	15.6	49.8
6	1	174.7	190.2	972.3
5	1	167.3	357.5	2866.9
4	1	119.3	476.7	5012.2
3	1	76.4	553.1	6837.6
2	1	90.1	643.2	9474.7
1	1	0.0	643.2	11886.7

-WX				
7	1	-15.6	-15.6	-49.8
6	1	-174.7	-190.2	-972.3
5	1	-167.3	-357.5	-2866.9
4	1	-119.3	-476.7	-5012.2
3	1	-76.4	-553.1	-6837.6
2	1	-90.1	-643.2	-9474.7
1	1	0.0	-643.2	-11886.7

+WY				
7	1	24.5	24.5	78.3
6	1	77.5	102.0	573.2
5	1	74.1	176.2	1506.8
4	1	52.7	228.9	2536.8
3	1	33.7	262.6	3403.3
2	1	38.3	300.9	4636.9
1	1	0.0	300.9	5765.1

-WY				
7	1	-24.5	-24.5	-78.3
6	1	-77.5	-102.0	-573.2
5	1	-74.1	-176.2	-1506.8
4	1	-52.7	-228.9	-2536.8
3	1	-33.7	-262.6	-3403.3
2	1	-38.3	-300.9	-4636.9
1	1	0.0	-300.9	-5765.1

地震外力、层剪力、倾覆力矩统计

层号	塔号	层外力 F	层剪力 V	倾覆力矩 M
EX				
7	1	33.2	33.2	106.1
6	1	505.5	538.2	2714.9
5	1	400.9	905.4	7468.2
4	1	367.4	1118.9	12285.6
3	1	320.2	1294.2	16236.3
2	1	265.3	1459.4	21704.7
1	1	25.3	1476.0	26938.2

EY

7	1	34.1	34.1	109.1
6	1	474.9	508.8	2576.3
5	1	386.1	869.8	7149.7
4	1	353.1	1062.4	11719.6
3	1	329.1	1227.9	15426.9
2	1	281.6	1398.5	20579.4
1	1	39.2	1424.0	25566.0

EXMAX

7	1	34.0	34.0	108.9
6	1	476.4	510.2	2583.0
5	1	387.2	872.1	7168.6
4	1	354.2	1065.2	11750.1
3	1	330.0	1231.1	15466.6
2	1	282.4	1402.2	20632.3
1	1	39.3	1427.7	25631.7

EXM 45

7	1	33.7	33.7	108.0
6	1	470.0	503.7	2550.6
5	1	374.4	848.6	7007.2
4	1	347.0	1040.0	11473.8
3	1	314.9	1203.6	15114.7
2	1	266.0	1366.2	20169.9
1	1	31.1	1386.4	25043.4

EYMAX

7	1	33.4	33.4	106.8
6	1	507.3	540.2	2725.8
5	1	402.4	908.9	7497.3
4	1	368.8	1123.1	12333.2
3	1	321.5	1299.2	16299.1
2	1	266.4	1465.0	21788.3
1	1	25.5	1481.7	27041.9

EYM 45

7	1	30.1	30.1	96.2
6	1	463.6	493.1	2486.4
5	1	366.8	831.3	6852.4
4	1	342.6	1016.0	11210.3
3	1	312.0	1175.7	14755.8
2	1	263.8	1336.9	19685.7
1	1	31.6	1357.5	24447.0

0.2V0 调整系数

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	Max-(X)	Ave-(X)	h	DxR/Dx	Ratio_AX
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx			
7	1	7000002	12.62	12.56	3200		
		7000002	0.70	0.69	1/4581	97.40%	1.00
6	1	6000003	12.71	12.28	4850		
		6000002	2.56	2.08	1/1898	35.47%	1.52
5	1	5000003	10.48	10.41	5300		
		5000001	3.21	3.08	1/1651	0.60%	1.50
4	1	4000003	7.61	7.58	4500		
		4000003	2.60	2.60	1/1731	7.58%	1.18

3	1	3000001	5.13	5.07	3300		
		3000003	1.82	1.76	1/1816	23.67%	0.84
2	1	2000002	3.34	3.33	4100		
		2000003	2.90	2.70	1/1415	75.77%	0.98
1	1	1000019	0.83	0.63	3750		
		1000019	0.83	0.63	1/4536	100.00%	0.23

X 向最大层间位移角: 1/1415 (2 层 1 塔)

=== 工况 18 === X 双向地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	h	DxR/Dx	Ratio_AX
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx			
7	1	7000002	12.75	12.72	3200		
		7000002	0.71	0.70	1/4528	97.74%	1.00
6	1	6000003	13.11	12.57	4850		
		6000003	2.61	2.12	1/1859	35.59%	1.52
5	1	5000001	10.85	10.65	5300		
		5000001	3.31	3.15	1/1603	0.64%	1.50
4	1	4000003	7.88	7.75	4500		
		4000003	2.68	2.65	1/1677	7.52%	1.18
3	1	3000003	5.32	5.20	3300		
		3000003	1.88	1.80	1/1756	23.89%	0.84
2	1	2000002	3.46	3.40	4100		
		2000002	3.00	2.77	1/1367	75.75%	0.98
1	1	1000020	0.84	0.65	3750		
		1000020	0.84	0.65	1/4470	100.00%	0.23

X 向最大层间位移角: 1/1367 (2 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	Max-(X)	Ave-(X)	h	DxR/Dx	Ratio_AX
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx			
7	1	7000004	14.07	13.92	3200		
		7000003	0.75	0.74	1/4273	81.30%	1.00
6	1	6000019	13.36	12.22	4850		
		6000002	2.26	2.05	1/2144	36.53%	1.39
5	1	5000020	11.65	10.39	5300		
		5000020	3.33	3.07	1/1592	0.17%	1.47
4	1	4000019	8.50	7.56	4500		
		4000020	2.92	2.60	1/1542	7.94%	1.17

3	1	3000020	5.65	5.05	3300		
		3000020	1.91	1.75	1/1729	22.55%	0.84
2	1	2000019	3.75	3.31	4100		
		2000020	2.83	2.67	1/1447	75.32%	0.97
1	1	1000020	0.92	0.65	3750		
		1000020	0.92	0.65	1/4095	100.00%	0.23

X 向最大层间位移角: 1/1447 (2 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	Max-(X)	Ave-(X)	h	DxR/Dx	Ratio_AX
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx			
7	1	7000002	11.48	11.21	3200		
		7000001	0.66	0.65	1/4850	100.00%	1.00
6	1	6000002	14.33	12.33	4850		
		6000003	2.85	2.12	1/1703	34.45%	1.66
5	1	5000001	11.85	10.44	5300		
		5000003	3.61	3.08	1/1466	1.02%	1.53
4	1	4000001	8.61	7.61	4500		
		4000003	2.93	2.60	1/1537	7.22%	1.18
3	1	3000003	5.82	5.10	3300		
		3000001	2.05	1.77	1/1613	24.77%	0.84
2	1	2000002	3.79	3.34	4100		
		2000003	3.29	2.72	1/1246	76.20%	0.98
1	1	1000020	0.74	0.62	3750		
		1000020	0.74	0.62	1/5082	100.00%	0.22

X 向最大层间位移角: 1/1246 (2 层 1 塔)

=== 工况 19 === Y 方向地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Y)	Ave-(Y)	h	DyR/Dy	Ratio_AY
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy			
7	1	7000001	13.33	13.00	3200		
		7000004	0.67	0.66	1/4756	85.33%	1.00
6	1	6000029	13.73	12.89	4850		
		6000029	1.94	1.86	1/2497	60.95%	1.43
5	1	5000001	11.97	11.22	5300		
		5000013	3.46	3.26	1/1533	0.29%	1.74
4	1	4000013	8.80	8.24	4500		
		4000013	2.94	2.76	1/1531	11.27%	1.27

3	1	3000013	5.98	5.60	3300		
		3000013	1.92	1.79	1/1720	27.60%	0.84
2	1	2000001	4.08	3.82	4100		
		2000013	3.05	2.84	1/1343	62.39%	0.98
1	1	1000001	1.03	0.98	3750		
		1000001	1.03	0.98	1/3644	100.00%	0.35

Y 向最大层间位移角： 1/1343 (2 层 1 塔)

=== 工况 20 === Y 双向地震作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Y)	Ave-(Y)	h	DyR/Dy	Ratio_AY
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy			
7	1	7000003	13.42	13.09	3200		
		7000004	0.68	0.67	1/4682	84.74%	1.00
6	1	6000029	13.82	12.98	4850		
		6000029	1.96	1.88	1/2469	60.34%	1.42
5	1	5000001	12.05	11.30	5300		
		5000013	3.48	3.29	1/1522	0.38%	1.73
4	1	4000001	8.86	8.30	4500		
		4000001	2.96	2.78	1/1521	11.26%	1.27
3	1	3000013	6.02	5.64	3300		
		3000001	1.93	1.80	1/1708	27.71%	0.84
2	1	2000001	4.11	3.85	4100		
		2000013	3.07	2.87	1/1334	62.35%	0.98
1	1	1000013	1.04	0.99	3750		
		1000013	1.04	0.99	1/3598	100.00%	0.35

Y 向最大层间位移角： 1/1334 (2 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	Max-(Y)	Ave-(Y)	h	DyR/Dy	Ratio_AY
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy			
7	1	7000001	13.35	12.89	3200		
		7000002	0.66	0.66	1/4878	86.48%	1.00
6	1	6000029	14.07	12.94	4850		
		6000029	2.00	1.87	1/2428	61.27%	1.43
5	1	5000013	12.26	11.27	5300		
		5000001	3.54	3.28	1/1496	0.24%	1.75
4	1	4000013	9.01	8.27	4500		
		4000013	3.01	2.77	1/1495	11.21%	1.28

3	1	3000001	6.12	5.62	3300		
		3000013	1.97	1.80	1/1678	27.34%	0.85
2	1	2000013	4.17	3.83	4100		
		2000001	3.13	2.85	1/1312	62.46%	0.98
1	1	1000013	1.05	0.98	3750		
		1000013	1.05	0.98	1/3588	100.00%	0.35

Y 向最大层间位移角： 1/1312 (2 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	Max-(Y)	Ave-(Y)	h	DyR/Dy	Ratio_AY
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy			
7	1	7000001	13.31	13.11	3200		
		7000002	0.69	0.66	1/4639	84.19%	1.00
6	1	6000029	13.39	12.83	4850		
		6000029	1.89	1.85	1/2569	60.63%	1.42
5	1	5000001	11.69	11.17	5300		
		5000001	3.37	3.25	1/1573	0.34%	1.74
4	1	4000013	8.60	8.21	4500		
		4000013	2.87	2.75	1/1570	11.33%	1.27
3	1	3000001	5.84	5.58	3300		
		3000001	1.87	1.78	1/1763	27.86%	0.84
2	1	2000001	3.99	3.81	4100		
		2000001	2.98	2.83	1/1377	62.32%	0.98
1	1	1000013	1.01	0.98	3750		
		1000013	1.01	0.98	1/3701	100.00%	0.35

Y 向最大层间位移角： 1/1377 (2 层 1 塔)

=== 工况 23 === 最不利地震方向 92.8542 下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Y)	Ave-(Y)	h	DyR/Dy	Ratio_AY
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy			
7	1	7000001	13.32	12.98	3200		
		7000004	0.67	0.66	1/4771	87.33%	1.00
6	1	6000001	13.90	12.95	4850		
		6000001	1.97	1.87	1/2456	60.84%	1.44
5	1	5000001	12.13	11.28	5300		
		5000001	3.50	3.28	1/1513	0.34%	1.75
4	1	4000001	8.92	8.29	4500		
		4000001	2.98	2.78	1/1512	11.23%	1.28

3	1	3000001	6.06	5.63	3300		
		3000001	1.95	1.80	1/1695	27.56%	0.84
2	1	2000001	4.13	3.84	4100		
		2000001	3.10	2.86	1/1324	62.48%	0.98
1	1	1000001	1.03	0.98	3750		
		1000001	1.03	0.98	1/3627	100.00%	0.35

Y 向最大层间位移角: 1/1324 (2 层 1 塔)

=== 工况 21 === 地震方向 45 下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	h	DxR/Dx	Ratio_AX
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx			
7	1	7000003	12.89	12.72	3200		
		7000002	0.72	0.70	1/4468	74.08%	1.00
6	1	6000021	12.45	11.72	4850		
		6000003	2.11	1.87	1/2294	45.42%	1.34
5	1	5000021	10.95	10.06	5300		
		5000021	3.09	2.95	1/1717	0.37%	1.54
4	1	4000021	8.05	7.37	4500		
		4000021	2.71	2.49	1/1663	9.46%	1.20
3	1	3000021	5.42	4.99	3300		
		3000021	1.77	1.65	1/1866	26.41%	0.84
2	1	2000021	3.66	3.35	4100		
		2000021	2.72	2.60	1/1508	69.04%	0.98
1	1	1000021	0.95	0.75	3750		
		1000021	0.95	0.75	1/3965	100.00%	0.29

X 向最大层间位移角: 1/1508 (2 层 1 塔)

=== 工况 24 === 最不利地震方向 182.854 下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	h	DxR/Dx	Ratio_AX
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx			
7	1	7000002	12.73	12.68	3200		
		7000002	0.71	0.70	1/4524	95.61%	1.00
6	1	6000003	12.69	12.32	4850		
		6000003	2.56	2.09	1/1891	35.51%	1.50
5	1	5000003	10.46	10.45	5300		
		5000003	3.21	3.09	1/1653	0.56%	1.49
4	1	4000021	7.62	7.61	4500		
		4000021	2.62	2.61	1/1719	7.61%	1.18

3	1	3000003	5.12	5.09	3300		
		3000003	1.81	1.76	1/1820	23.73%	0.84
2	1	2000021	3.36	3.34	4100		
		2000003	2.89	2.71	1/1417	75.70%	0.98
1	1	1000021	0.84	0.64	3750		
		1000021	0.84	0.64	1/4473	100.00%	0.23

X 向最大层间位移角： 1/1417 (2 层 1 塔)

=== 工况 22 === 地震方向 135 下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Y)	Ave-(Y)	h	DyR/Dy	Ratio_AY
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy			
7	1	7000001	11.65	11.32	3200		
		7000004	0.59	0.58	1/5393	100.00%	1.00
6	1	6000001	13.83	12.14	4850		
		6000001	2.36	1.92	1/2057	47.97%	1.65
5	1	5000001	11.78	10.43	5300		
		5000001	3.50	3.08	1/1513	1.29%	1.68
4	1	4000001	8.62	7.63	4500		
		4000001	2.90	2.59	1/1554	9.34%	1.24
3	1	3000001	5.86	5.15	3300		
		3000001	1.97	1.72	1/1673	25.81%	0.84
2	1	2000001	3.90	3.45	4100		
		2000001	3.16	2.67	1/1298	68.59%	0.98
1	1	1000020	0.80	0.78	3750		
		1000020	0.80	0.78	1/4663	100.00%	0.29

Y 向最大层间位移角： 1/1298 (2 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	Max-(X)	Ave-(X)	Ratio-(X)	h	
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Ratio-Dx	Max-Dx/h	DxR/Dx
Ratio_AX							
7	1	7000004	5.40	5.39	1.00	3200	
		7000004	0.29	0.28	1.00	1/9999	64.96%
1.00							
6	1	6000021	5.12	5.01	1.02	4850	
		6000001	0.76	0.71	1.00	1/6417	49.55%
1.27							
5	1	5000021	4.46	4.30	1.04	5300	

			5000020	1.20	1.15	1.05	1/4412	5.75%
1.55								
4	1		4000021	3.27	3.14	1.04	4500	
			4000020	1.08	1.03	1.04	1/4165	7.99%
1.27								
3	1		3000019	2.19	2.10	1.04	3300	
			3000003	0.72	0.71	1.02	1/4567	29.30%
0.89								
2	1		2000021	1.49	1.40	1.06	4100	
			2000008	1.18	1.12	1.05	1/3489	74.70%
1.04								
1	1		1000021	0.40	0.29	1.00	3750	
			1000021	0.40	0.29	1.00	1/9379	100.00%
0.24								

X 向最大层间位移角： 1/3489 (2 层 1 塔)

X 方向最大位移与层平均位移的比值： 1.06 (2 层 1 塔)

X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值： 1.05 (2 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	Max-(X)	Ave-(X)	Ratio-(X)	h	
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Ratio-Dx	Max-Dx/h	DxR/Dx
Ratio_AX							
7	1	7000004	5.40	5.39	1.00	3200	
		7000004	0.29	0.28	1.00	1/9999	64.96%
1.00							
6	1	6000021	5.12	5.01	1.02	4850	
		6000001	0.76	0.71	1.00	1/6417	49.55%
1.27							
5	1	5000021	4.46	4.30	1.04	5300	
		5000020	1.20	1.15	1.05	1/4412	5.75%
1.55							
4	1	4000021	3.27	3.14	1.04	4500	
		4000020	1.08	1.03	1.04	1/4165	7.99%
1.27							
3	1	3000019	2.19	2.10	1.04	3300	
		3000003	0.72	0.71	1.02	1/4567	29.30%
0.89							
2	1	2000021	1.49	1.40	1.06	4100	
		2000008	1.18	1.12	1.05	1/3489	74.70%
1.04							
1	1	1000021	0.40	0.29	1.00	3750	

1000021	0.40	0.29	1.00	1/9379	100.00%
---------	------	------	------	--------	---------

0.24

X 向最大层间位移角: 1/3489 (2 层 1 塔)
X 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.06 (2 层 1 塔)
X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.05 (2 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	Max-(Y)	Ave-(Y)	Ratio-(Y)	h	
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy	Ratio-Dy	Max-Dy/h	DyR/Dy
Ratio_AY							
	7	1	7000003	2.89	2.88	1.00	3200
			7000002	0.23	0.23	1.00	1/9999
1.00							6.10%
	6	1	6000029	2.71	2.67	1.01	4850
			6000003	0.37	0.36	1.00	1/9999
0.82							59.58%
	5	1	5000001	2.35	2.31	1.02	5300
			5000013	0.63	0.63	1.00	1/8365
1.37							2.89%
	4	1	4000013	1.72	1.68	1.02	4500
			4000013	0.56	0.55	1.00	1/8063
1.16							12.88%
	3	1	3000001	1.16	1.13	1.03	3300
			3000001	0.36	0.35	1.00	1/9205
0.84							32.09%
	2	1	2000001	0.80	0.78	1.03	4100
			2000001	0.61	0.58	1.00	1/6752
1.02							61.43%
	1	1	1000021	0.25	0.21	1.00	3750
			1000021	0.25	0.21	1.00	1/9999
0.37							100.00%

Y 向最大层间位移角: 1/6752 (2 层 1 塔)
Y 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.03 (2 层 1 塔)
Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.00 (7 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	Max-(Y)	Ave-(Y)	Ratio-(Y)	h	
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy	Ratio-Dy	Max-Dy/h	DyR/Dy
Ratio_AY							

1.00	7	1	7000003	2.89	2.88	1.00	3200	
			7000002	0.23	0.23	1.00	1/9999	6.10%
0.82	6	1	6000029	2.71	2.67	1.01	4850	
			6000003	0.37	0.36	1.00	1/9999	59.58%
1.37	5	1	5000001	2.35	2.31	1.02	5300	
			5000013	0.63	0.63	1.00	1/8365	2.89%
1.16	4	1	4000013	1.72	1.68	1.02	4500	
			4000013	0.56	0.55	1.00	1/8063	12.88%
0.84	3	1	3000001	1.16	1.13	1.03	3300	
			3000001	0.36	0.35	1.00	1/9205	32.09%
1.02	2	1	2000001	0.80	0.78	1.03	4100	
			2000001	0.61	0.58	1.00	1/6752	61.43%
0.37	1	1	1000021	0.25	0.21	1.00	3750	
			1000021	0.25	0.21	1.00	1/9999	100.00%

Y 向最大层间位移角: 1/6752 (2 层 1 塔)

Y 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.03 (2 层 1 塔)

Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.00 (7 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)
7	1	7000004	-0.42
6	1	6000047	-15.64
5	1	5000049	-4.79
4	1	4000040	-4.87
3	1	3000046	-5.82
2	1	2000048	-5.08
1	1	1000031	-3.84

=== 工况 1 === 竖向活载作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Z)
7	1	7000001	-0.64

6	1	6000047	-3.04
5	1	5000048	-2.43
4	1	4000048	-2.26
3	1	3000042	-1.96
2	1	2000048	-1.32
1	1	1000031	-2.08

=== 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
7	1	7000002	13.40	13.35	1.00	3200
		7000002	0.74	0.74	1.00	
6	1	6000003	13.27	12.92	1.03	4850
		6000002	2.42	2.08	1.17	
5	1	5000003	10.84	10.84	1.00	5300
		5000003	3.13	3.09	1.01	
4	1	4000020	7.78	7.75	1.00	4500
		4000020	2.66	2.63	1.01	
3	1	3000020	5.12	5.12	1.00	3300
		3000003	1.82	1.78	1.02	
2	1	2000019	3.39	3.34	1.02	4100
		2000003	2.85	2.70	1.06	
1	1	1000019	0.84	0.64	1.00	3750
		1000019	0.84	0.64	1.00	

X 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.03 (6 层 1 塔)

X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.17 (6 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
7	1	7000004	14.95	14.77	1.01	3200
		7000004	0.80	0.79	1.01	
6	1	6000019	14.15	12.85	1.10	4850
		6000003	2.13	2.04	1.04	
5	1	5000019	12.19	10.81	1.13	5300
		5000019	3.45	3.09	1.12	
4	1	4000020	8.74	7.72	1.13	4500
		4000020	2.98	2.63	1.13	
3	1	3000020	5.76	5.09	1.13	3300

		3000020	1.95	1.77	1.10	
2	1	2000020	3.81	3.32	1.15	4100
		2000019	2.89	2.67	1.08	
1	1	1000019	0.93	0.65	1.00	3750
		1000019	0.93	0.65	1.00	

X 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.15 (2 层 1 塔)

X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.13 (4 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
7	1	7000001	12.20	11.93	1.02	3200
		7000002	0.70	0.68	1.02	
6	1	6000002	14.98	12.98	1.15	4850
		6000002	2.72	2.11	1.29	
5	1	5000003	12.26	10.87	1.13	5300
		5000001	3.54	3.10	1.14	
4	1	4000001	8.72	7.77	1.12	4500
		4000001	2.93	2.63	1.11	
3	1	3000003	5.79	5.14	1.13	3300
		3000003	2.05	1.79	1.15	
2	1	2000003	3.74	3.35	1.12	4100
		2000002	3.24	2.73	1.19	
1	1	1000019	0.75	0.62	1.00	3750
		1000019	0.75	0.62	1.00	

X 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.15 (6 层 1 塔)

X 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.29 (6 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
7	1	7000001	14.11	13.97	1.01	3200
		7000002	0.71	0.69	1.03	
6	1	6000029	13.87	13.50	1.03	4850
		6000029	1.87	1.86	1.01	
5	1	5000013	11.99	11.63	1.03	5300
		5000013	3.33	3.25	1.02	
4	1	4000001	8.65	8.38	1.03	4500

		4000013	2.85	2.77	1.03	
3	1	3000001	5.81	5.61	1.03	3300
		3000013	1.86	1.80	1.03	
2	1	2000001	3.95	3.82	1.03	4100
		2000001	2.94	2.84	1.04	
1	1	1000013	1.01	0.98	1.00	3750
		1000013	1.01	0.98	1.00	

Y 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.03 (3 层 1 塔)

Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.04 (2 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
7	1	7000001	14.13	13.86	1.02	3200
		7000002	0.70	0.69	1.01	
6	1	6000029	14.23	13.56	1.05	4850
		6000029	1.93	1.87	1.03	
5	1	5000013	12.28	11.68	1.05	5300
		5000001	3.42	3.27	1.05	
4	1	4000001	8.86	8.41	1.05	4500
		4000013	2.92	2.78	1.05	
3	1	3000013	5.94	5.63	1.06	3300
		3000001	1.91	1.80	1.06	
2	1	2000013	4.04	3.83	1.06	4100
		2000013	3.01	2.85	1.06	
1	1	1000013	1.02	0.98	1.00	3750
		1000013	1.02	0.98	1.00	

Y 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.06 (3 层 1 塔)

Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.06 (2 层 1 塔)

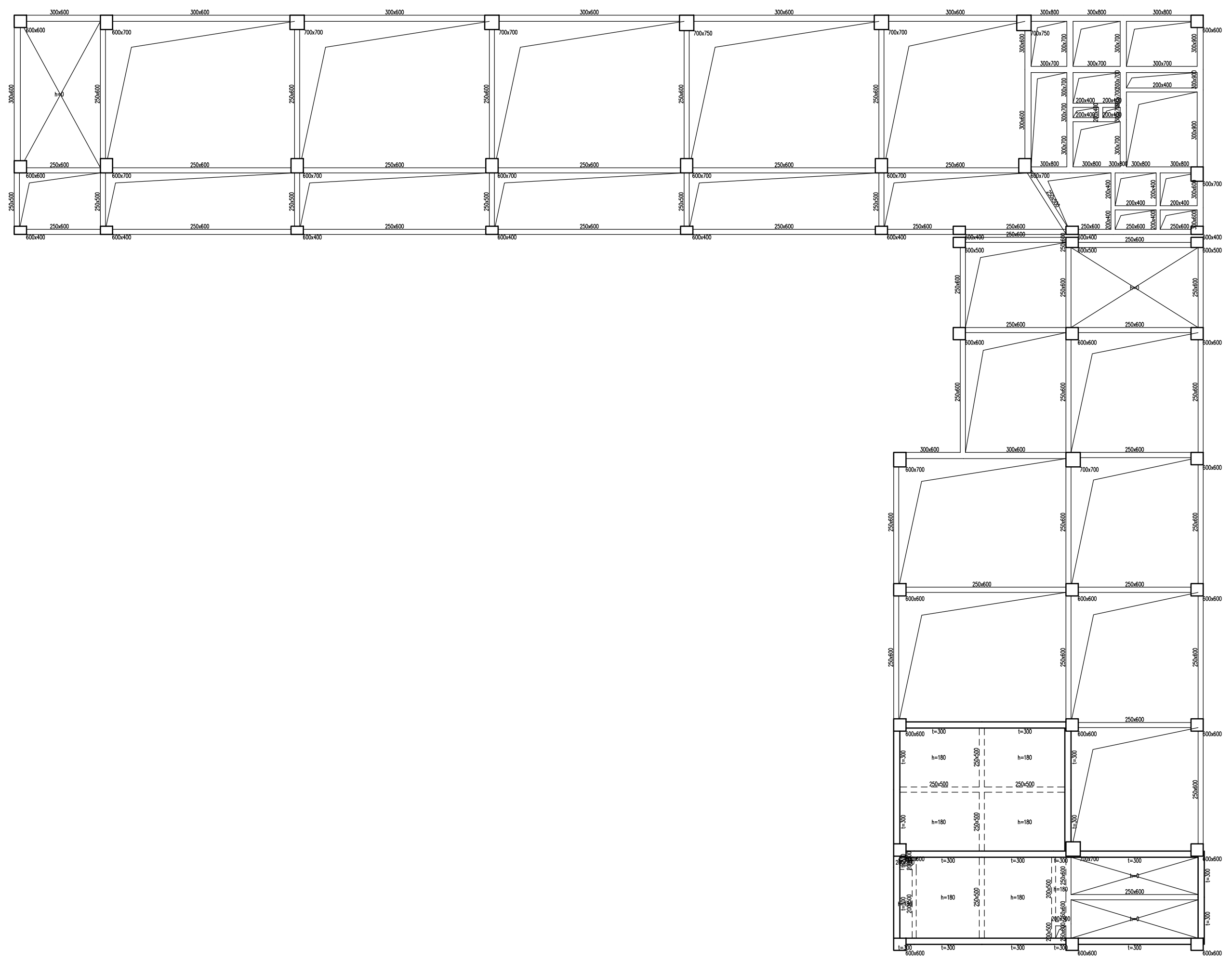
=== 工况 11 === Y- 偶然偏心规定水平力作用下的楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax JmaxD	Max-(Y) Max-Dy	Ave-(Y) Ave-Dy	Ratio-(Y) Ratio-Dy	h
7	1	7000002	14.10	14.09	1.00	3200
		7000002	0.73	0.70	1.05	
6	1	6000029	13.51	13.44	1.01	4850
		6000015	1.89	1.85	1.02	
5	1	5000013	11.69	11.58	1.01	5300

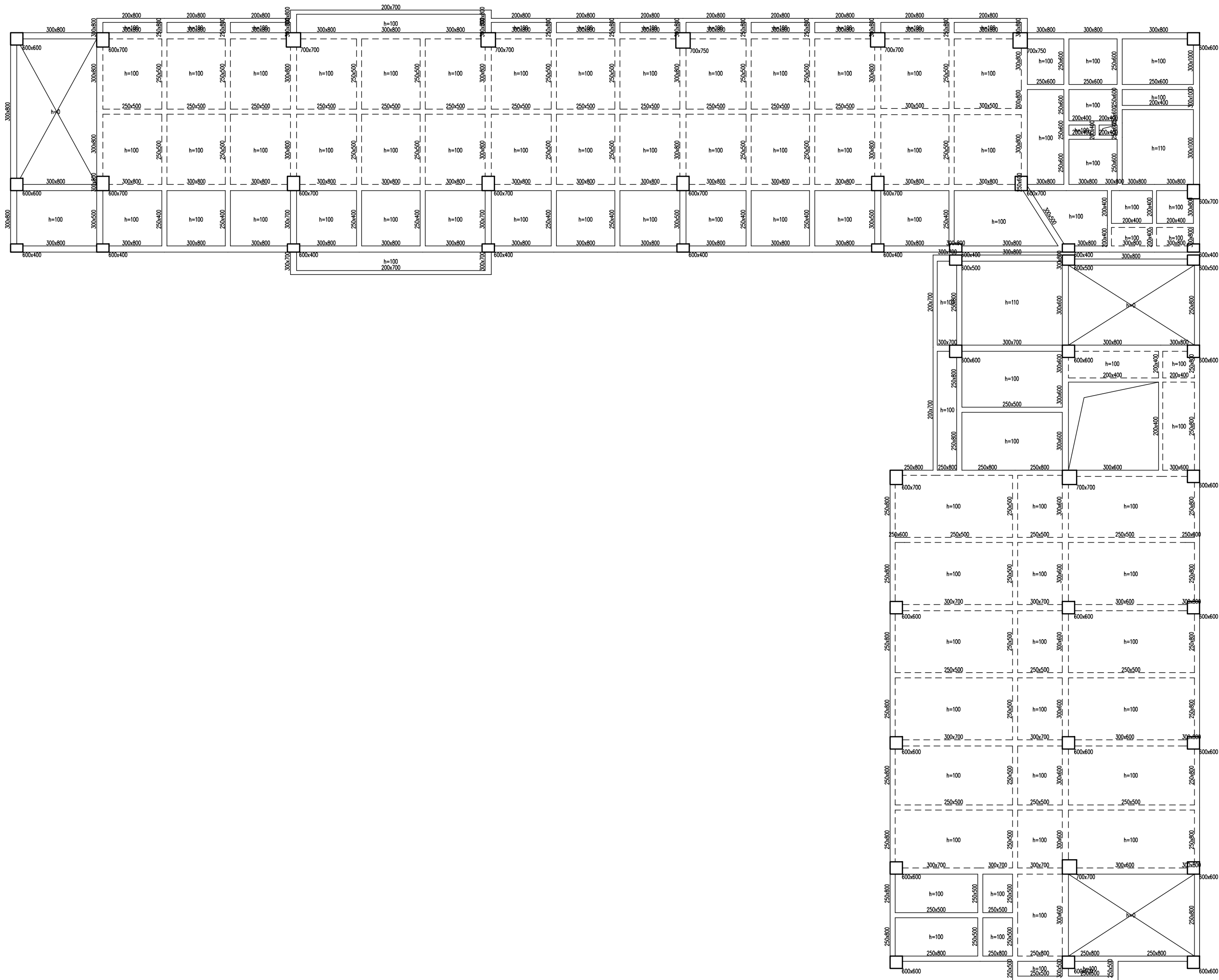
		5000001	3.25	3.24	1.00	
4	1	4000001	8.44	8.35	1.01	4500
		4000001	2.77	2.75	1.01	
3	1	3000013	5.67	5.59	1.01	3300
		3000001	1.81	1.79	1.01	
2	1	2000013	3.86	3.81	1.01	4100
		2000013	2.87	2.83	1.01	
1	1	1000013	0.99	0.98	1.00	3750
		1000013	0.99	0.98	1.00	

Y 方向最大位移与层平均位移的比值: 1.01 (2 层 1 塔)

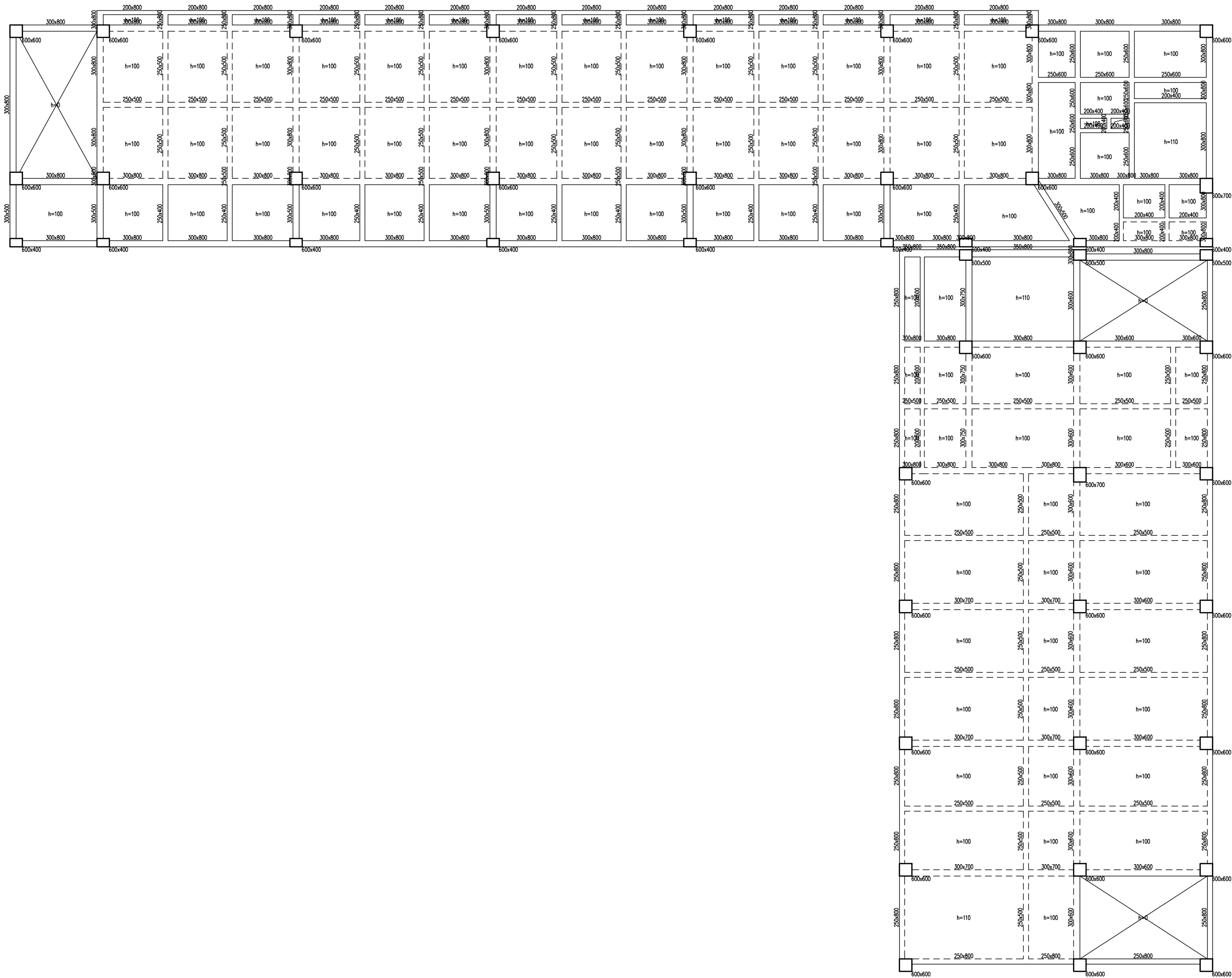
Y 方向最大层间位移与平均层间位移的比值: 1.05 (7 层 1 塔)



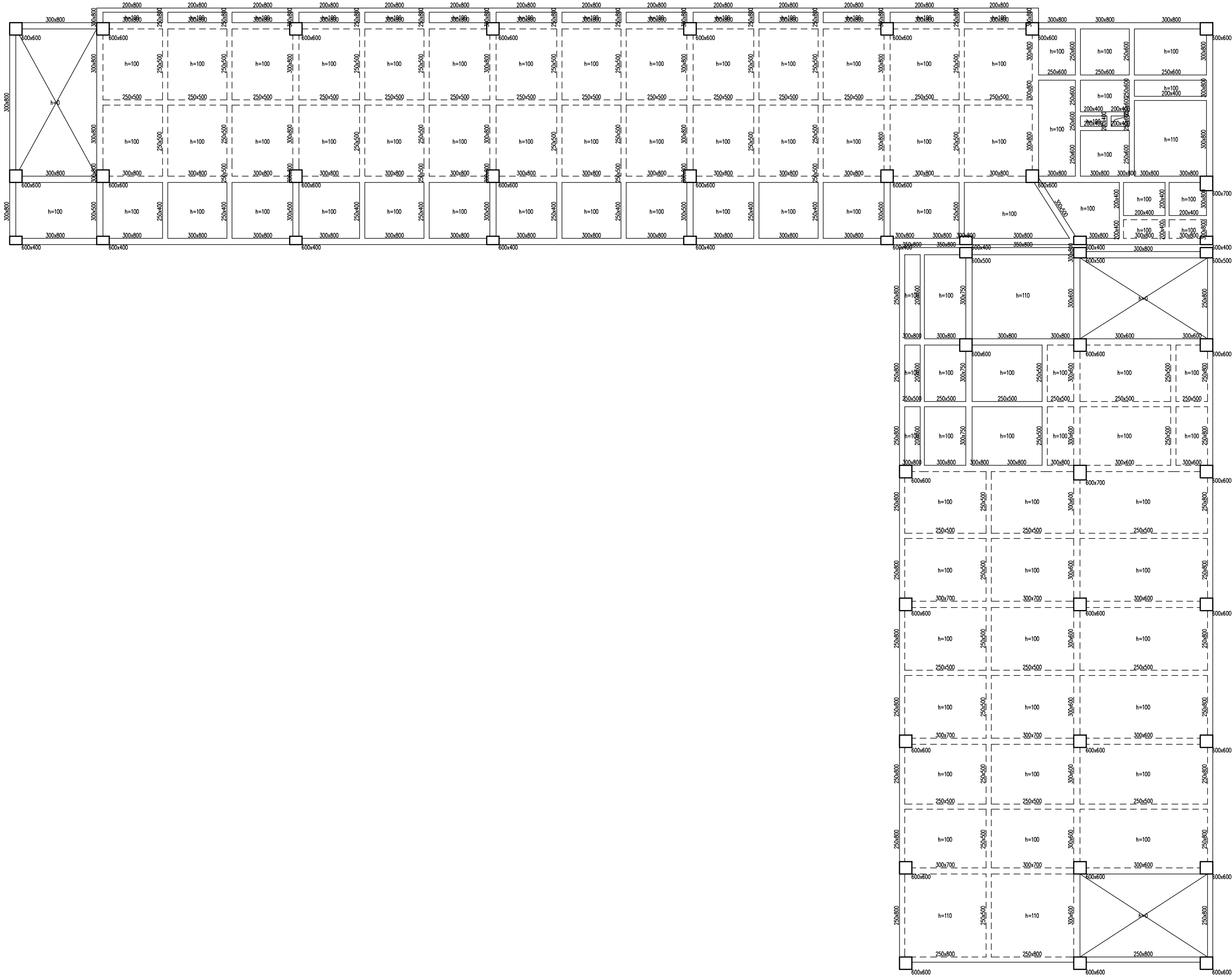
第1层 构件布置模板图(单位: mm)



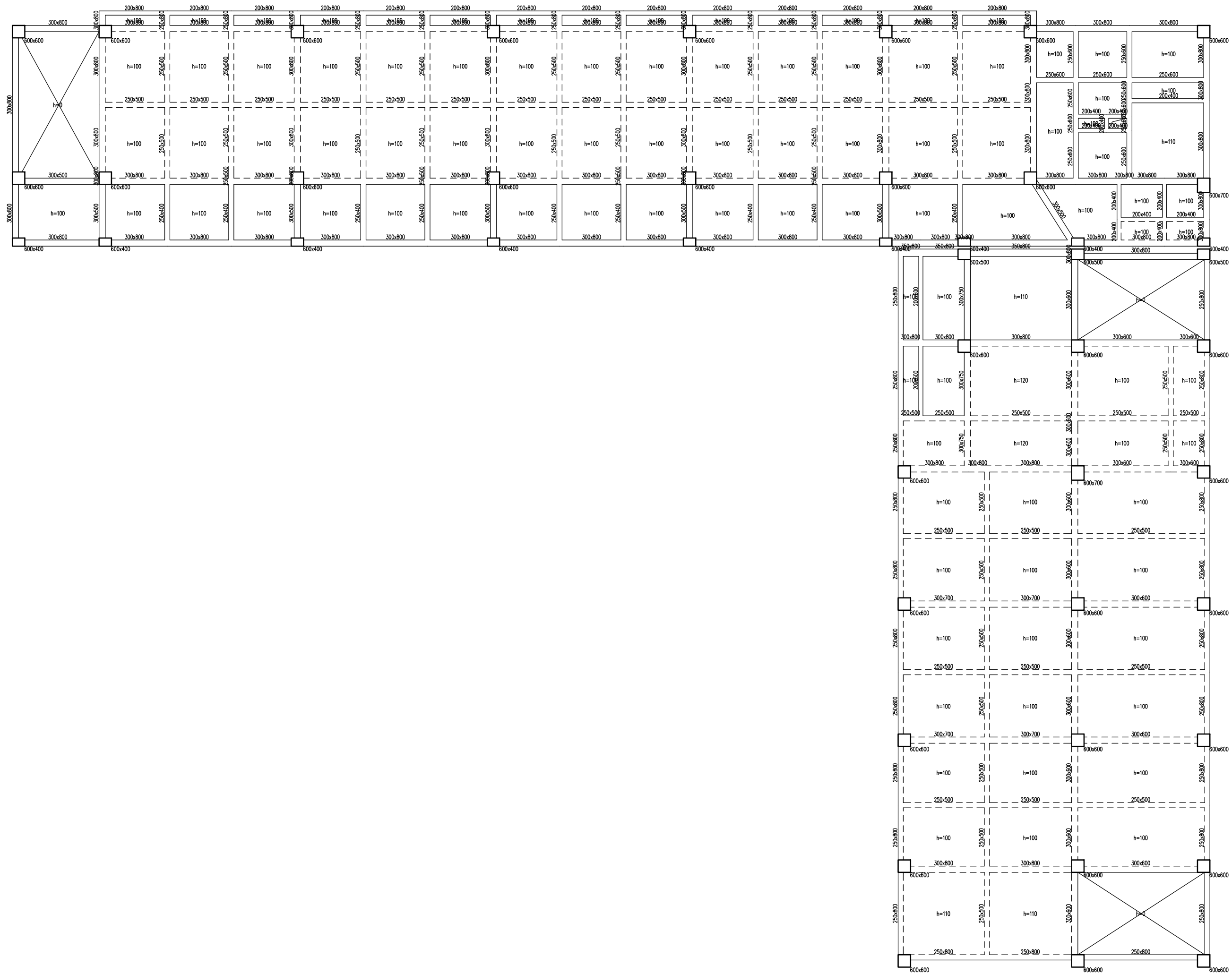
第2层 构件布置模板图(单位: mm)



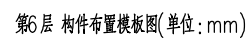
第3层 构件布置模板图(单位:mm)

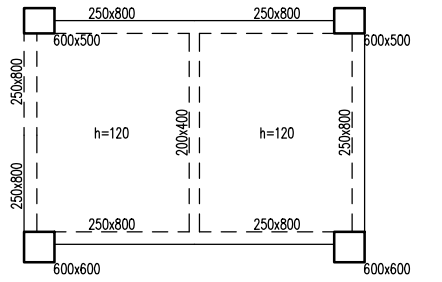
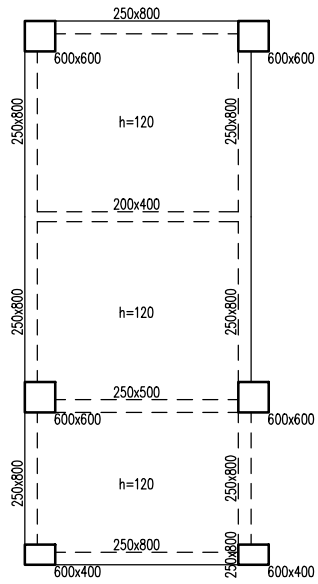


第4层 构件布置模板图(单位: mm)



第5层 构件布置模板图(单位:mm)





第7层 构件布置模板图(单位: mm)

	2017年12月31日	2016年12月31日
流动资产	831.11	
非流动资产	728.73	734.35
合计	0.00	0.00
所有者权益		
实收资本	3640.50	0.00
资本公积	0.00	0.00
盈余公积	0.00	0.00
未分配利润	0.00	0.00
合计	3640.50	0.00

	2019年12月31日	2018年12月31日
流动资产：	3082.19	
非流动资产：	3262.13	3388.82
负债：	0.00	0.00
所有者权益：		
实收资本：	6214.40	0.00
资本公积：	0.00	0.00
盈余公积：	0.00	0.00
未分配利润：	0.00	0.00
合计：	6214.40	0.00

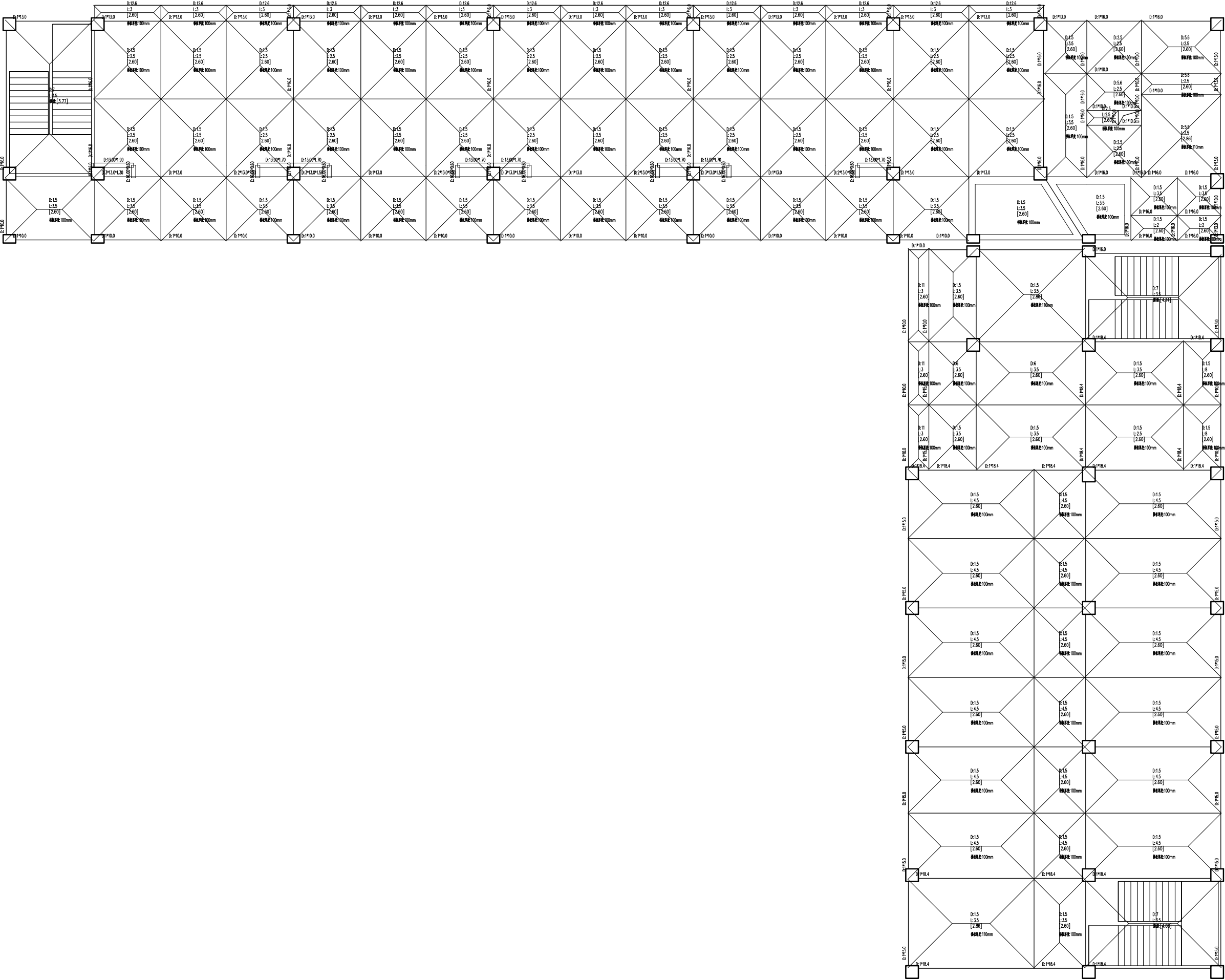


图 3 建筑、结构、设备用房平面布置图 [单位: m]
[比例: 1:100]

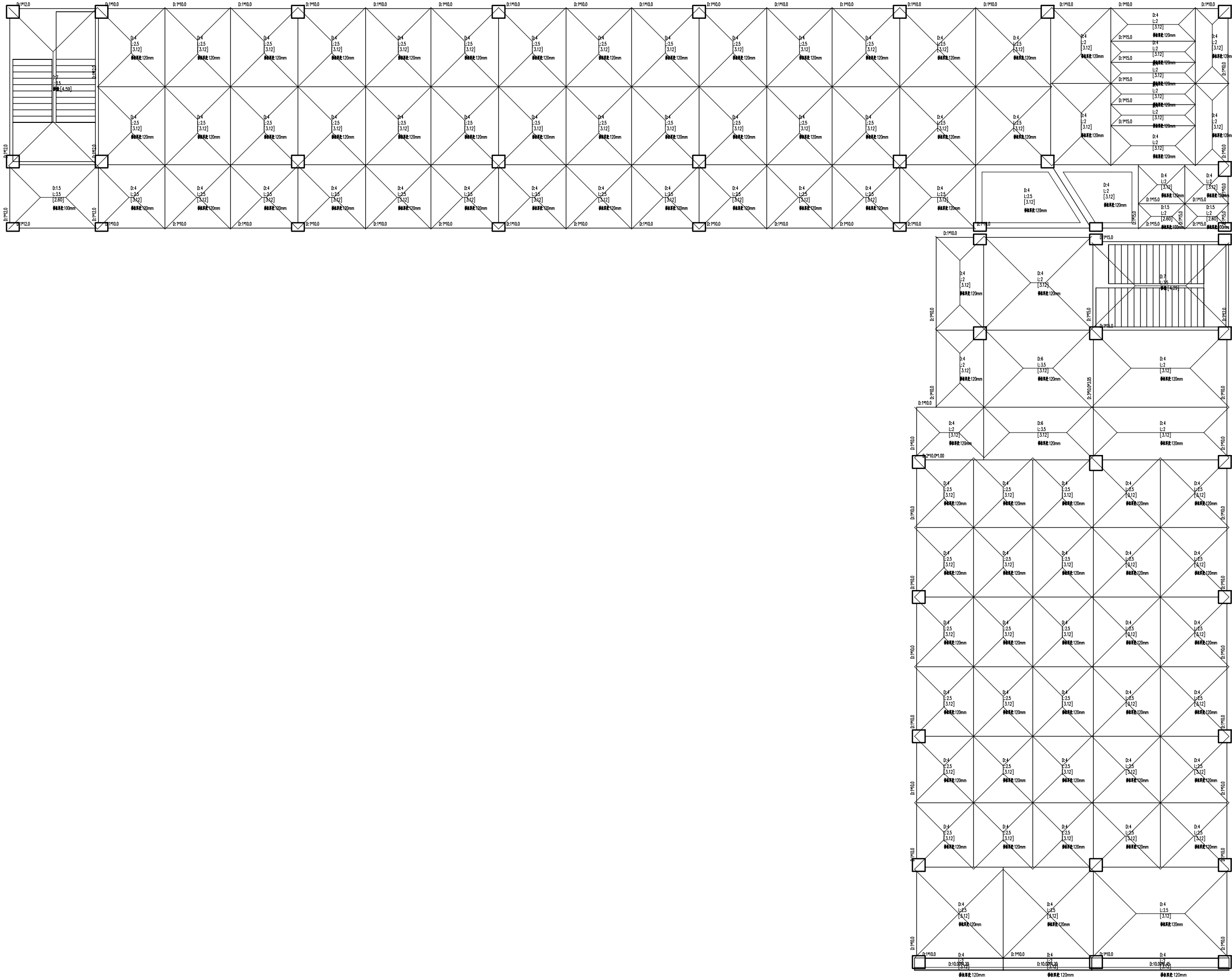
面积、体积、重量、长度、面积、重量、长度、面积、重量、长度			
面积	3172.53	面积	3172.53
体积	3172.53	重量	3172.53
长度	0.00	重量	0.00
重量	5619.12	重量	0.00
重量	0.00	重量	0.00
重量	0.00	重量	0.00
重量	0.00	重量	0.00
重量	5619.12	重量	0.00



图 4 剖面、轴、标高及楼层平面布置图 [单位:MM、m]
[剖面、标高、尺寸单位:mm]

说明: 以下数据均为估算值, 仅供参考, 不作为施工依据。如有变更, 请及时通知设计单位。			
面积/体积	3115.15	面积/体积	3115.15
材料用量	3153.70	材料用量	3115.15
其他	0.00	其他	0.00
小计	5928.90	小计	0.00
电	0.00	电	0.00
水	0.00	水	0.00
气	0.00	气	0.00
其他	0.00	其他	0.00
小计	5928.90	小计	0.00

发布日期: 2009.10 000



第 6 层平面图 (单位: m)

说明: 以下数据仅供参考, 不作为施工依据, 不作为设计依据, 不作为施工依据, 不作为施工依据			
面积/平方米	面积/平方米	面积/平方米	面积/平方米
总面积	3548.19	3548.19	3548.19
使用面积	4022.25	2798.82	2798.82
净面积	0.00	0.00	0.00
净面积	3553.00	0.00	0.00
净面积	0.00	0.00	0.00
净面积	0.00	0.00	0.00
净面积	0.00	0.00	0.00
净面积	3553.00	0.00	0.00

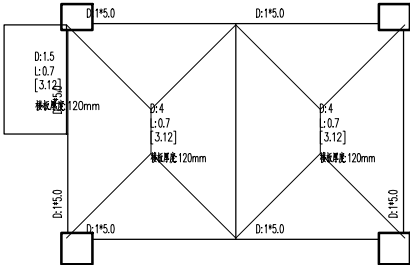
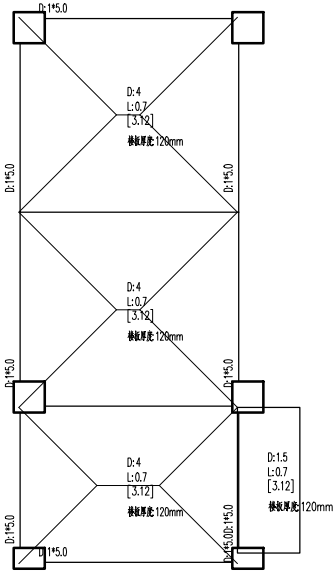
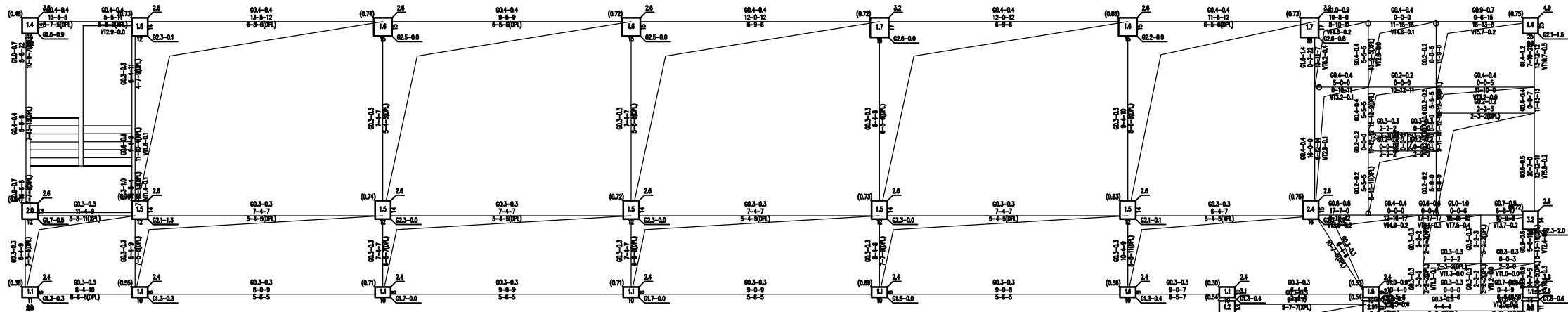


图 7 总图、轴、柱、节点连接示意图 [单位:KN、m]
[D:轴、L:轴、R:人眼观察、] 中分轴位置

说明: 以下设计数据均以分轴位置为基准, 分轴位置为轴位置(轴位置为分轴位置) (轴位置为分轴位置) (轴位置为分轴位置)		
	轴(1)轴	轴(2)轴
轴位置	239.09	
轴位置	291.82	53.64
轴位置	0.00	0.00
分轴位置		
轴	253.00	0.00
轴	0.00	0.00
轴	0.00	0.00
分轴位置	253.00	0.00



第 1 层(标准层1) 混凝土构件配筋及钢筋应力比简图(单位: cm²)

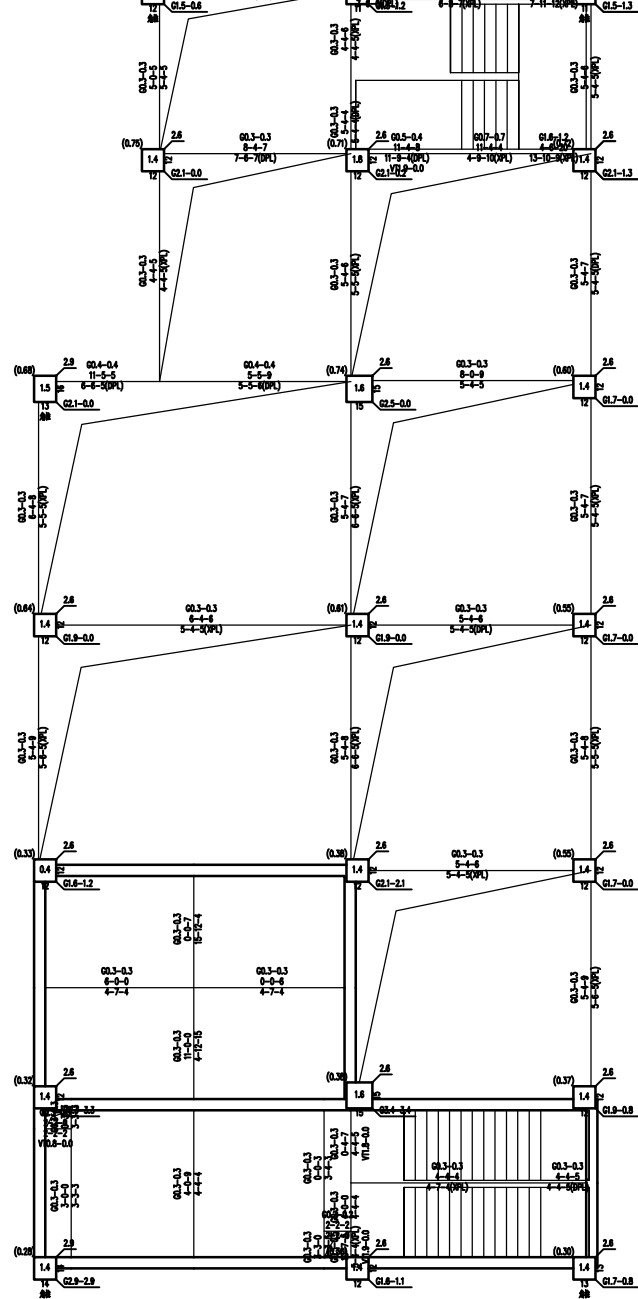
层高=3750(mm) 梁总长=83 柱总长=25

混凝土强度等级: 梁Cb=C30 柱Cc=C30

主筋直径: 梁FB=360 柱FC=360

箍筋(分布筋)直径: 梁=360 柱=360

箍筋间距(mm): 梁=100 柱=100



第 1 层(标准层1) 混凝土构件配筋及钢筋应力比简图(单位: cm²)

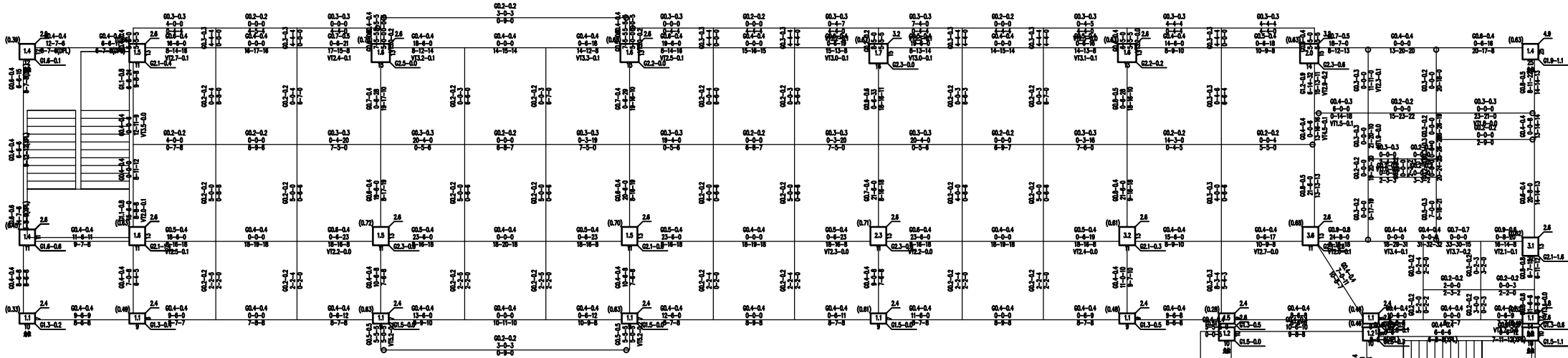
层高=3750(mm) 梁总长=59 柱总长=21

混凝土强度等级: 梁Cb=C30 柱Cc=C30

主筋直径: 梁FB=360 柱FC=360

箍筋(分布筋)直径: 梁=360 柱=360

箍筋间距(mm): 梁=100 柱=100



第 2 层(标准层3) 混凝土构件配筋及锚固示意图(单位:cm2)

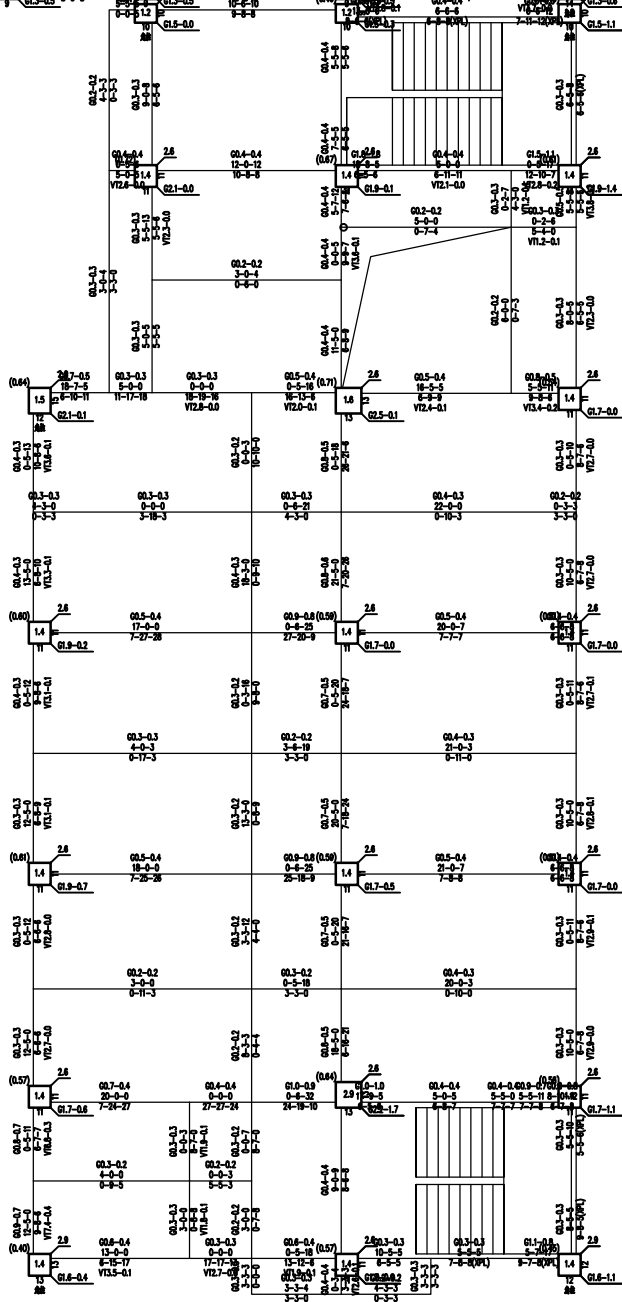
层高=4100(mm) 梁总长=186 柱总长=25

混凝土强度等级: 梁C30 柱C30

主筋直径: 梁18=360 柱18=360

箍筋(分布筋)直径: 梁=360 柱=360

箍筋间距(mm): 梁=100 柱=100



第 2 层(标准层3) 混凝土构件配筋及锚固示意图(单位:cm2)

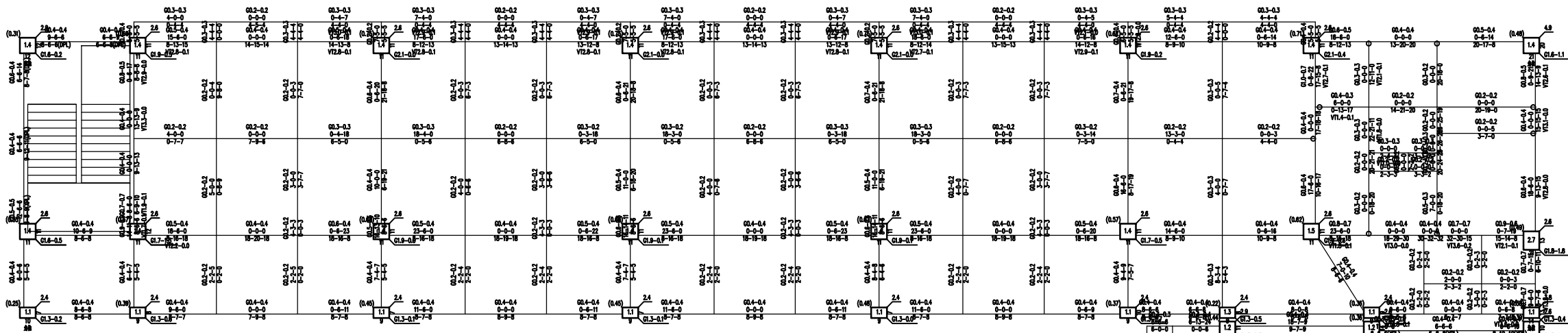
层高=4100(mm) 梁总长=109 柱总长=21

混凝土强度等级: 梁C30 柱C30

主筋直径: 梁18=360 柱18=360

箍筋(分布筋)直径: 梁=360 柱=360

箍筋间距(mm): 梁=100 柱=100



第 3 层(标准层2) 混凝土构件配筋及锚固件应力比简图(单位: cm2)

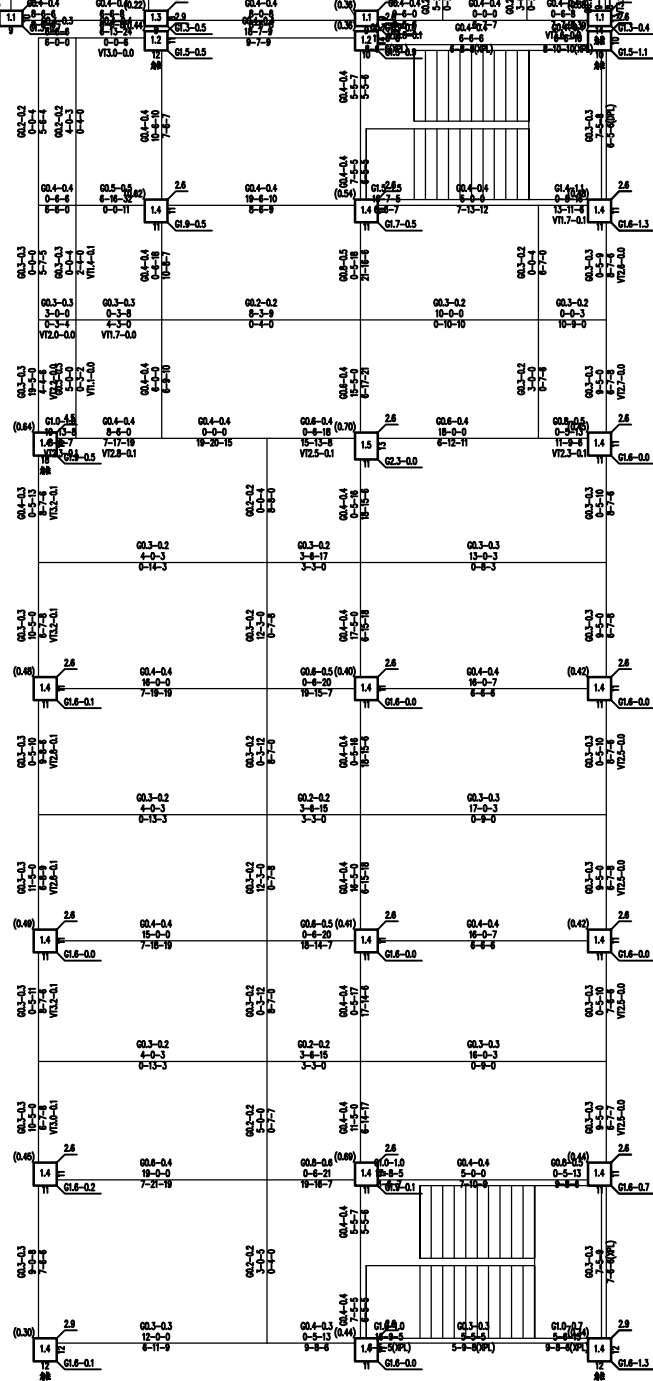
层高=3900(mm) 梁总数=193 柱总数=25

混凝土强度等级: 梁Cb=C30 柱Cc=C30

主筋强度: 梁FIB=360 柱FIC=360

锚固(分布筋)强度: 梁=360 柱=360

锚固间距(mm): 梁=100 柱=100



第 3 层(标准层2) 混凝土构件配筋及锚固件应力比简图(单位: cm2)

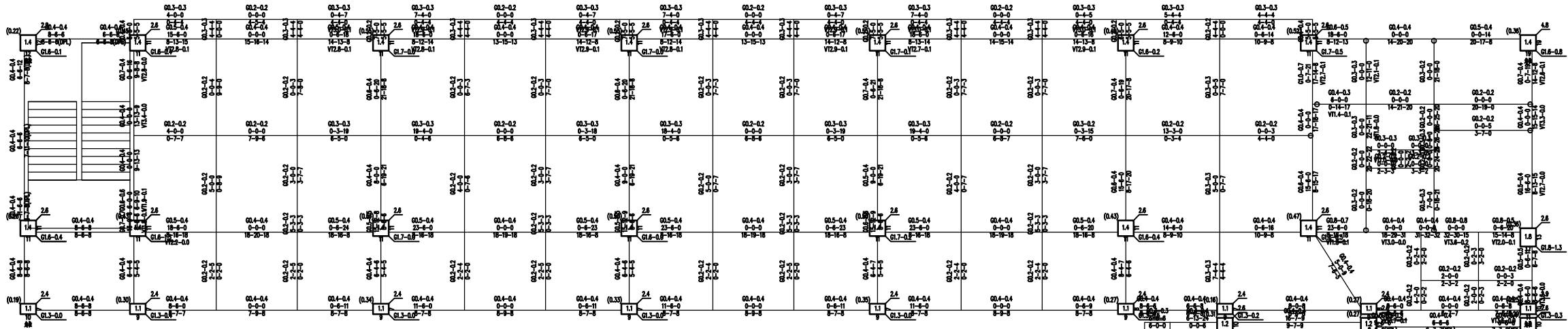
层高=3300(mm) 梁总数=103 柱总数=21

混凝土强度等级: 梁Cb=C30 柱Cc=C30

主筋强度: 梁FIB=360 柱FIC=360

锚固(分布筋)强度: 梁=360 柱=360

锚固间距(mm): 梁=100 柱=100



第 4 层(标准层4) 混凝土构件配筋及钢筋应力比例图(单位: cm2)

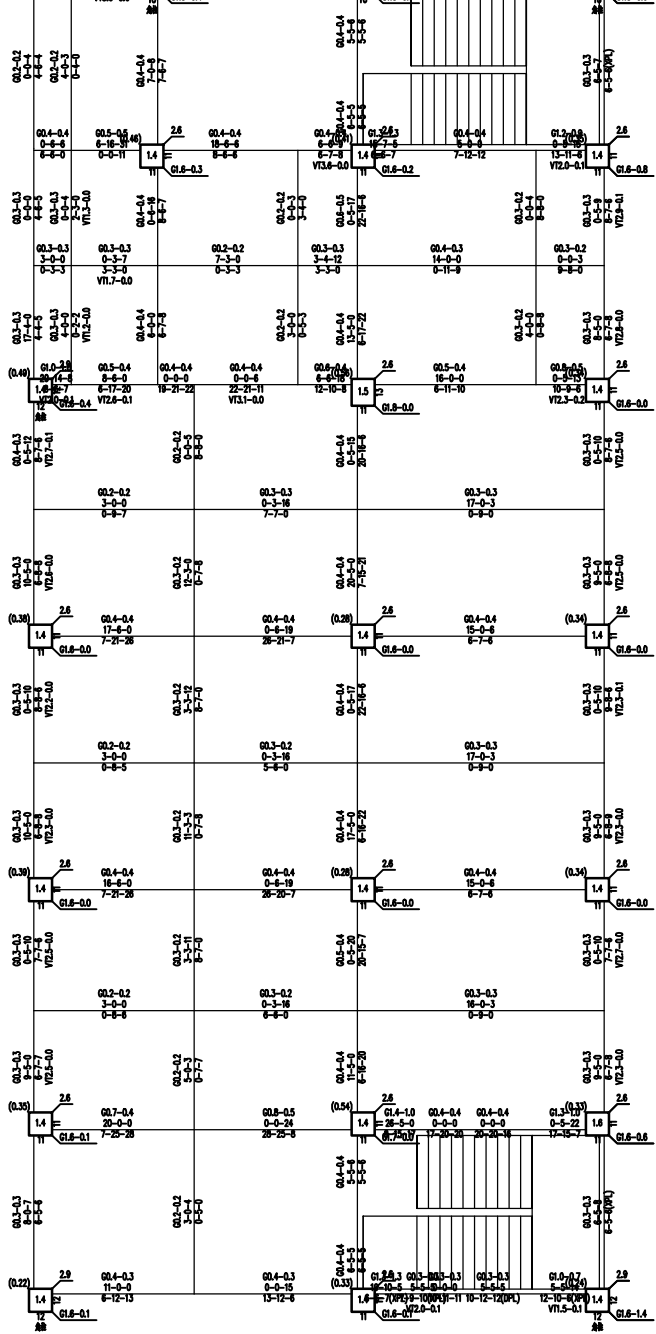
层高=3900(mm) 梁总数=193 柱总数=25

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 4 层(标准层4) 混凝土构件配筋及钢筋应力比例图(单位: cm2)

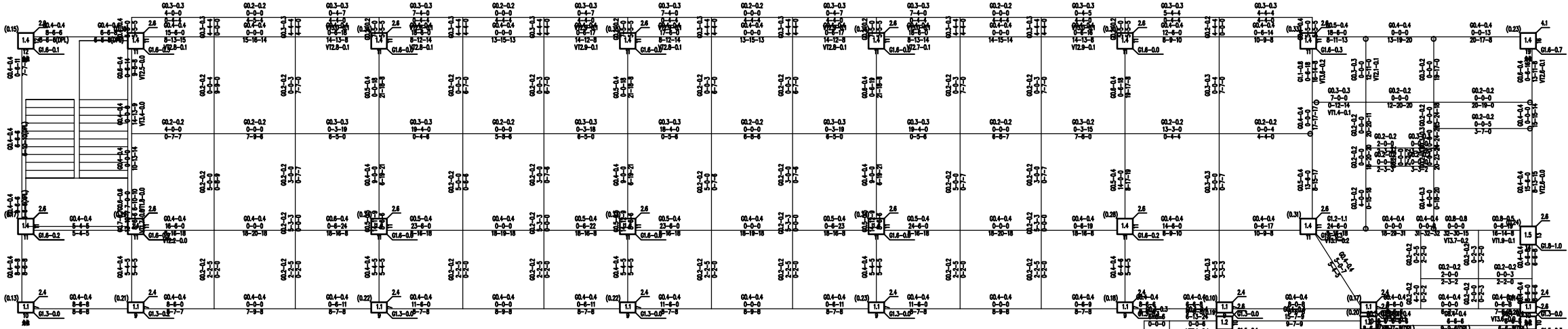
层高=4500(mm) 梁总数=96 柱总数=21

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5) 混凝土构件配筋及锚固件应力比简图(单位:cm2)

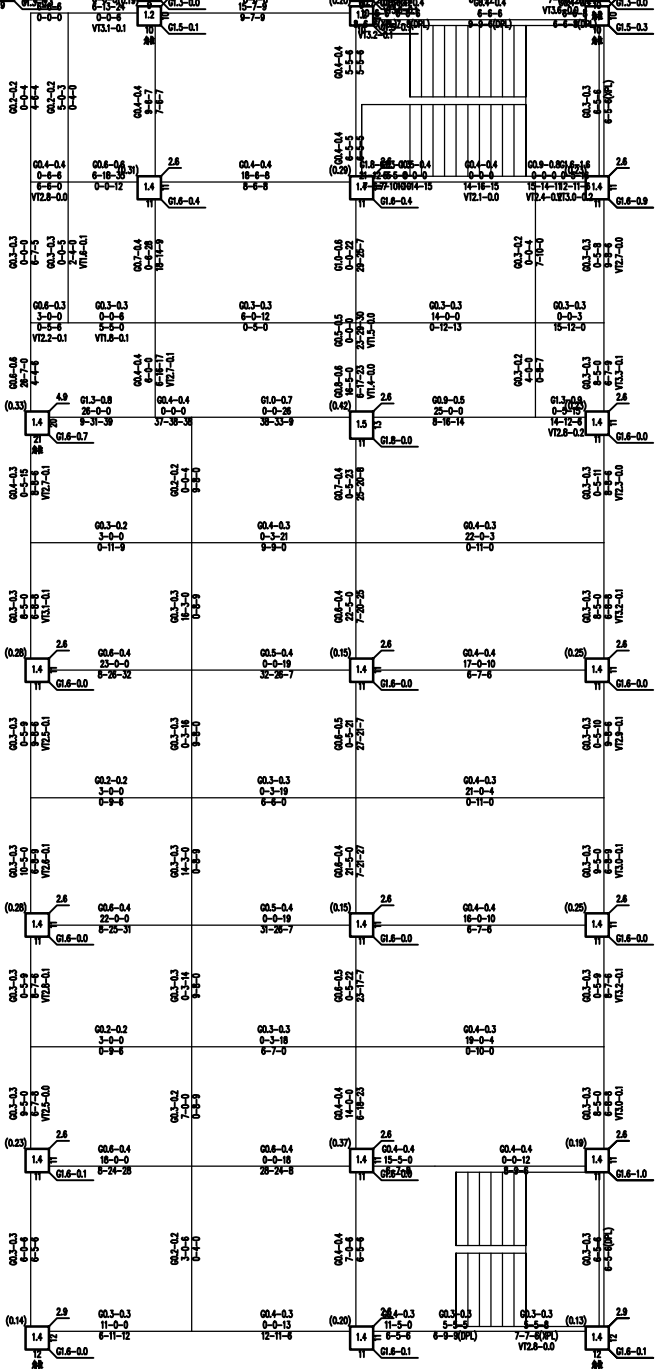
层高=3900(mm) 梁总数=193 柱总数=25

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(分有筋)强度: 梁=360 柱=360

箍筋间距(mm): 梁=100 柱=100



第 5 层(标准层5) 混凝土构件配筋及锚固件应力比简图(单位:cm2)

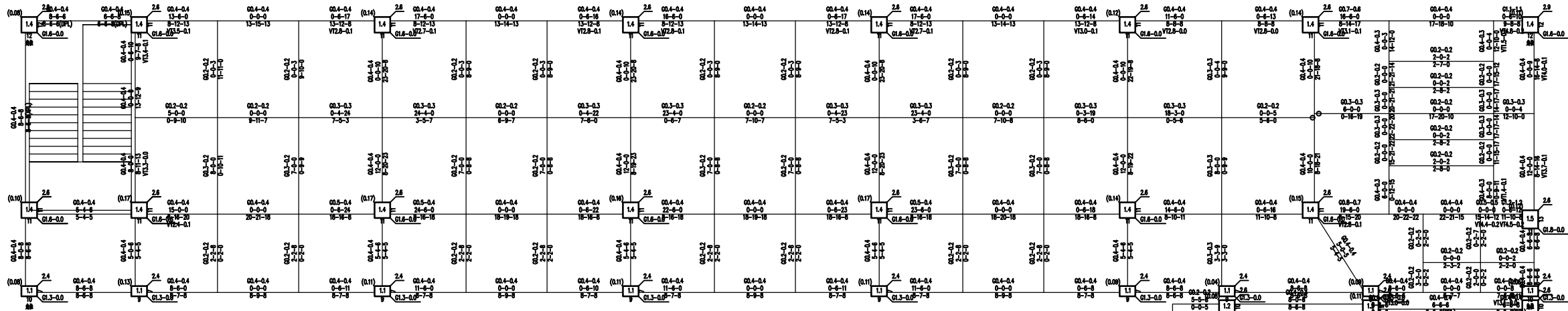
层高=5300(mm) 梁总数=94 柱总数=21

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(分有筋)强度: 梁=360 柱=360

箍筋间距(mm): 梁=100 柱=100



第 6 层(标准层6) 混凝土构件配筋及钢筋应力比简图(单位: cm²)

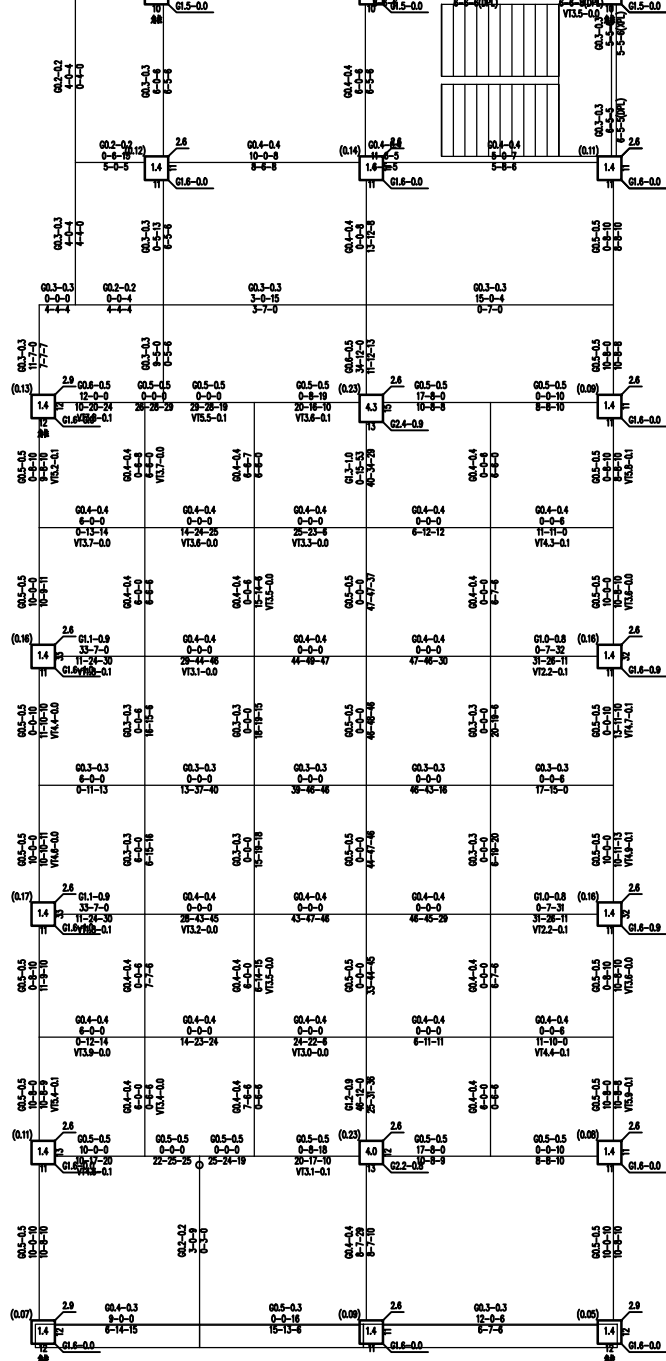
层高=3950(mm) 梁总数=152 柱总数=25

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 6 层(标准层6) 混凝土构件配筋及钢筋应力比简图(单位: cm²)

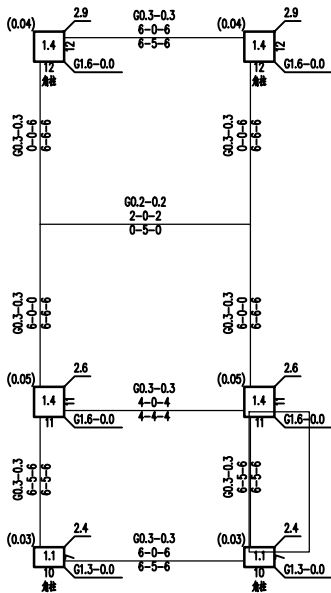
层高=4850(mm) 梁总数=104 柱总数=20

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 7 层(标准层7) 混凝土构件配筋及钢构件应力比简图(单位: cm2)

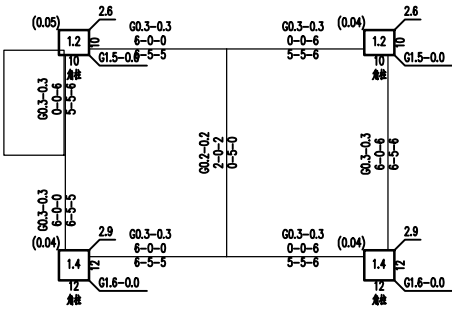
层高=3200(mm) 梁总数=10 柱总数=6

混凝土强度等级: 梁Cb=C30 柱Cc=C30

主筋强度: 梁FIB=360 柱FIC=360

箍筋(分布筋)强度: 梁=360 柱=360

箍筋间距(mm): 梁=100 柱=100



第 7 层(标准层7) 混凝土构件配筋及钢构件应力比简图(单位: cm2)

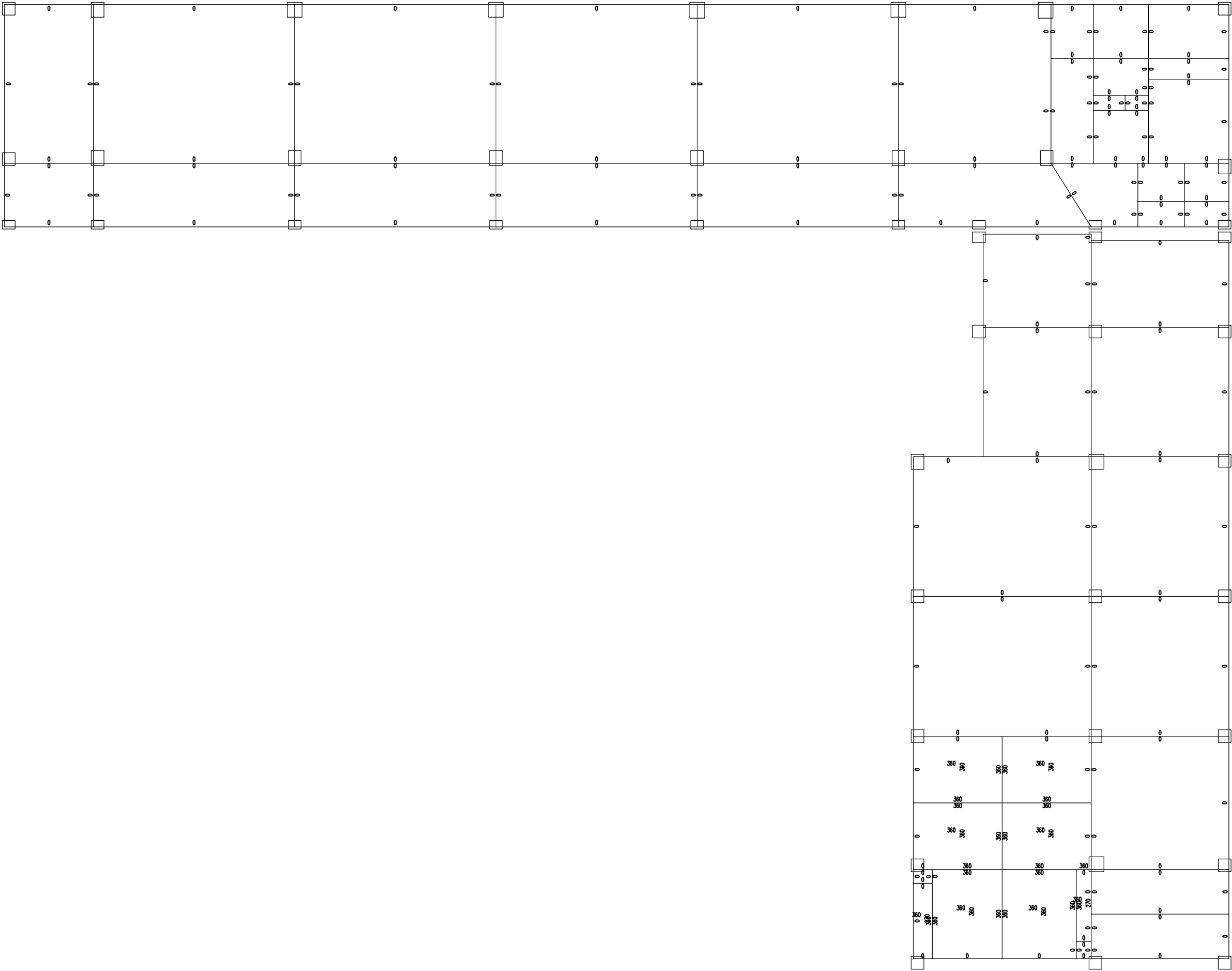
层高=3200(mm) 梁总数=4 柱总数=4

混凝土强度等级: 梁Cb=C30 柱Cc=C30

主筋强度: 梁FIB=360 柱FIC=360

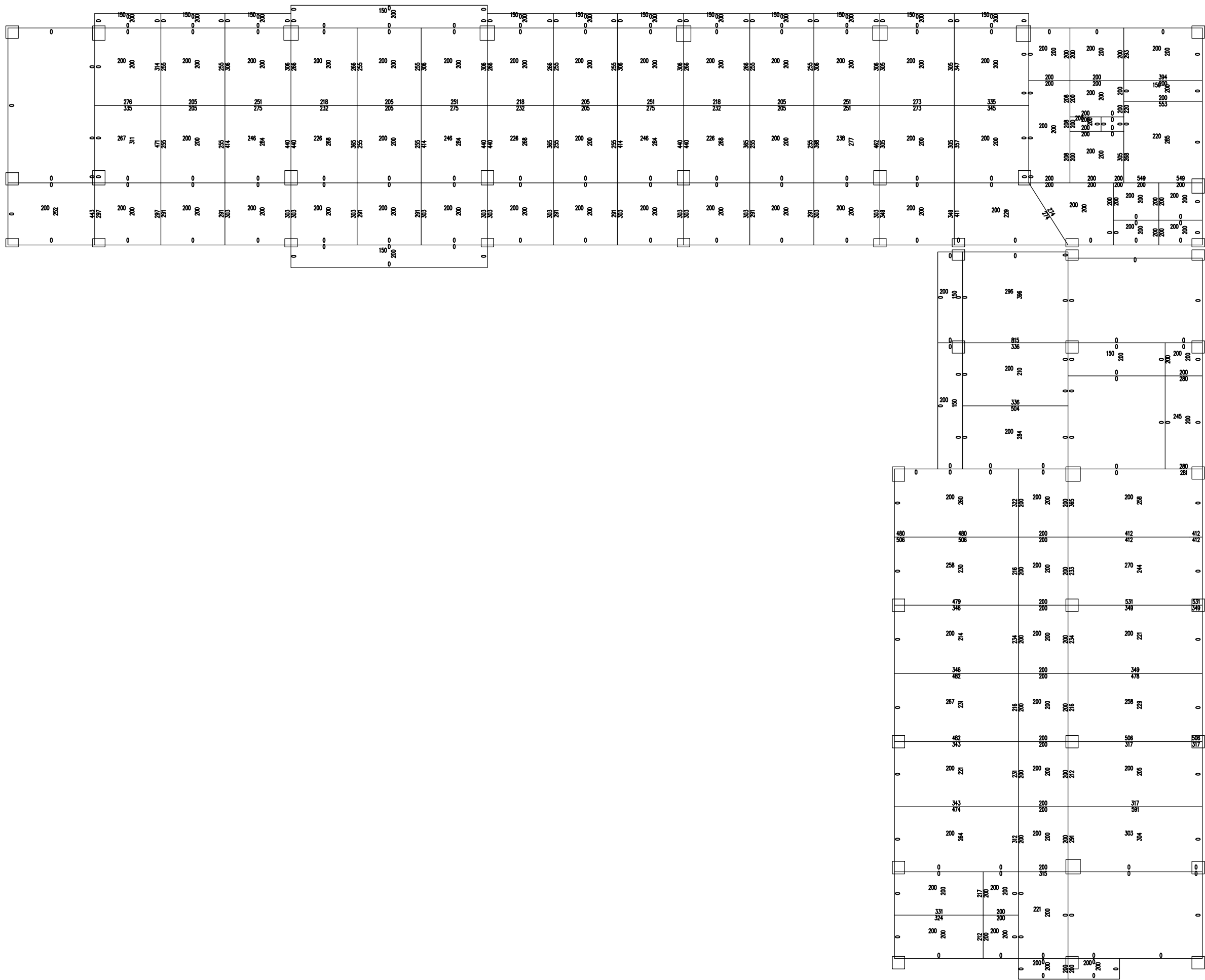
箍筋(分布筋)强度: 梁=360 柱=360

箍筋间距(mm): 梁=100 柱=100



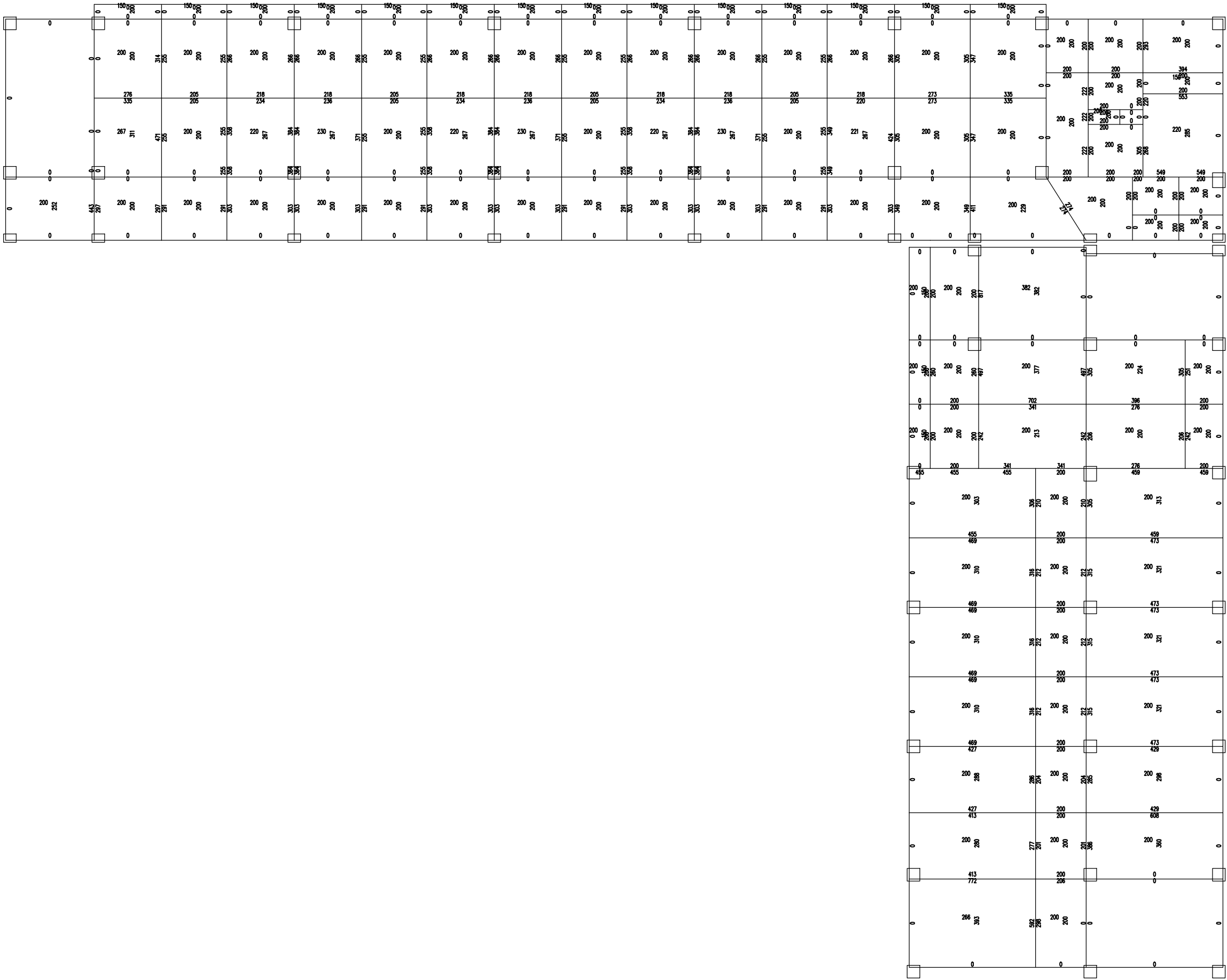
钢筋强度等级: HRB400, 砼强度等级C30

第1层现浇板计算钢筋面积图 (单位: 平方米/米)



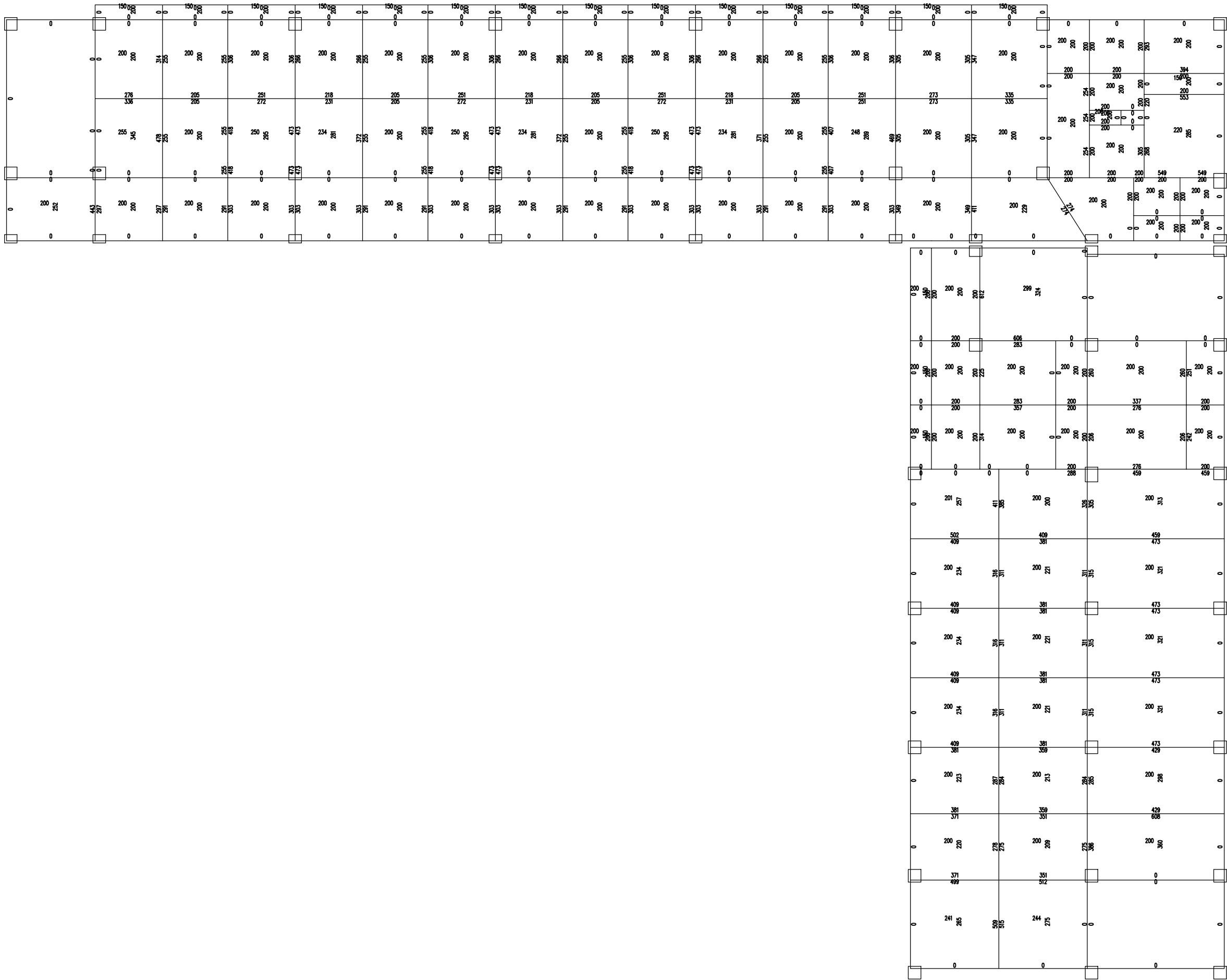
钢筋强度等级: HRB400, 砼强度等级C30

第2层现浇板计算钢筋面积图 (单位: 平方毫米/米)



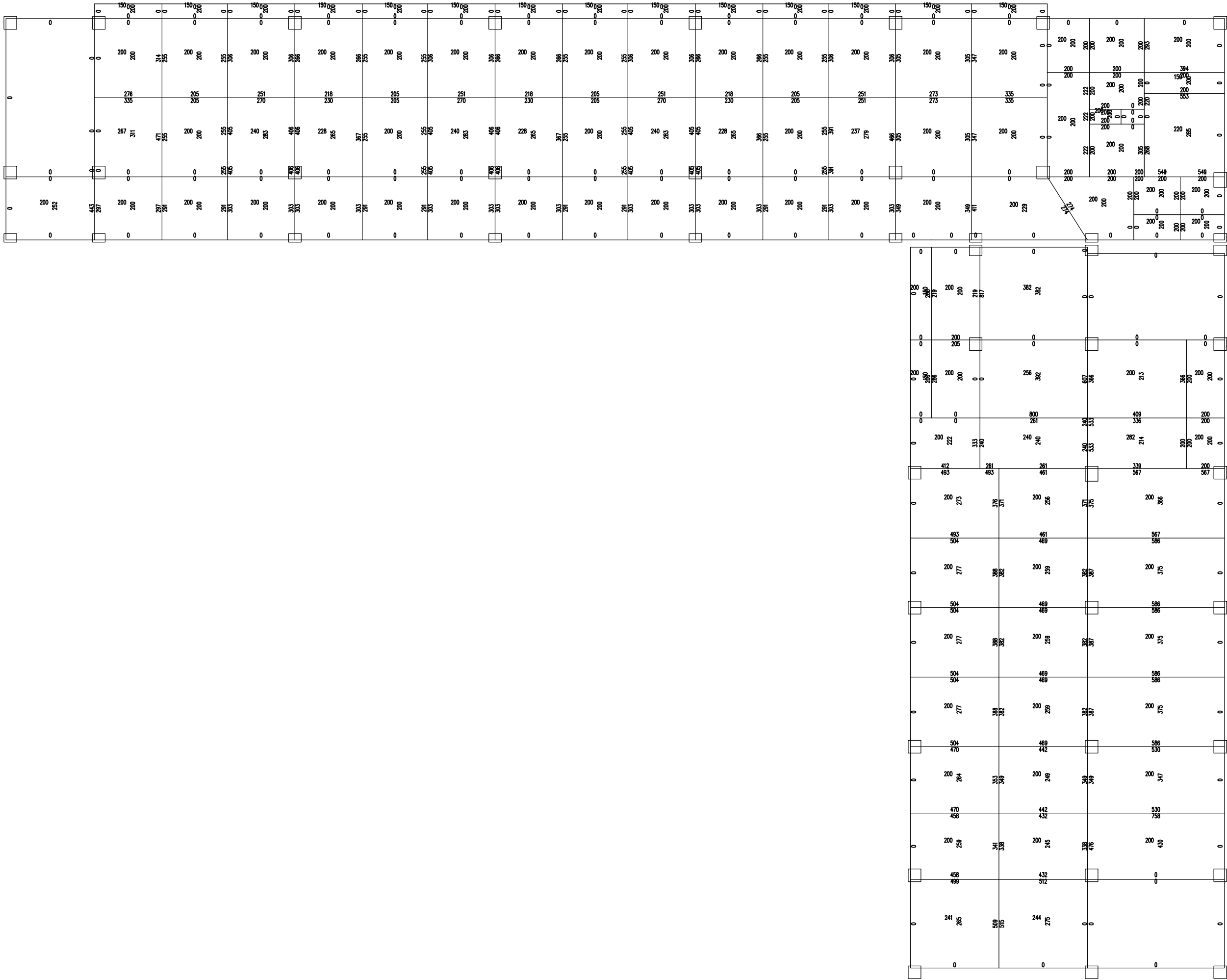
钢筋强度等级: HRB400, 砼强度等级C30

第3层现浇板计算钢筋面积图 (单位: 平方米/米)



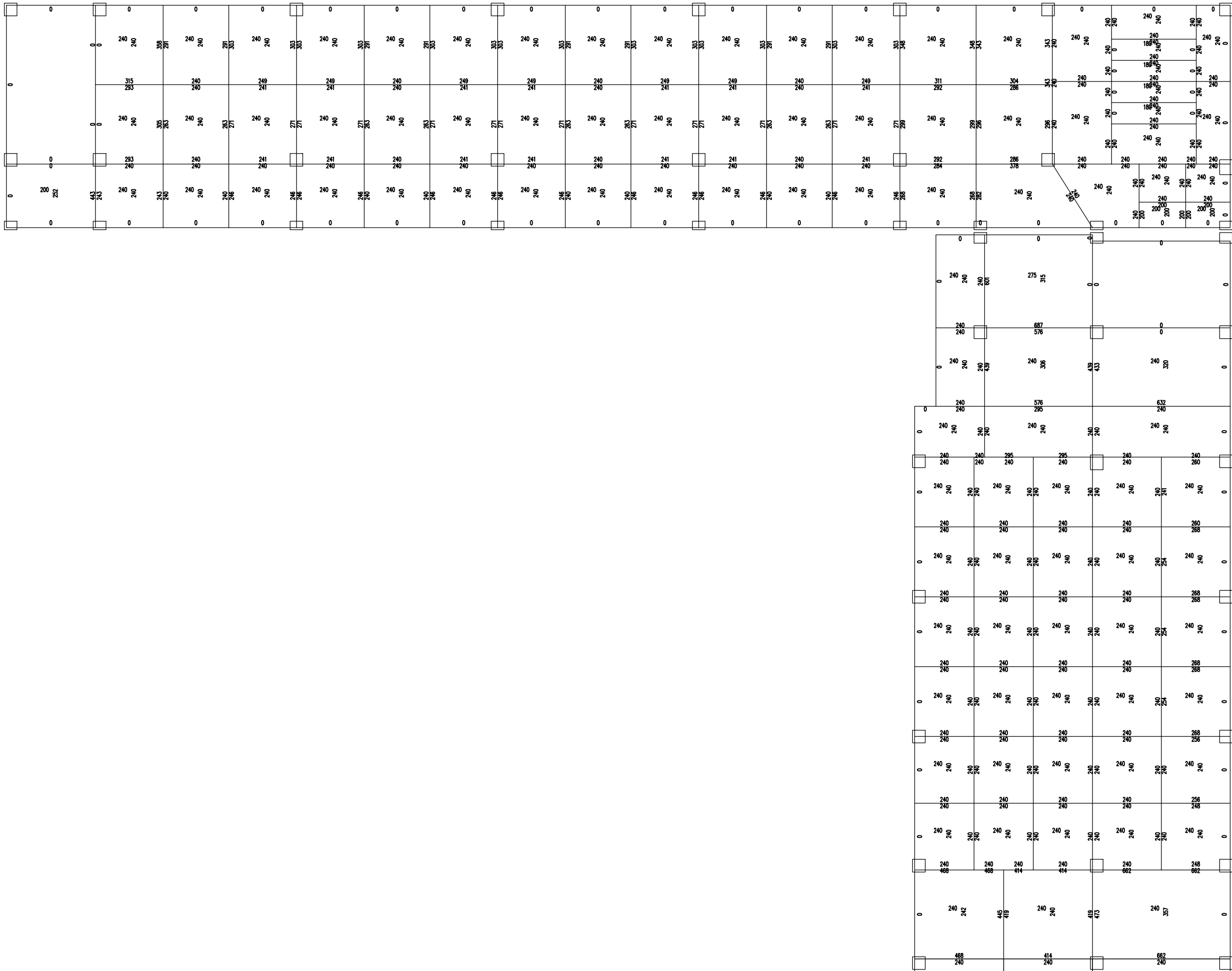
钢筋强度等级: HRB400, 砼强度等级C30

第4层现浇板计算钢筋面积图 (单位: 平方毫米/米)



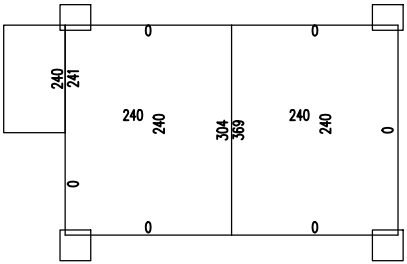
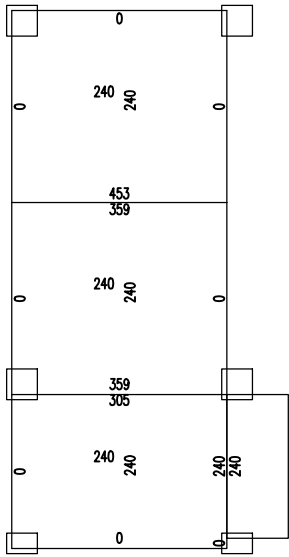
钢筋强度等级:HRB400,砼强度等级C30

第5层现浇板计算钢筋面积图 (单位:平方毫米/米)



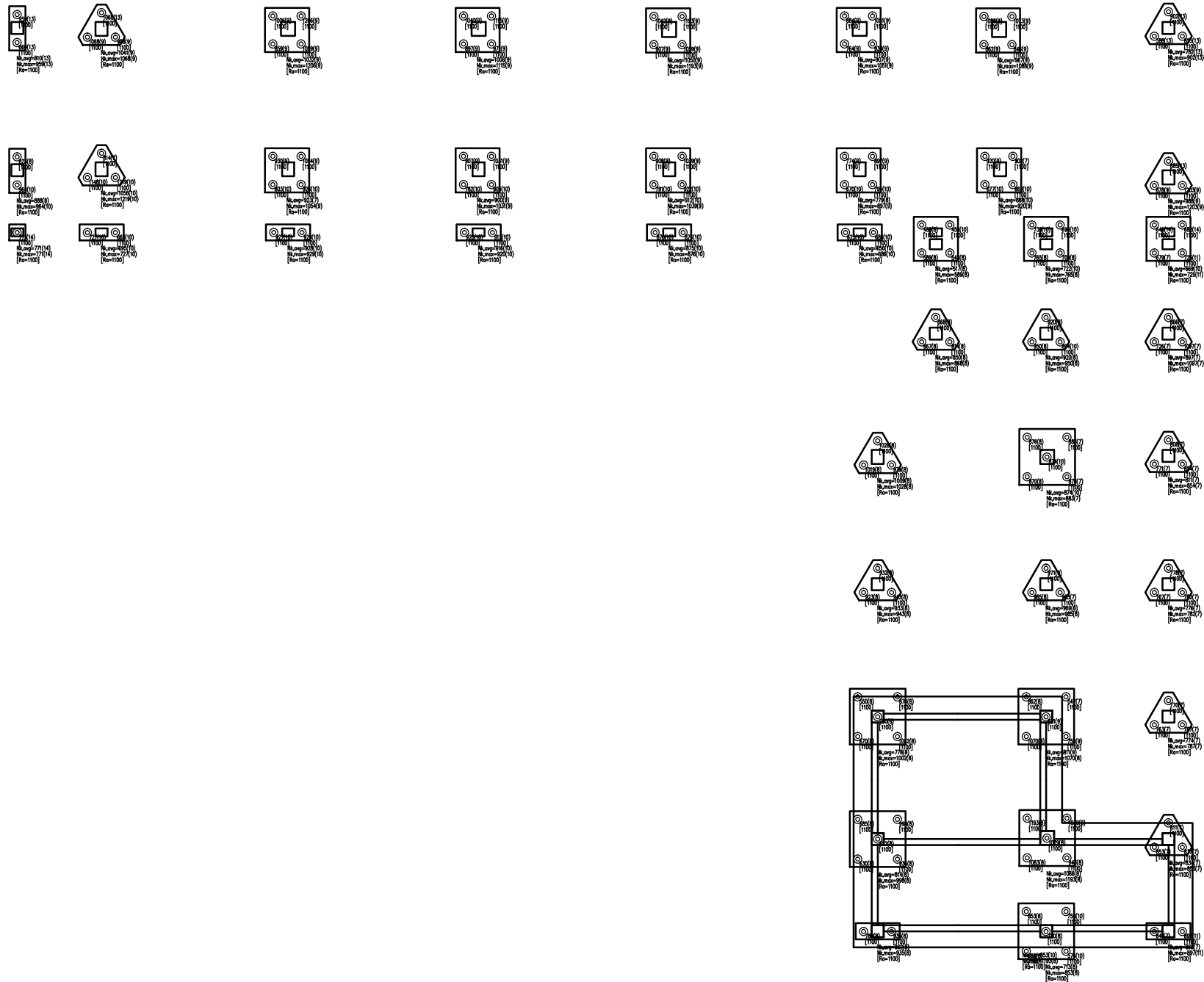
钢筋强度等级：HRB400, 砼强度等级C30

第6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C30

第7层现浇板计算钢筋面积图 (单位: 平方毫米/米)



桩竖向承载力验算结果(单位: kN)

非地震组合：当 $N_{k,avg} > R_a$ 或 $N_{k,max} > 1.2R_a$ 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

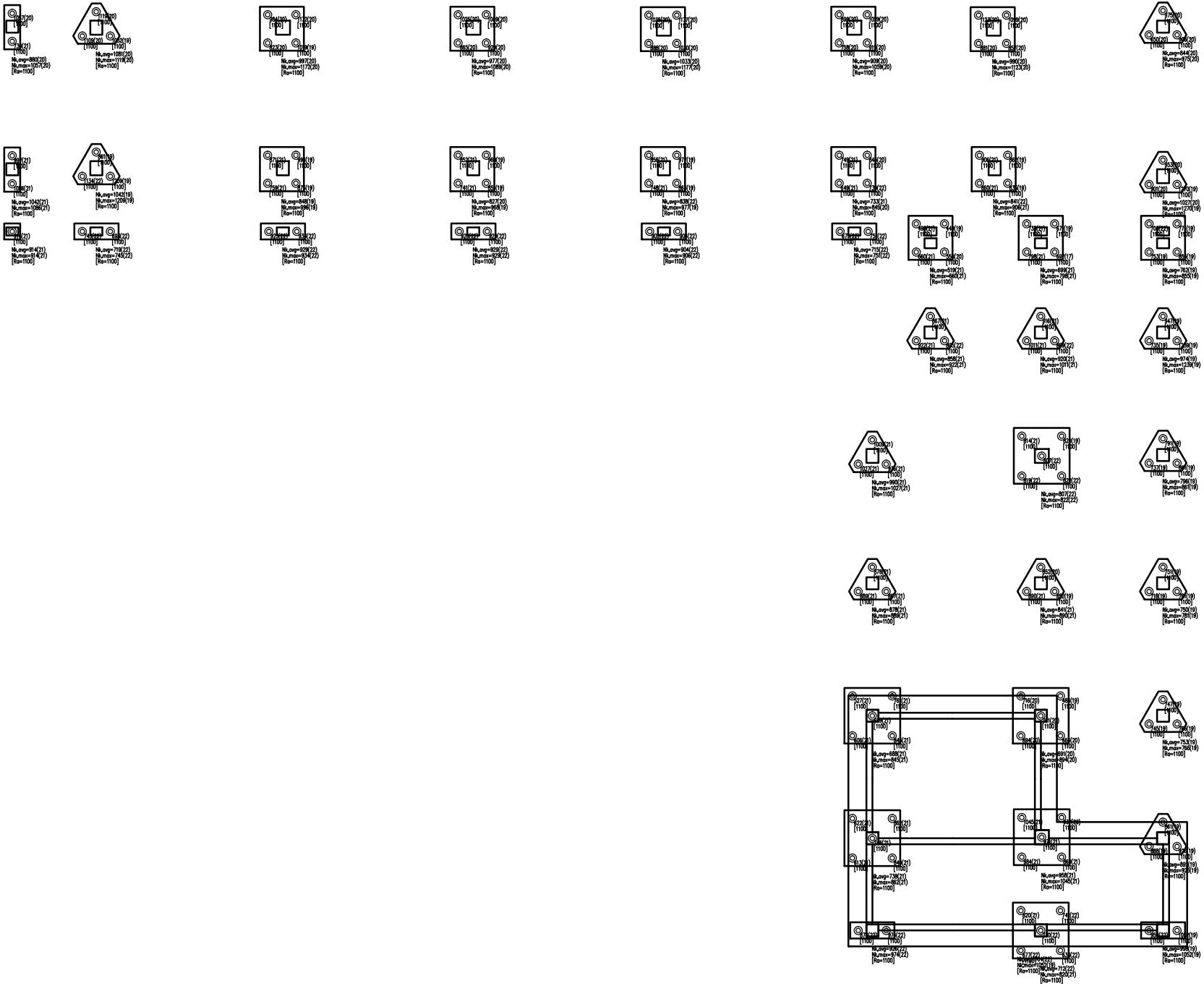
筏板 1，最不利组合 10， $\Sigma R_a / \Sigma N_k = 1.29$ ， $\Sigma N_k = 23029 \text{ kN}$ ， $\Sigma R_a = 29700 \text{ kN}$

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 10， $\Sigma R_a / \Sigma N_k = 1.42$ ， $\Sigma N_k = 34176 \text{ kN}$ ， $\Sigma R_a = 48400 \text{ kN}$

单柱承台，最不利组合 9， $\Sigma R_a / \Sigma N_k = 1.24$ ， $\Sigma N_k = 87951 \text{ kN}$ ， $\Sigma R_a = 108900 \text{ kN}$

全部桩，最不利组合 9， $\Sigma R_a / \Sigma N_k = 1.29$ ， $\Sigma N_k = 121754 \text{ kN}$ ， $\Sigma R_a = 157300 \text{ kN}$



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

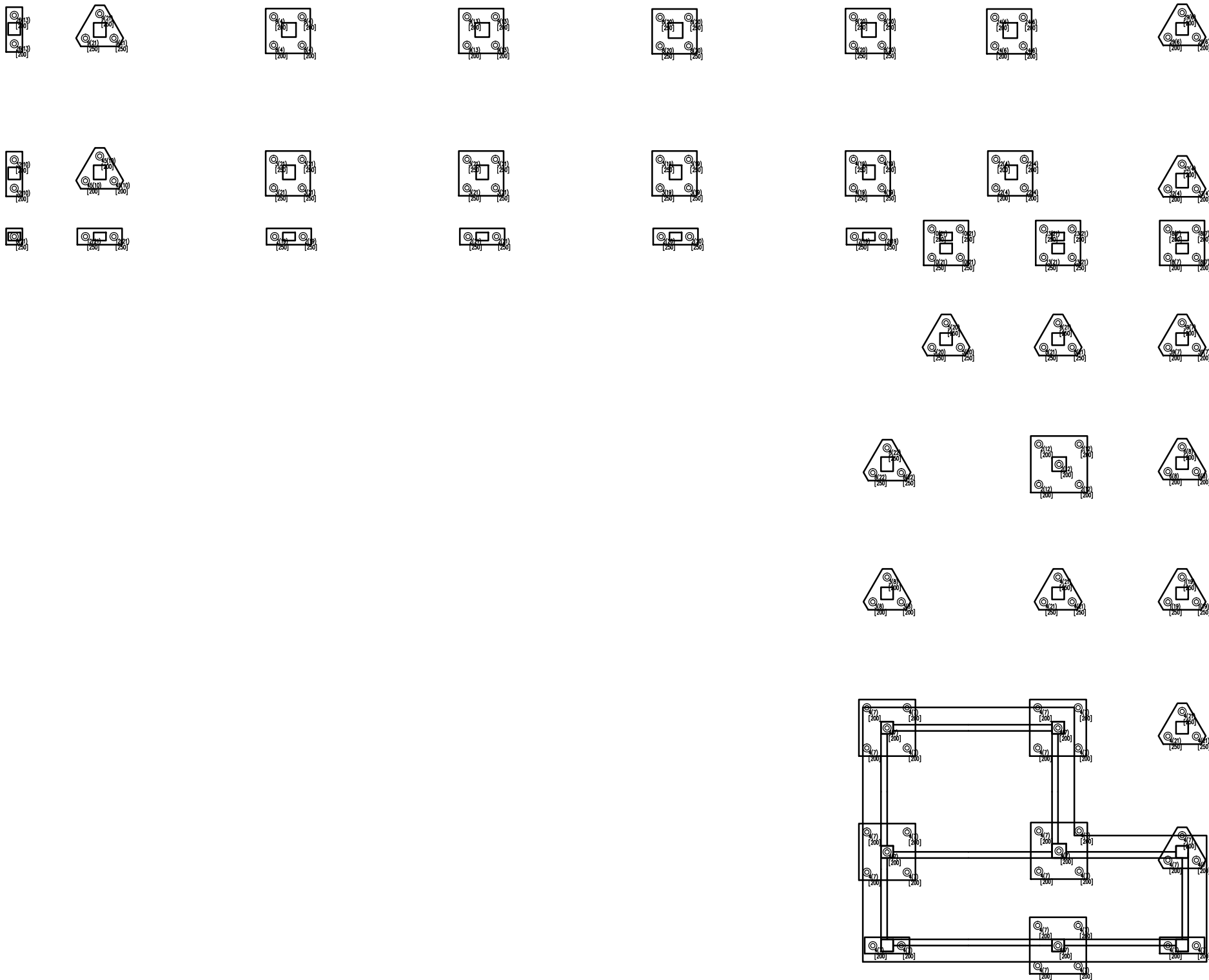
筏板 1，最不利组合 22， $\Sigma R_a/\Sigma N_k= 1.44$ ， $\Sigma N_k= 20633\text{ kN}$ ， $\Sigma R_a= 29700\text{ kN}$

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

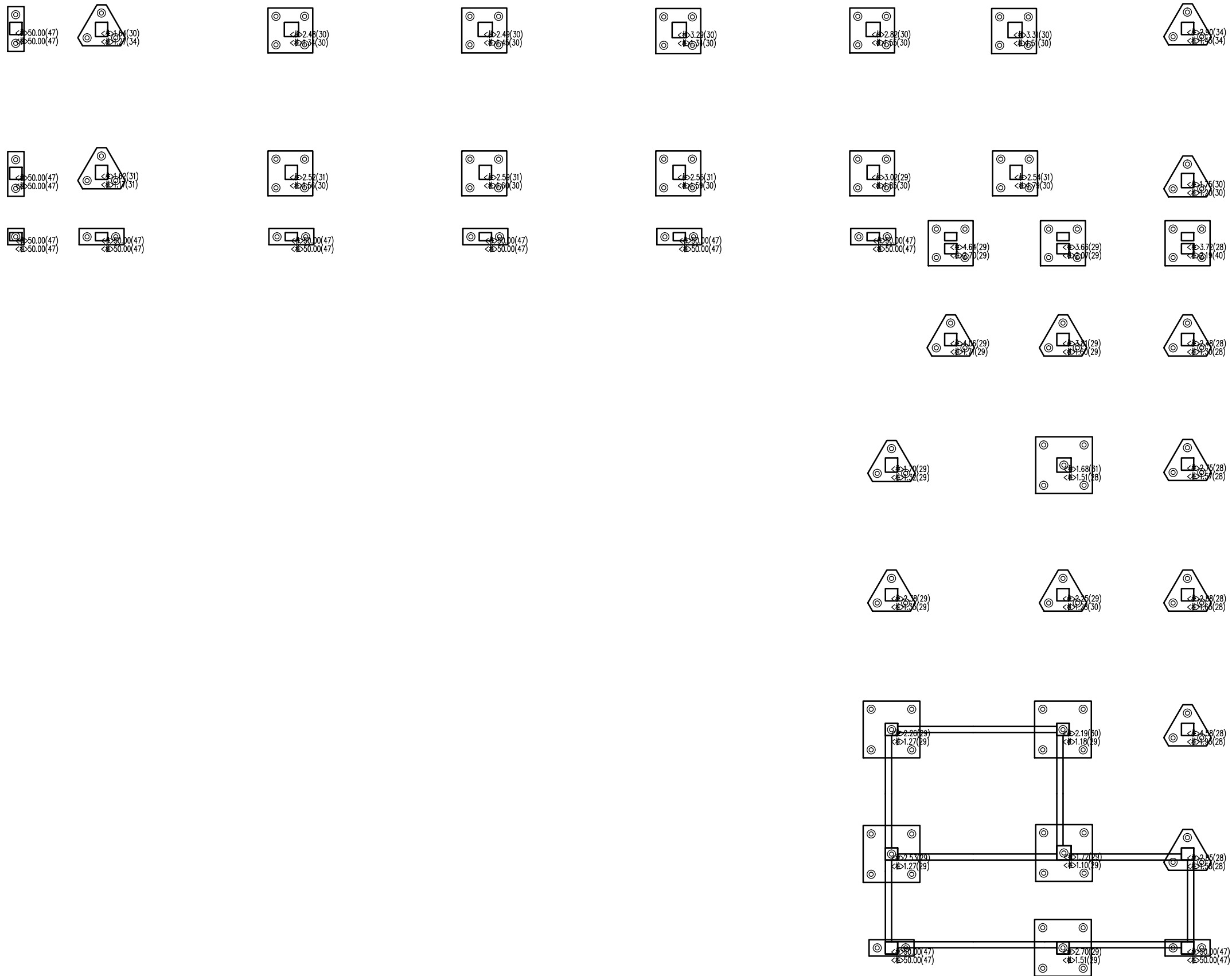
筏板、地基梁和多柱墙承台，最不利组合 22， $\Sigma R_a/\Sigma N_k= 1.56$ ， $\Sigma N_k= 30947\text{ kN}$ ， $\Sigma R_a= 48400\text{ kN}$

单柱承台，最不利组合 20， $\Sigma R_a/\Sigma N_k= 1.33$ ， $\Sigma N_k= 82052\text{ kN}$ ， $\Sigma R_a= 108900\text{ kN}$

全部桩，最不利组合 20， $\Sigma R_a/\Sigma N_k= 1.40$ ， $\Sigma N_k= 112014\text{ kN}$ ， $\Sigma R_a= 157300\text{ kN}$

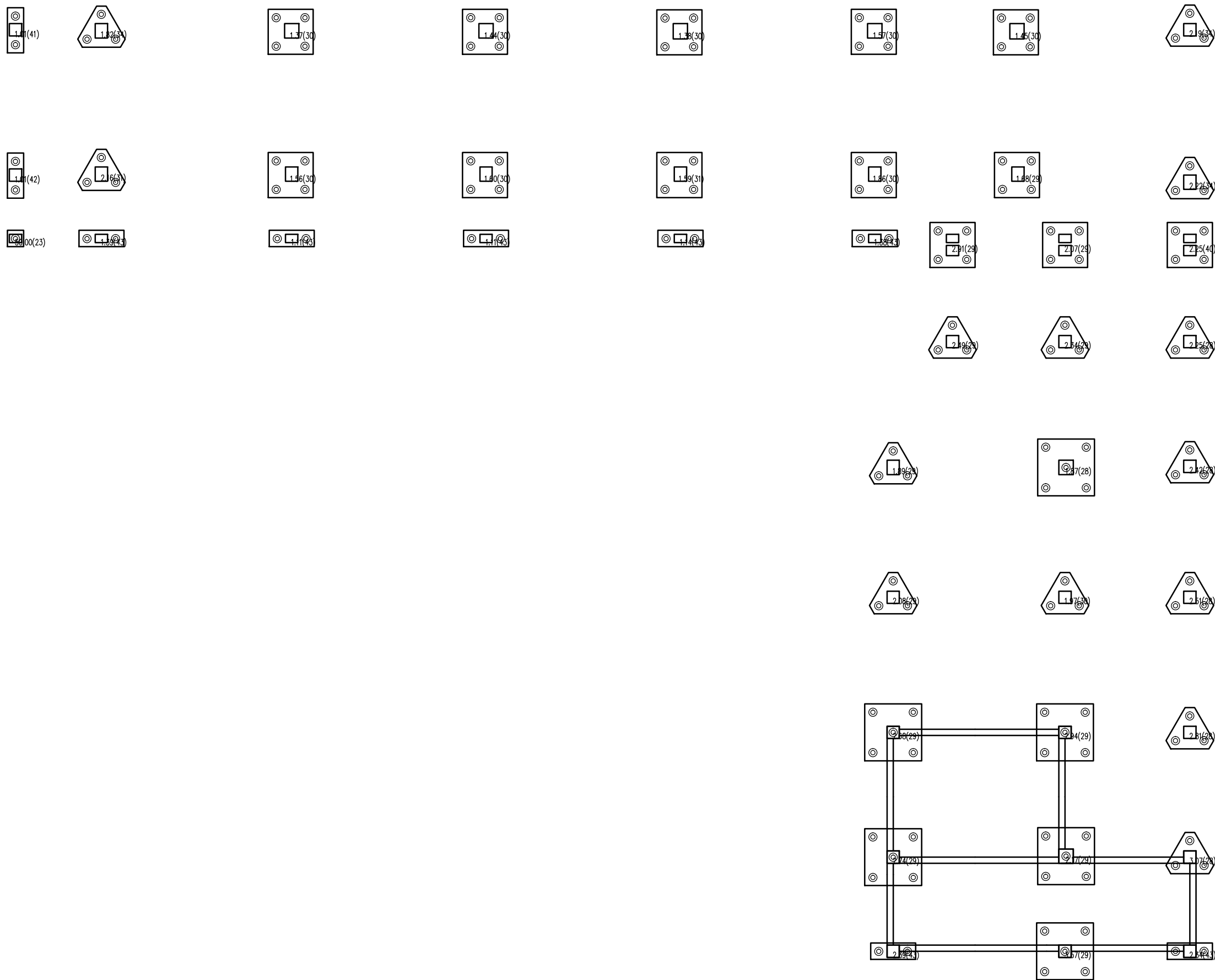


桩水平承载力验算结果(单位: kN)
标注最大水平力Hk、水平承载力特征值Rh (括号中为对应组合号)
Hk为Fx和Fy的合力



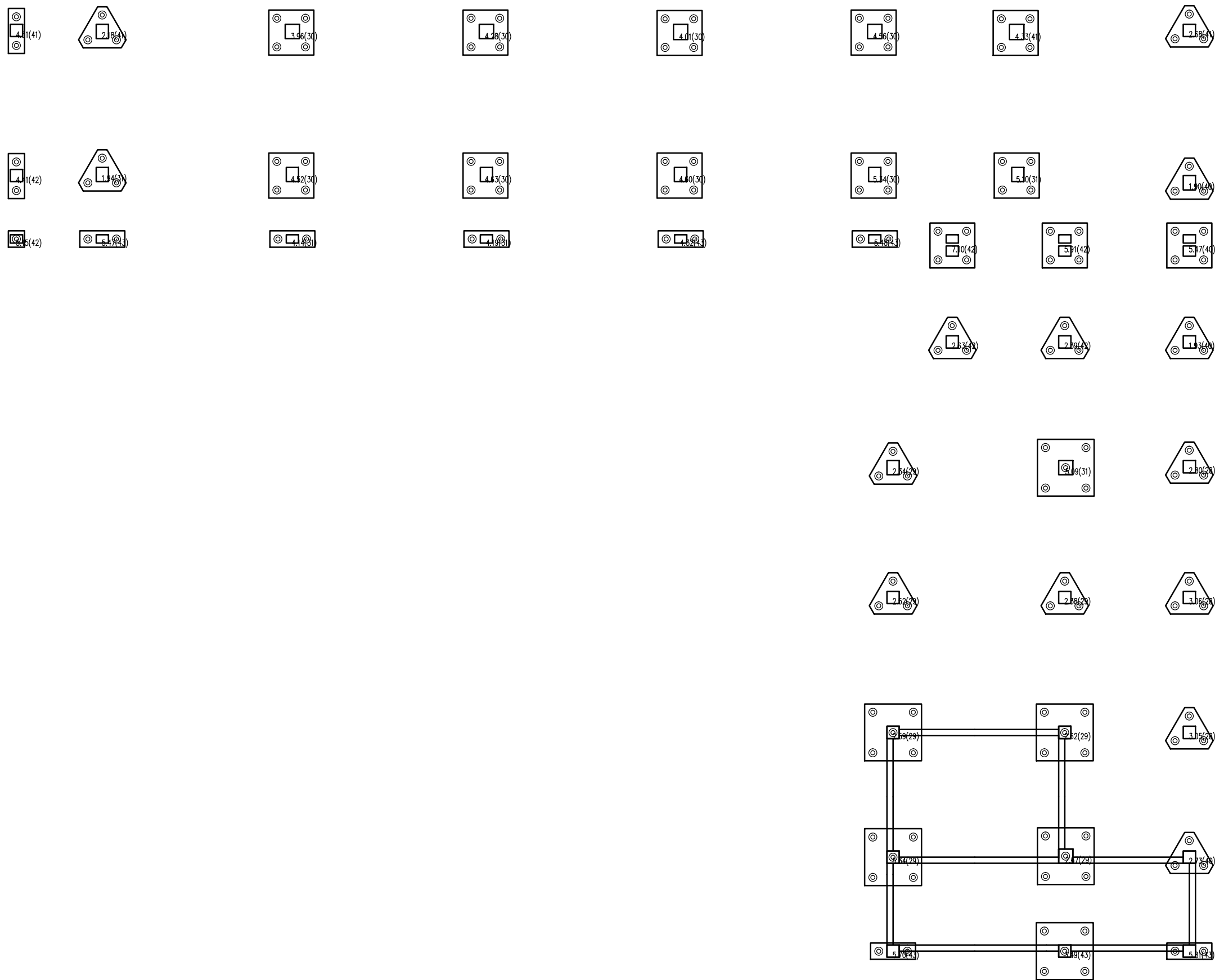
桩承台、独立基础、墙下条基的冲切验算结果

R/S — 抗冲切承载力/冲切力, <1.0时显红色



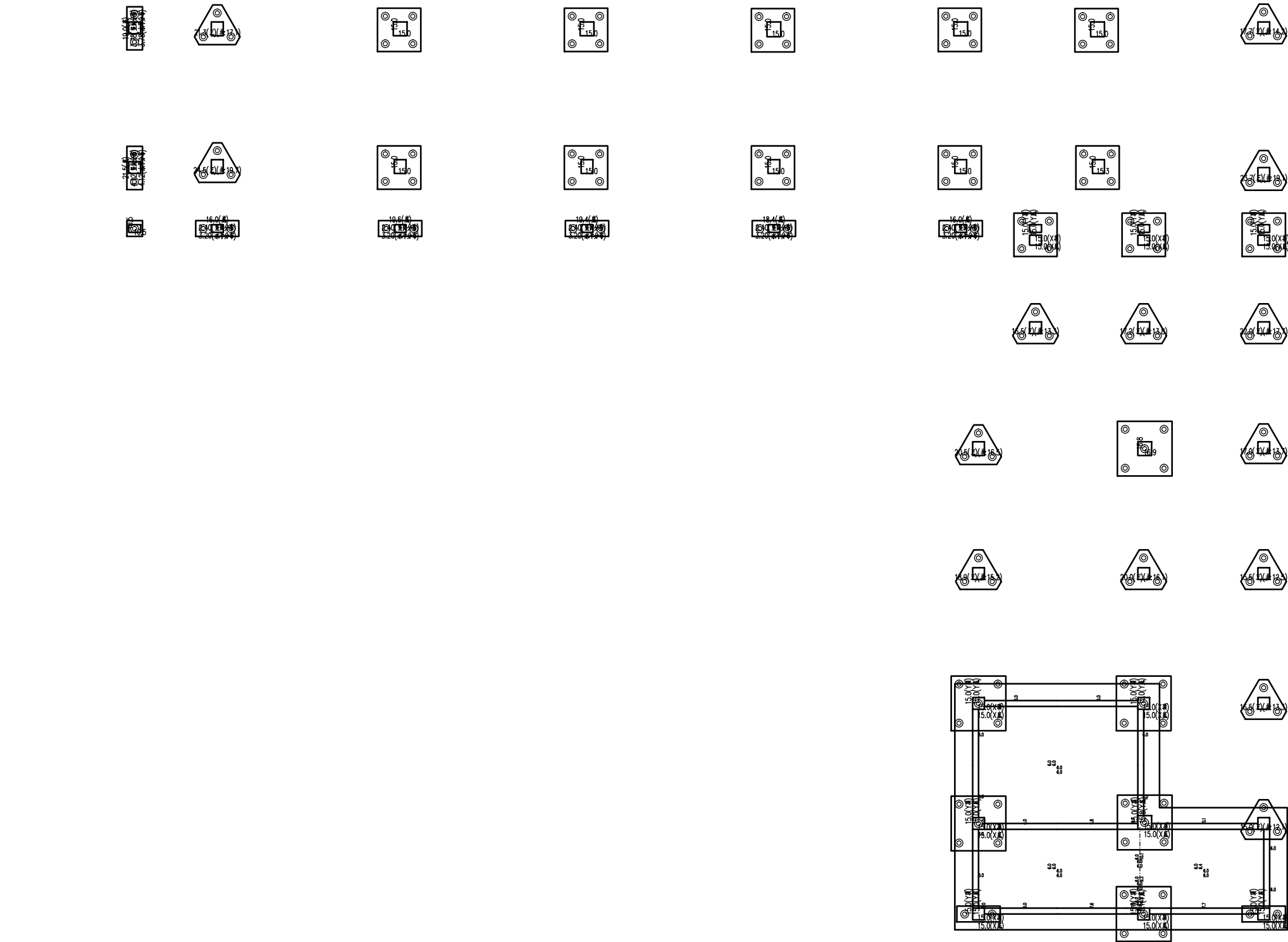
桩承台、独立基础、墙下条基、倒T形地基梁的受剪验算结果

R/S — 抗剪承载力/设计剪力, <1.0时显红色



桩承台、独立基础、墙下条基的局部受压验算结果

$R/S < 1.0$ 时显红色(需修改模型), $R/S \geq 1.0$ 且 $R/S < 1.6$ 时显黄色(需配间接钢筋), $R/S \geq 1.6$ 显白色(按素混凝土计算可满足要求)



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: C30(板下桩: C30) 承台: C30(承台桩: C30)

[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

板顶值
板底值

板顶值
板底值



上部荷载的基本组合 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

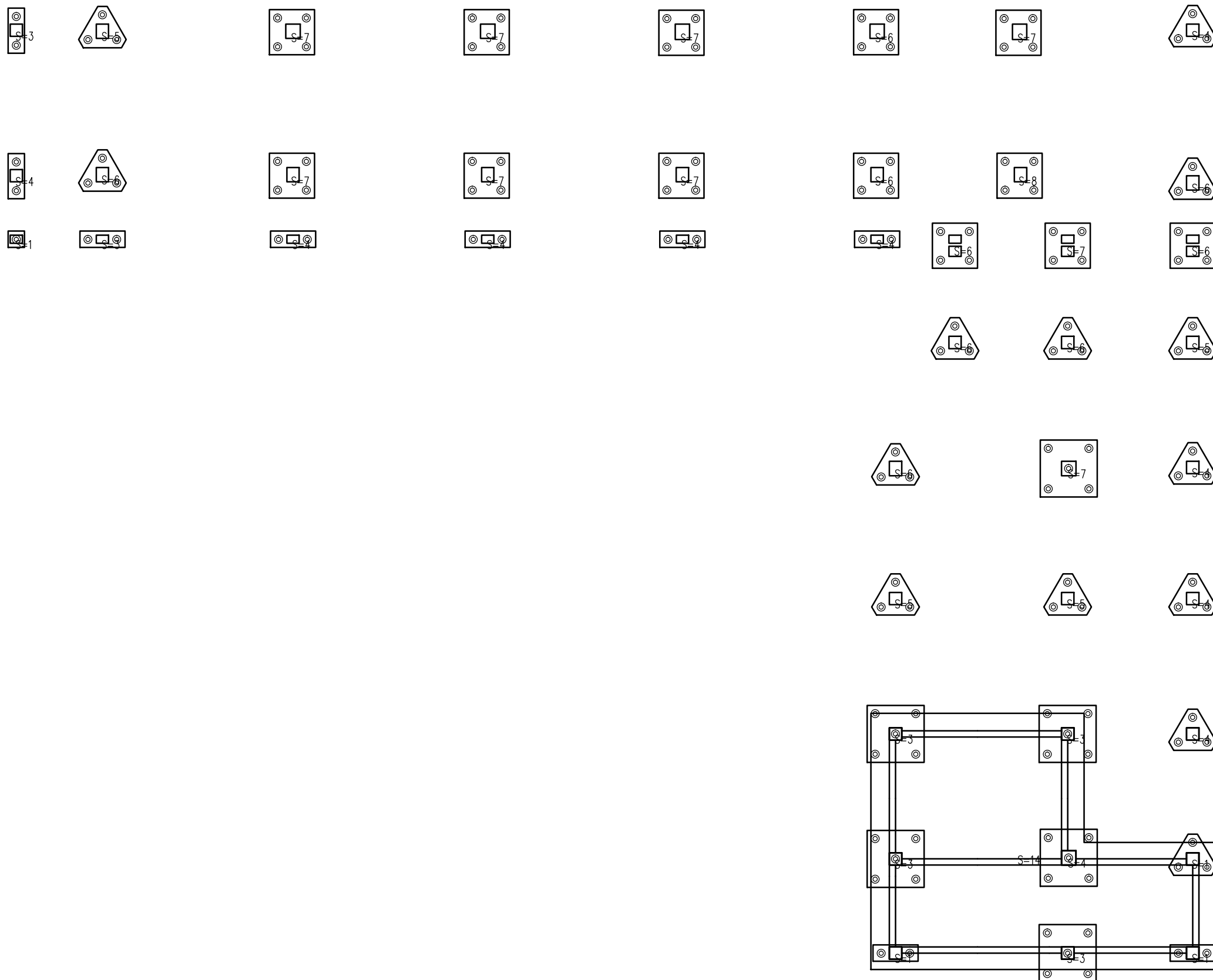


上部荷载的标准组合 N_max 图

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)

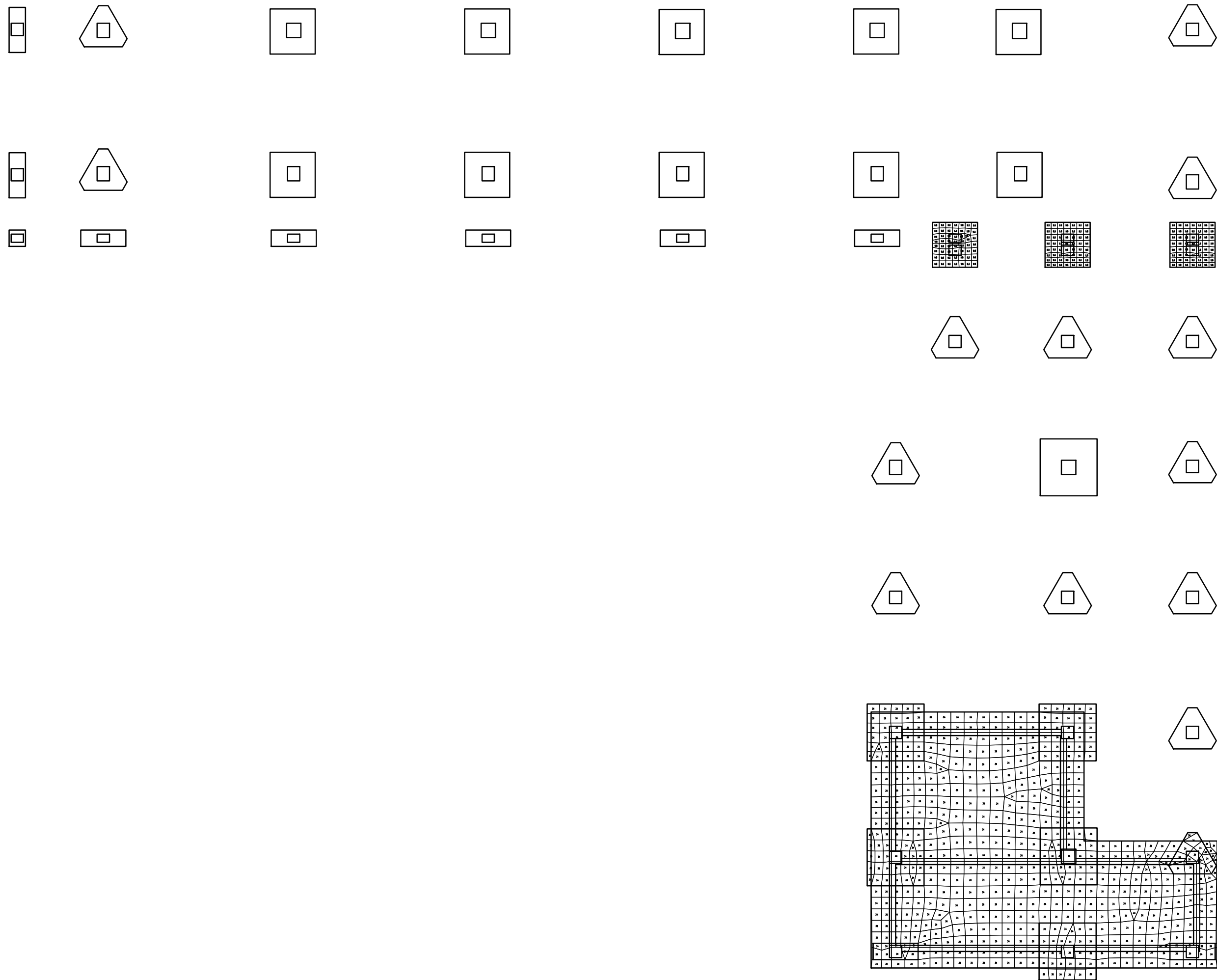
括号内数字为目标组合工况号



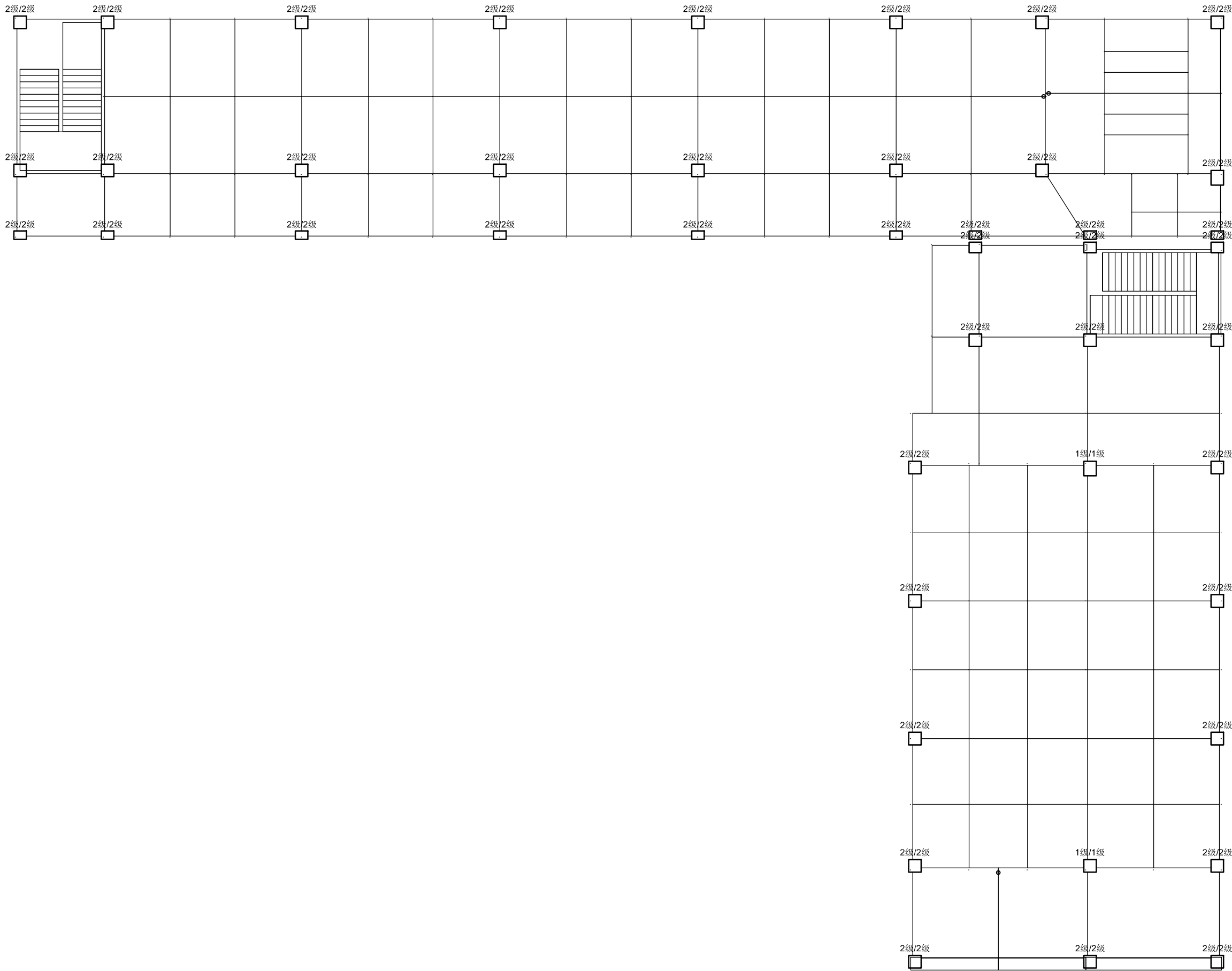
基础中心点平均沉降及回弹再压缩变形(单位: mm)

S—平均沉降, Sc—回弹量 Sc'—回弹再压缩变形量

最终沉降 = 沉降量S + 回弹再压缩变形量Sc'



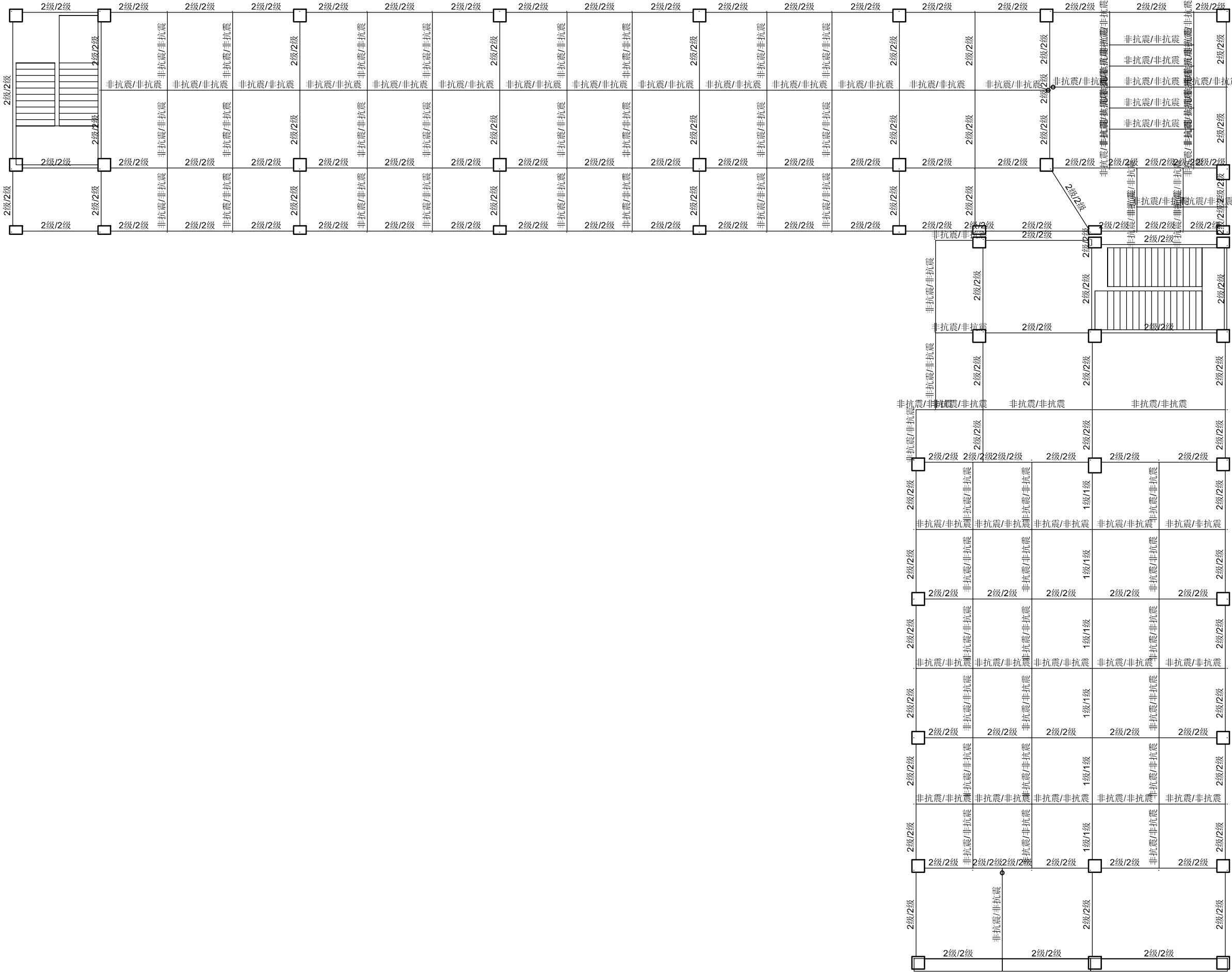
筏板水浮力图 — 历史最高水位(单位: kPa)



特殊构件定义图例

(文字颜色: 默认值 交互指定值)

调幅梁		角柱		地下室外墙	
连梁		转换柱		临空墙	
转换梁(托墙)		门式刚柱		短肢剪力墙	
转换梁(非托墙)		弹性板		抗震缝	
暗梁		弹性板3		杆端铰接	
门式附梁		弹性板6		杆端滑动	
		弹性板			



特殊构件定义图例
(文字颜色: 默认值 交互指定值)

调幅梁		角柱		地下室外墙	
连梁		转换柱		临空墙	
转换梁(托墙)		门式刚柱		短肢剪力墙	
转换梁(非托墙)		刚性板		弹性板3	
耗能梁		弹性板6		杆端约束	
门式刚梁		弹性板		杆端滑动	

单桩承载力计算

1、根据湖南方圆建筑工程设计有限公司提供的《岳阳市屈原管理区第一中学综合楼建设项目岩土详细勘察报告》，地质情况如下：

	土层厚度 (m)	极限侧阻力标准值 q_{sik} (KPa) (	极限端阻力标准值 q_{pk} (KPa)	负摩阻力系数 ξ
素填土①	1.8~3.9	20	-	0.3
淤泥质粉质粘土②	0~1.4	24	-	
粉质粘土③	2~5.3	90	-	
中砂④	3.9~4.4	60	-	
圆砾⑤		160	7000	

2、根据地质勘察报告，本栋采用预应力管桩基础。

桩顶设计高程 31.3m；

桩端进入圆砾⑤不小于 6.0m

； a、桩径 $\Phi 400$ ；不考虑填土的侧阻力。

$$\begin{aligned} Q_{uk} &= 3.14 \times 0.4 \times (90 \times 2 + 60 \times 3.9 + 160 \times 6.0) + 3.14 \times 0.2^2 \times 7000 \\ &= 1725.744 + 879.2 = 2604.944 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$R_a = Q_{uk} / 2 = 2604.944 / 2 = 1302.472 \text{ kN}$$

b、负摩阻力及其引起的下拉荷载

$$q_{si}^n = \xi_{mi} \sigma_i'; \quad \sigma_i' = p + \sigma_{\gamma i}' \quad \xi = 0.3$$

$$1)、\text{杂填土: } \sigma_{\gamma 1} = 0.5 \gamma_1 \times \Delta Z_1 = 0.5 \times 18.4 \times 2 = 18.4 \text{ kN/m}^2;$$

$$q_{s1} = 0.3 \times 18.4 = 5.52 \text{ kN/m}^2$$

$$F' = -0.5 \times 5.52 \times 3.14 \times 0.4 \times 3.9 = -13.6 \text{ kN};$$

c、考虑负摩阻力及其引起的下拉荷载后，单桩竖向承载力特征值：

$$R_a = 1302.472 - 13.6 = 1288 \text{ N}, \text{ 取 } 1100 \text{ kN}$$

CT2

设计资料

1.1 已知条件

承台参数 (2 桩承台第 1 种)

承台底标高 : -2.000 (m)
承台的混凝土强度等级 : C30
承台钢筋级别 : HRB400
配筋计算 a_s : 50 (mm)

承台尺寸参数

e11 (mm)	700	e12 (mm)	700
A' (mm)	400	H (mm)	1000

桩参数

桩基重要性系数 : 1.1
桩类型 : 混凝土预制桩
承载力性状 : 端承摩擦桩
桩长 : 10.000 (m)
是否方桩 : 否
桩直径 : 400 (mm)
桩的混凝土强度等级 : C80
单桩极限承载力标准值 : 2200.000 (kN)

柱参数

柱宽 : 600 (mm)
柱高 : 600 (mm)
柱子转角 : 0.000 (度)
柱的混凝土强度等级 : C30

柱上荷载设计值

弯矩 M_x : 31.000 (kN. m)
弯矩 M_y : 116.100 (kN. m)
轴力 N : 2473.800 (kN)
剪力 V_x : 45.400 (kN)
剪力 V_y : -21.100 (kN)
是否为地震荷载组合 : 否
基础与覆土的平均容重 : 20.000 (kN/m³)
荷载综合分项系数 : 1.35

1.2 计算内容

- (1) 桩基竖向承载力计算
- (2) 承台计算 (受弯、冲切、剪计算及局部受压计算)

2. 计算过程及计算结果

2.1 桩基竖向承载力验算

(1) 桩基竖向承载力特征值 R 计算

根据《桩基规范》5.2.2 及 5.2.3

$$R_a = \frac{Q_{uk}}{K}$$

式中:

R_a —— 单桩竖向承载力特征值;

Q_{uk} —— 单桩竖向极限承载力标准值;

K —— 安全系数, 取 $K=2$ 。

单桩竖向极限承载力标准值 $Q_{uk} = 2200.000$ (kN)

单桩竖向承载力特征值 $R_a = 1100.000$ (kN)

(2) 桩基竖向承载力验算

根据《桩基规范》5.1.1 式 5.1.1-1 计算轴心荷载作用下桩顶全反力, 式 5.1.1-2 计算偏心荷载作用下桩顶全反力

在轴心荷载作用下, 桩顶全反力 $N_k = 951.422$ (kN)

按《桩基规范》5.2.1(不考虑地震作用) 式 5.2.1-1 ($\gamma_0 N_k \leq 1.00R$) 验算

($\gamma_0 N_k = 1046.564$ kN) $\leq$ ($1.00R = 1100.000$ kN) 满足。

在偏心荷载作用下, 按《桩基规范》5.2.1(不考虑地震作用) 式 5.2.1-2 ($\gamma_0 N_{kmax} \leq 1.20R$) 计算

桩号 1 : ($\gamma_0 N_{1k} = 952.570$ kN) $\leq$ ($1.20R = 1320.000$ kN) 满足。

桩号 2 : ($\gamma_0 N_{2k} = 1140.559$ kN) $\leq$ ($1.20R = 1320.000$ kN) 满足。

($\gamma_0 N_{kmax} = 1140.559$ kN) $\leq$ ($1.20R = 1320.000$ kN) 满足。

2.2 承台受力计算

(1) 各桩净反力 (kN)

根据《桩基规范》5.1.1 式 5.1.1-2 计算桩顶净反力 ($G=0.0$ kN)

桩号 01 净反力: 1121.543 (kN)

桩号 02 净反力: 1352.257 (kN)

最大桩净反力 : 1352.257 (kN)

(2) 受弯计算

根据《桩基规范》5.9.2 第 1 款, 计算承台柱边截面弯矩

柱边左侧承台弯矩 : 448.617 (kN.m)

柱边右侧承台弯矩 : 540.903 (kN.m)

柱边上侧承台弯矩 : 0.000 (kN.m)

柱边下侧承台弯矩：0.000 (kN. m)

承台控制弯矩

M_x ：0.000 (kN. m)

M_y ：540.903 (kN. m)

根据《混凝土规范》附录 G G.0.2，按深受弯构件计算承台计算配筋

$$M \leq f_y A_s z$$

取按板单筋和深受弯计算配筋的最大值

承台 X 方向计算配筋 A_{sx} ：2193 (mm²)

承台 Y 方向计算配筋 A_{sy} ：按构造筋

(3) 柱对承台的冲切

不需要验算

(4) 桩对承台的冲切

桩号 1 不需要验算

桩号 2 不需要验算

所有桩：

各桩对承台冲切不需要验算。

(5) 承台抗剪验算：

剪切面 1

剪切面坐标 (mm)：(540, -400) ~ (540, 400)

实际宽度 (mm)：800 计算宽度 b (mm)：800

剪跨比 λ ：0.253

截面的抗剪力 (kN)：2173.600

承载力的抗剪力 (kN)：1518.323

剪力设计值 (kN)：1487.483

($\gamma_0 V = 1487.483 \text{ kN}$) $\leq 2173.600 \text{ kN}$ 满足截面要求。

($\gamma_0 V = 1487.483 \text{ kN}$) $\leq 1518.323 \text{ kN}$ 满足抗剪承载力。

剪切面 2

剪切面坐标 (mm)：(-540, -400) ~ (-540, 400)

实际宽度 (mm)：800 计算宽度 b (mm)：800

剪跨比 λ ：0.253

截面的抗剪力 (kN)：2173.600

承载力的抗剪力 (kN)：1518.323

剪力设计值 (kN)：1233.697

($\gamma_0 V = 1233.697 \text{ kN}$) $\leq 2173.600 \text{ kN}$ 满足截面要求。

$$(\gamma_0 V = 1233.697 \text{ kN}) \leq 1518.323 \text{ kN} \text{ 满足抗剪承载力.}$$

所有剪切面:

承台右边 受剪验算 满足.

承台左边 受剪验算 满足.

(6) 局部受压验算:

根据《桩基规范》5.9.15 及《混凝土规范》6.6.3 进行柱下、桩上承台局部受压验算 ($A_{ln}=A_l$)

桩号 1 (矩形承台角桩) 承台局部受压验算

$$A_b (\text{m}^2) = 1.131$$

$$A_l (\text{m}^2) = 0.126$$

$$\beta_1 = 3.000$$

$$\beta_c = 1.000$$

承载力设计值 (kN) : 4851.876

局压荷载设计值 (kN) : 1233.697

$$(\gamma_0 F_l = 1233.697 \text{ kN}) \leq (\text{局压承载力设计值} = 4851.876 \text{ kN}) \text{ 满足.}$$

桩号 2 (矩形承台角桩) 承台局部受压验算

$$A_b (\text{m}^2) = 0.640$$

$$A_l (\text{m}^2) = 0.126$$

$$\beta_1 = 2.257$$

$$\beta_c = 1.000$$

承载力设计值 (kN) : 3649.837

局压荷载设计值 (kN) : 1487.483

$$(\gamma_0 F_l = 1487.483 \text{ kN}) \leq (\text{局压承载力设计值} = 3649.837 \text{ kN}) \text{ 满足.}$$

柱对承台局部受压验算: 不需要验算.

桩对承台局部受压验算: 满足.

(7) 承台受力计算结果

X 向主筋配置: 7E20 (2199 mm^2 , 0.275%) $> A_{sx} = 2193 \text{ mm}^2$ 满足

Y 向箍筋配置: E14@100 ($3079 \text{ mm}^2/\text{m}$, 0.385%) $> A_{sy} = 785 \text{ mm}^2/\text{m}$ 满足

抗冲切 : 满足

抗剪切 : 满足

局部受压 : 满足

CT3

1 设计资料

1.1 已知条件

承台参数 (3 桩承台第 1 种)

承台底标高 : -1.200 (m)
承台的混凝土强度等级 : C30
承台钢筋级别 : HRB400
配筋计算 a_s : 50 (mm)

承台尺寸参数

e11 (mm)	700	e12 (mm)	700
L11 (mm)	400	L12 (mm)	800
A' (mm)	400	H (mm)	1000

桩参数

桩基重要性系数 : 1.1
桩类型 : 混凝土预制桩
承载力性状 : 端承摩擦桩
桩长 : 10.000 (m)
是否方桩 : 否
桩直径 : 400 (mm)
桩的混凝土强度等级 : C80
单桩极限承载力标准值 : 2200.000 (kN)

柱参数

柱宽 : 600 (mm)
柱高 : 700 (mm)
柱子转角 : 0.000 (度)
柱的混凝土强度等级 : C30

柱上荷载设计值

弯矩 M_x : -70.600 (kN.m)
弯矩 M_y : -46.000 (kN.m)
轴力 N : 4161.900 (kN)
剪力 V_x : -26.800 (kN)
剪力 V_y : -5.100 (kN)
是否为地震荷载组合 : 否
基础与覆土的平均容重 : 20.000 (kN/m³)
荷载综合分项系数 : 1.35

1.2 计算内容

- (1) 桩基竖向承载力计算
- (2) 承台计算 (受弯、冲切、剪计算及局部受压计算)

2. 计算过程及计算结果

2.1 桩基竖向承载力验算

(1) 桩基竖向承载力特征值 R 计算

根据《桩基规范》5.2.2 及 5.2.3

$$R_a = \frac{Q_{uk}}{K}$$

式中:

R_a —— 单桩竖向承载力特征值;

Q_{uk} —— 单桩竖向极限承载力标准值;

K —— 安全系数, 取 $K=2$ 。

单桩竖向极限承载力标准值 $Q_{uk} = 2200.000$ (kN)

单桩竖向承载力特征值 $R_a = 1100.000$ (kN)

(2) 桩基竖向承载力验算

根据《桩基规范》5.1.1 式 5.1.1-1 计算轴心荷载作用下桩顶全反力, 式 5.1.1-2 计算偏心荷载作用下桩顶全反力

在轴心荷载作用下, 桩顶全反力 $N_k = 1052.155$ (kN)

按《桩基规范》5.2.1(不考虑地震作用) 式 5.2.1-1 ($\gamma_0 N_k \leq 1.00R$) 验算

($\gamma_0 N_k = 1052.155$ kN) $\leq$ ($1.00R = 1100.000$ kN) 满足。

在偏心荷载作用下, 按《桩基规范》5.2.1(不考虑地震作用) 式 5.2.1-2 ($\gamma_0 N_{kmax} \leq 1.20R$) 计算

桩号 1 : ($\gamma_0 N_{1k} = 1070.457$ kN) $\leq$ ($1.20R = 1320.000$ kN) 满足。

桩号 2 : ($\gamma_0 N_{2k} = 993.420$ kN) $\leq$ ($1.20R = 1320.000$ kN) 满足。

桩号 3 : ($\gamma_0 N_{3k} = 1092.587$ kN) $\leq$ ($1.20R = 1320.000$ kN) 满足。

($\gamma_0 N_{kmax} = 1092.587$ kN) $\leq$ ($1.20R = 1320.000$ kN) 满足。

2.2 承台受力计算

(1) 各桩净反力(kN)

根据《桩基规范》5.1.1 式 5.1.1-2 计算桩顶净反力($G=0.0$ kN)

桩号 01 净反力: 1412.008 (kN)

桩号 02 净反力: 1308.008 (kN)

桩号 03 净反力: 1441.883 (kN)

最大桩净反力 : 1441.883 (kN)

(2) 受弯计算

根据《桩基规范》5.9.2 第 1 款 2), 计算等腰三桩承台板带弯矩

承台腰边板带弯矩 M_1 : 527.567 (kN.m)

承台底边板带弯矩 M_2 : 543.156 (kN.m)

承台计算配筋

承台腰边板带计算配筋 A_{s1} : 1584(mm²)

承台底边板带计算配筋 A_{s2} : 1632(mm²)

(3) 柱对承台的冲切

根据《桩基规范》5.9.7 计算

柱截面尺寸(mm) : 柱宽 600; 柱高 700

桩截面换算边长(mm) : 320

柱冲切计算承台厚度 h_0 : 950(mm)

截面高度影响系数 β_{hp} : 0.983

冲切面参数:

	左	右	下	上
冲跨(mm)	240	240	450	290
冲切边长(mm)	1070	1070	840	840
冲跨比 λ	0.253	0.253	0.474	0.305
冲切系数 β_0	1.856	1.856	1.247	1.662
抗冲切力(kN)	2652.641	2652.642	1399.145	1865.526

总抗冲切力 : 8569.954(kN)

($\gamma_0 F_I=4161.900\text{kN}$) $\leq$ (抗冲切力=8569.954kN) 满足.

(4) 桩对承台的冲切

根据《桩基规范》5.9.7 及 5.9.8 计算

承台冲切破坏锥体一半有效高度处的周长 u_m , 中桩按《桩基规范》5.9.7 第 1 款计算, 边桩按《桩基规范》5.9.8 第 1 款计算, 角桩按《桩基规范》5.9.8 第 2 款计算。

桩号 1 为角桩

冲切面参数:

	右	上
冲跨(mm)	240	240
冲切边长(mm)	561	561
冲跨比 λ	0.253	0.253
冲切系数 β_0	1.237	1.237
抗冲切力(kN)	926.893	926.893

总抗冲切力(kN) : 1853.787

总冲切力 (kN) : 1412.008

($\gamma_0 F_I=1412.008\text{kN}$) $\leq$ (抗冲切力=1853.787kN) 满足.

桩号 2 为角桩

冲切面参数:

	左	上
冲跨(mm)	240	240

冲切边长(mm)	561	561
冲跨比 λ	0.253	0.253
冲切系数 β_0	1.237	1.237
抗冲切力(kN)	926.894	926.893
总抗冲切力(kN)	: 1853.787	
总冲切力 (kN)	: 1308.008	
$(\gamma_0 F_1=1308.008\text{kN}) \leq (\text{抗冲切力}=1853.787\text{kN})$ 满足.		

桩号 3 为角桩

冲切面参数:

	左	右
冲跨(mm)	250	250
冲切边长(mm)	554	554
冲跨比 λ	0.264	0.264
冲切系数 β_0	1.208	1.208
抗冲切力(kN)	893.284	893.284
总抗冲切力(kN)	: 1786.568	
总冲切力 (kN)	: 1441.883	
$(\gamma_0 F_1=1441.883\text{kN}) \leq (\text{抗冲切力}=1786.568\text{kN})$ 满足.		

所有桩:

角桩 对承台冲切验算 满足.

边桩 对承台冲切验算 满足.

中桩 对承台冲切验算 满足.

(5) 承台抗剪验算:

根据《桩基规范》5.9.10 计算

剪切面 1

剪切面坐标(mm)	: (540, -800) ~ (540, 668)		
实际宽度(mm)	: 1468	计算宽度 b(mm)	: 1468
剪跨 a(mm)	: 240	剪跨比 λ	: 0.253
剪切系数 α	: 1.397	高度影响系数 β_{hs} :	0.958
抗剪力(kN)	: 2669.213		
剪切力设计值(kN):	1308.008		
$(\gamma_0 V=1308.008\text{kN}) \leq 2669.213\text{kN}$ 满足截面要求.			

剪切面 2

剪切面坐标(mm)	: (556, 640) ~ (-556, 640)		
实际宽度(mm)	: 1113	计算宽度 b(mm)	: 1113
剪跨 a(mm)	: 290	剪跨比 λ	: 0.305
剪切系数 α	: 1.341	高度影响系数 β_{hs} :	0.958
抗剪力(kN)	: 1941.645		
剪切力设计值(kN):	1441.883		

$$(\gamma_0 V = 1441.883 \text{ kN}) \leq 1941.645 \text{ kN} \text{ 满足截面要求.}$$

剪切面 3

剪切面坐标 (mm) : (-540, -800) ~ (-540, 668)

实际宽度 (mm) : 1468 计算宽度 b (mm) : 1468

剪跨 a (mm) : 240 剪跨比 λ : 0.253

剪切系数 α : 1.397 高度影响系数 β_{hs} : 0.958

抗剪力 (kN) : 2669.213

剪力设计值 (kN) : 1412.008

$$(\gamma_0 V = 1412.008 \text{ kN}) \leq 2669.213 \text{ kN} \text{ 满足截面要求.}$$

所有剪切面:

承台右边 受剪验算 满足.

承台上边 受剪验算 满足.

承台左边 受剪验算 满足.

(6) 局部受压验算:

根据《桩基规范》5.9.15 及《混凝土规范》6.6.3 进行柱下、桩上承台局部受压验算 ($A_{1n} = A_1$)

桩号 1 (非矩形承台角桩) 承台局部受压验算

$$A_b (\text{m}^2) = 0.284$$

$$A_1 (\text{m}^2) = 0.126$$

$$\beta_1 = 1.502$$

$$\beta_c = 1.000$$

承载力设计值 (kN) : 2429.579

局压荷载设计值 (kN) : 1412.008

$$(\gamma_0 F_1 = 1412.008 \text{ kN}) \leq (\text{局压承载力设计值} = 2429.579 \text{ kN}) \text{ 满足.}$$

桩号 2 (非矩形承台角桩) 承台局部受压验算

$$A_b (\text{m}^2) = 0.284$$

$$A_1 (\text{m}^2) = 0.126$$

$$\beta_1 = 1.502$$

$$\beta_c = 1.000$$

承载力设计值 (kN) : 2429.579

局压荷载设计值 (kN) : 1308.008

$$(\gamma_0 F_1 = 1308.008 \text{ kN}) \leq (\text{局压承载力设计值} = 2429.579 \text{ kN}) \text{ 满足.}$$

桩号 3 (非矩形承台角桩) 承台局部受压验算

$$A_b (\text{m}^2) = 0.284$$

$$A_1 (\text{m}^2) = 0.126$$

$$\beta_1 = 1.502$$

$$\beta_c = 1.000$$

承载力设计值 (kN) : 2429.579

局压荷载设计值 (kN) : 1441.883

$$(\gamma_0 F_1 = 1441.883 \text{ kN}) \leq (\text{局压承载力设计值} = 2429.579 \text{ kN}) \text{ 满足.}$$

柱对承台局部受压验算：不需要验算。
桩对承台局部受压验算：满足。

(7) 承台受力计算结果

板带主筋计算配筋面积：

$$A_{s1} = A_{s1} = 1584\text{mm}^2$$

$$A_{s2} = A_{s1} = 1584\text{mm}^2$$

$$A_{s3} = A_{s2} = 1632\text{mm}^2$$

Y 向板带主筋配置(左):4E25(1963mm², 0.393%)>A_{s1}=1584mm² 满足

Y 向板带主筋配置(右):4E25(1963mm², 0.393%)>A_{s2}=1584mm² 满足

X 向板带主筋配置 :4E25(1963mm², 0.393%)>A_{s3}=1632mm² 满足

板带箍筋配置(构造配置): E10@200 (785mm²/m). 满足

抗冲切 : 满足

抗剪切 : 满足

局部受压 : 满足

CT4

1 设计资料

1.1 已知条件

承台参数(4 桩承台第 1 种)

承台底标高 : -1.200(m)
承台的混凝土强度等级 : C30
承台钢筋级别 : HRB400
配筋计算 a_s : 50(mm)

承台尺寸参数

e11(mm)	700	e12(mm)	700
L11(mm)	700	L12(mm)	700
A'(mm)	400	H(mm)	1000

桩参数

桩基重要性系数 : 1.1
桩类型 : 混凝土预制桩
承载力性状 : 端承摩擦桩
桩长 : 10.000(m)
是否方桩 : 否
桩直径 : 400(mm)
桩的混凝土强度等级 : C80
单桩极限承载力标准值 : 2200.000(kN)

柱参数

柱宽 : 700(mm)

柱高 : 750 (mm)
柱子转角 : 0.000 (度)
柱的混凝土强度等级 : C30

柱上荷载设计值

弯矩 M_x : -15.600 (kN.m)
弯矩 M_y : 5.300 (kN.m)
轴力 N : 5419.500 (kN)
剪力 V_x : 3.600 (kN)
剪力 V_y : -22.700 (kN)
是否为地震荷载组合 : 否
基础与覆土的平均容重 : 20.000 (kN/m³)
荷载综合分项系数 : 1.35

1.2 计算内容

- (1) 桩基竖向承载力计算
- (2) 承台计算(受弯、冲切、剪计算及局部受压计算)

2. 计算过程及计算结果

2.1 桩基竖向承载力验算

- (1) 桩基竖向承载力特征值 R 计算

根据《桩基规范》5.2.2 及 5.2.3

$$R_a = \frac{Q_{uk}}{K}$$

式中:

R_a —— 单桩竖向承载力特征值;
 Q_{uk} —— 单桩竖向极限承载力标准值;
 K —— 安全系数, 取 $K=2$ 。

单桩竖向极限承载力标准值 $Q_{uk} = 2200.000$ (kN)

单桩竖向承载力特征值 $R_a = 1100.000$ (kN)

- (2) 桩基竖向承载力验算

根据《桩基规范》5.1.1 式 5.1.1-1 计算轴心荷载作用下桩顶全反力, 式 5.1.1-2 计算偏心荷载作用下桩顶全反力

在轴心荷载作用下, 桩顶全反力 $N_k = 1032.651$ (kN)

按《桩基规范》5.2.1(不考虑地震作用) 式 5.2.1-1 ($\gamma_0 N_k \leq 1.00R$) 验算

($\gamma_0 N_k = 1032.651 \text{ kN}$) $\leq$ ($1.00R = 1100.000 \text{ kN}$) 满足。

在偏心荷载作用下, 按《桩基规范》5.2.1(不考虑地震作用) 式 5.2.1-2 ($\gamma_0 N_{kmax} \leq 1.20R$) 计算

桩号 1 : ($\gamma_0 N_{1k}=1032.175\text{kN}$) $\leq$ ($1.20R=1320.000\text{kN}$) 满足。
 桩号 2 : ($\gamma_0 N_{2k}=1036.884\text{kN}$) $\leq$ ($1.20R=1320.000\text{kN}$) 满足。
 桩号 3 : ($\gamma_0 N_{3k}=1028.418\text{kN}$) $\leq$ ($1.20R=1320.000\text{kN}$) 满足。
 桩号 4 : ($\gamma_0 N_{4k}=1033.127\text{kN}$) $\leq$ ($1.20R=1320.000\text{kN}$) 满足。
 ($\gamma_0 N_{k\max}=1036.884\text{kN}$) $\leq$ ($1.20R=1320.000\text{kN}$) 满足。

2.2 承台受力计算

(1) 各桩净反力(kN)

根据《桩基规范》5.1.1 式 5.1.1-2 计算桩顶净反力($G=0.0\text{kN}$)

桩号 01 净反力: 1354.232(kN)

桩号 02 净反力: 1360.589(kN)

桩号 03 净反力: 1349.161(kN)

桩号 04 净反力: 1355.518(kN)

最大桩净反力 : 1360.589(kN)

(2) 受弯计算

根据《桩基规范》5.9.2 第 1 款, 计算承台柱边截面弯矩

柱边左侧承台弯矩 : 946.188(kN.m)

柱边右侧承台弯矩 : 950.638(kN.m)

柱边上侧承台弯矩 : 879.021(kN.m)

柱边下侧承台弯矩 : 882.317(kN.m)

承台控制弯矩

M_x : 882.317(kN.m)

M_y : 950.638(kN.m)

承台计算配筋

承台 X 方向计算配筋 A_{sx} : 按构造筋

承台 Y 方向计算配筋 A_{sy} : 按构造筋

(3) 柱对承台的冲切

根据《桩基规范》5.9.7 计算

柱截面尺寸(mm) : 柱宽 700; 柱高 750

桩截面换算边长(mm) : 320

柱冲切计算承台厚度 h_0 : 950(mm)

截面高度影响系数 β_{hp} : 0.983

冲切面参数:

	左	右	下	上
冲跨(mm)	190	190	165	165
冲切边长(mm)	915	915	890	890
冲跨比 λ	0.250	0.250	0.250	0.250

冲切系数 β_0	1.867	1.867	1.867	1.867
抗冲切力(kN)	2281.646	2281.646	2219.306	2219.306

总抗冲切力 : 9001.904(kN)

($\gamma_0 F_1=5419.500\text{kN}$) $\leq$ (抗冲切力=9001.904kN) 满足.

(4) 桩对承台的冲切

根据《桩基规范》5.9.7 及 5.9.8 计算

承台冲切破坏锥体一半有效高度处的周长 u_m , 中桩按《桩基规范》5.9.7 第 1 款计算, 边桩按《桩基规范》5.9.8 第 1 款计算, 角桩按《桩基规范》5.9.8 第 2 款计算。

桩号 1 为角桩

冲切面参数:

	右	上
冲跨(mm)	190	165
冲切边长(mm)	643	655
冲跨比 λ	0.250	0.250
冲切系数 β_0	1.244	1.244
抗冲切力(kN)	1068.093	1088.873
总抗冲切力(kN)	: 2156.966	
总冲切力 (kN)	: 1354.232	

($\gamma_0 F_1=1354.232\text{kN}$) $\leq$ (抗冲切力=2156.966kN) 满足.

桩号 2 为角桩

冲切面参数:

	左	上
冲跨(mm)	190	165
冲切边长(mm)	643	655
冲跨比 λ	0.250	0.250
冲切系数 β_0	1.244	1.244
抗冲切力(kN)	1068.093	1088.873
总抗冲切力(kN)	: 2156.966	
总冲切力 (kN)	: 1360.589	

($\gamma_0 F_1=1360.589\text{kN}$) $\leq$ (抗冲切力=2156.966kN) 满足.

桩号 3 为角桩

冲切面参数:

	右	下
冲跨(mm)	190	165
冲切边长(mm)	642	655
冲跨比 λ	0.250	0.250
冲切系数 β_0	1.244	1.244
抗冲切力(kN)	1068.093	1088.873
总抗冲切力(kN)	: 2156.966	

总冲切力 (kN) : 1349.161
($\gamma_0 F_I = 1349.161 \text{ kN}$) $\leq$ (抗冲切力=2156.966kN) 满足.

桩号 4 为角桩

冲切面参数:

	左	下
冲跨 (mm)	190	165
冲切边长 (mm)	642	655
冲跨比 λ	0.250	0.250
冲切系数 β_0	1.244	1.244
抗冲切力 (kN)	1068.093	1088.873
总抗冲切力 (kN)	: 2156.966	
总冲切力 (kN)	: 1355.518	
	($\gamma_0 F_I = 1355.518 \text{ kN}$) $\leq$ (抗冲切力=2156.966kN) 满足.	

所有桩:

角桩 对承台冲切验算 满足.
边桩 对承台冲切验算 满足.
中桩 对承台冲切验算 满足.

(5) 承台抗剪验算:

根据《桩基规范》5.9.10 计算

剪切面 1

剪切面坐标 (mm) : (1100, -540) ~ (-1100, -540)
实际宽度 (mm) : 2200 计算宽度 b (mm) : 2200
剪跨 a (mm) : 165 剪跨比 λ : 0.250
剪切系数 α : 1.400 高度影响系数 β_{hs} : 0.958
抗剪力 (kN) : 4008.224
剪力设计值 (kN) : 2714.822
($\gamma_0 V = 2714.822 \text{ kN}$) $\leq$ 4008.224kN 满足截面要求.

剪切面 2

剪切面坐标 (mm) : (540, -1100) ~ (540, 1100)
实际宽度 (mm) : 2200 计算宽度 b (mm) : 2200
剪跨 a (mm) : 190 剪跨比 λ : 0.250
剪切系数 α : 1.400 高度影响系数 β_{hs} : 0.958
抗剪力 (kN) : 4008.224
剪力设计值 (kN) : 2716.107
($\gamma_0 V = 2716.107 \text{ kN}$) $\leq$ 4008.224kN 满足截面要求.

剪切面 3

剪切面坐标 (mm) : (1100, 540) ~ (-1100, 540)
实际宽度 (mm) : 2200 计算宽度 b (mm) : 2200
剪跨 a (mm) : 165 剪跨比 λ : 0.250

剪切系数 α : 1.400 高度影响系数 β_{hs} : 0.958
抗剪力(kN) : 4008.224
剪力设计值(kN): 2704.678
($\gamma_0 V=2704.678\text{kN}$) $\leq$ 4008.224kN 满足截面要求.

剪切面 4

剪切面坐标(mm) : (-540, -1100) ~ (-540, 1100)
实际宽度(mm) : 2200 计算宽度 b (mm) : 2200
剪跨 a (mm) : 190 剪跨比 λ : 0.250
剪切系数 α : 1.400 高度影响系数 β_{hs} : 0.958
抗剪力(kN) : 4008.224
剪力设计值(kN): 2703.393
($\gamma_0 V=2703.393\text{kN}$) $\leq$ 4008.224kN 满足截面要求.

所有剪切面:

承台下边 受剪验算 满足.
承台右边 受剪验算 满足.
承台上边 受剪验算 满足.
承台左边 受剪验算 满足.

(6) 局部受压验算:

根据《桩基规范》5.9.15 及《混凝土规范》6.6.3 进行柱下、桩上承台局部受压验算 ($A_{ln}=A_l$)

桩号 1 (矩形承台角桩)承台局部受压验算

$A_b(\text{m}^2)$ = 0.640
 $A_l(\text{m}^2)$ = 0.126
 β_1 = 2.257
 β_c = 1.000
承载力设计值 (kN) : 3649.837
局压荷载设计值(kN) : 1354.232
($\gamma_0 F_l=1354.232\text{kN}$) $\leq$ (局压承载力设计值=3649.837kN) 满足.

桩号 2 (矩形承台角桩)承台局部受压验算

$A_b(\text{m}^2)$ = 0.640
 $A_l(\text{m}^2)$ = 0.126
 β_1 = 2.257
 β_c = 1.000
承载力设计值 (kN) : 3649.837
局压荷载设计值(kN) : 1360.589
($\gamma_0 F_l=1360.589\text{kN}$) $\leq$ (局压承载力设计值=3649.837kN) 满足.

桩号 3 (矩形承台角桩)承台局部受压验算

$A_b(\text{m}^2)$ = 0.640
 $A_l(\text{m}^2)$ = 0.126
 β_1 = 2.257

$$\beta_c = 1.000$$

承载力设计值 (kN) : 3649.837

局压荷载设计值 (kN) : 1349.161

($\gamma_0 F_l = 1349.161 \text{ kN}$) $\leq$ (局压承载力设计值=3649.837kN) 满足.

桩号 4 (矩形承台角桩) 承台局部受压验算

$$A_b (\text{m}^2) = 0.640$$

$$A_l (\text{m}^2) = 0.126$$

$$\beta_1 = 2.257$$

$$\beta_c = 1.000$$

承载力设计值 (kN) : 3649.837

局压荷载设计值 (kN) : 1355.518

($\gamma_0 F_l = 1355.518 \text{ kN}$) $\leq$ (局压承载力设计值=3649.837kN) 满足.

柱对承台局部受压验算: 不需要验算.

桩对承台局部受压验算: 满足.

(7) 承台受力计算结果

X 向主筋配置: E14@100 (3387mm², 0.154%) > A_{sx}=3300mm² 满足

Y 向主筋配置: E14@100 (3387mm², 0.154%) > A_{sy}=3300mm² 满足

抗冲切 : 满足

抗剪切 : 满足

局部受压 : 满足

CT5

1 设计资料

1.1 已知条件

承台参数 (5 桩承台第 1 种)

承台底标高 : -1.200 (m)

承台的混凝土强度等级 : C30

承台钢筋级别 : HRB400

配筋计算 a_s : 50 (mm)

承台尺寸参数

e11 (mm)	990	e12 (mm)	990
L11 (mm)	990	L12 (mm)	990
A' (mm)	400	H (mm)	1000

桩参数

桩基重要性系数 : 1.1

桩类型 : 混凝土预制桩

承载力性状 : 端承摩擦桩

桩长 : 10.000 (m)

是否方桩 : 否
桩直径 : 400 (mm)
桩的混凝土强度等级 : C80
单桩极限承载力标准值 : 2200.000 (kN)

柱参数

柱宽 : 700 (mm)
柱高 : 700 (mm)
柱子转角 : 0.000 (度)
柱的混凝土强度等级 : C30

柱上荷载设计值

弯矩 M_x : -7.200 (kN. m)
弯矩 M_y : 99.500 (kN. m)
轴力 N : 5619.000 (kN)
剪力 V_x : 70.200 (kN)
剪力 V_y : 5.000 (kN)
是否为地震荷载组合 : 否
基础与覆土的平均容重 : 20.000 (kN/m³)
荷载综合分项系数 : 1.35

1.2 计算内容

- (1) 桩基竖向承载力计算
- (2) 承台计算(受弯、冲切、剪计算及局部受压计算)

2. 计算过程及计算结果

2.1 桩基竖向承载力验算

- (1) 桩基竖向承载力特征值 R 计算

根据《桩基规范》5.2.2 及 5.2.3

$$R_a = \frac{Q_{uk}}{K}$$

式中:

R_a —— 单桩竖向承载力特征值;
 Q_{uk} —— 单桩竖向极限承载力标准值;
 K —— 安全系数, 取 $K=2$ 。

单桩竖向极限承载力标准值 $Q_{uk} = 2200.000$ (kN)

单桩竖向承载力特征值 $R_a = 1100.000$ (kN)

- (2) 桩基竖向承载力验算

根据《桩基规范》5.1.1 式 5.1.1-1 计算轴心荷载作用下桩顶全反力, 式 5.1.1-2 计算偏心荷载作用下桩顶全反力

在轴心荷载作用下, 桩顶全反力 $N_k = 869.541 \text{ (kN)}$

按《桩基规范》5.2.1(不考虑地震作用) 式 5.2.1-1 ($\gamma_0 N_k \leq 1.00R$) 验算

($\gamma_0 N_k = 956.495 \text{ kN}$) $\leq (1.00R = 1100.000 \text{ kN})$ 满足。

在偏心荷载作用下, 按《桩基规范》5.2.1(不考虑地震作用) 式 5.2.1-2 ($\gamma_0 N_{k\max} \leq 1.20R$) 计算

桩号 1 : ($\gamma_0 N_{1k} = 919.067 \text{ kN}$) $\leq (1.20R = 1320.000 \text{ kN})$ 满足。

桩号 2 : ($\gamma_0 N_{2k} = 988.902 \text{ kN}$) $\leq (1.20R = 1320.000 \text{ kN})$ 满足。

桩号 3 : ($\gamma_0 N_{3k} = 956.495 \text{ kN}$) $\leq (1.20R = 1320.000 \text{ kN})$ 满足。

桩号 4 : ($\gamma_0 N_{4k} = 924.088 \text{ kN}$) $\leq (1.20R = 1320.000 \text{ kN})$ 满足。

桩号 5 : ($\gamma_0 N_{5k} = 993.923 \text{ kN}$) $\leq (1.20R = 1320.000 \text{ kN})$ 满足。

($\gamma_0 N_{k\max} = 993.923 \text{ kN}$) $\leq (1.20R = 1320.000 \text{ kN})$ 满足。

2.2 承台受力计算

(1) 各桩净反力(kN)

根据《桩基规范》5.1.1 式 5.1.1-2 计算桩顶净反力($G=0.0 \text{ kN}$)

桩号 01 净反力: 1077.866 (kN)

桩号 02 净反力: 1163.573 (kN)

桩号 03 净反力: 1123.800 (kN)

桩号 04 净反力: 1084.027 (kN)

桩号 05 净反力: 1169.734 (kN)

最大桩净反力 : 1169.734 (kN)

(2) 受弯计算

根据《桩基规范》5.9.2 第 1 款, 计算承台柱边截面弯矩

柱边左侧承台弯矩 : 1383.612 (kN.m)

柱边右侧承台弯矩 : 1493.317 (kN.m)

柱边上侧承台弯矩 : 1442.407 (kN.m)

柱边下侧承台弯矩 : 1434.521 (kN.m)

承台控制弯矩

M_x : 1442.407 (kN.m)

M_y : 1493.317 (kN.m)

承台计算配筋

承台 X 方向计算配筋 A_{sx} : $4461 \text{ (mm}^2\text{)}$

承台 Y 方向计算配筋 A_{sy} : $4306 \text{ (mm}^2\text{)}$

(3) 柱对承台的冲切

根据《桩基规范》5.9.7 计算

柱截面尺寸(mm) : 柱宽 700; 柱高 700

桩截面换算边长(mm) : 320
 柱冲切计算承台厚度 h_0 : 950 (mm)
 截面高度影响系数 β_{hp} : 0.983

冲切面参数:

	左	右	下	上
冲跨 (mm)	480	480	950	950
冲切边长 (mm)	1650	1650	1180	1180
冲跨比 λ	0.505	0.505	1.000	1.000
冲切系数 β_0	1.191	1.191	0.700	0.700
抗冲切力 (kN)	2625.261	2625.260	1103.419	1103.419

总抗冲切力 : 7457.359 (kN)

$(\gamma_0 F_1 = 4944.720 \text{ kN}) \leq (\text{抗冲切力} = 7457.359 \text{ kN})$ 满足.

(4) 桩对承台的冲切

根据《桩基规范》5.9.7 及 5.9.8 计算

承台冲切破坏锥体一半有效高度处的周长 u_m , 中桩按《桩基规范》5.9.7 第 1 款计算, 边桩按《桩基规范》5.9.8 第 1 款计算, 角桩按《桩基规范》5.9.8 第 2 款计算。

桩号 1 为角桩

冲切面参数:

	右	上
冲跨 (mm)	480	480
冲切边长 (mm)	800	800
冲跨比 λ	0.505	0.505
冲切系数 β_0	0.794	0.794
抗冲切力 (kN)	848.569	848.569
总抗冲切力 (kN)	: 1697.138	
总冲切力 (kN)	: 1185.652	
	$(\gamma_0 F_1 = 1185.652 \text{ kN}) \leq (\text{抗冲切力} = 1697.138 \text{ kN})$ 满足.	

桩号 2 为角桩

冲切面参数:

	左	上
冲跨 (mm)	480	480
冲切边长 (mm)	800	800
冲跨比 λ	0.505	0.505
冲切系数 β_0	0.794	0.794
抗冲切力 (kN)	848.569	848.569
总抗冲切力 (kN)	: 1697.138	
总冲切力 (kN)	: 1279.930	
	$(\gamma_0 F_1 = 1279.930 \text{ kN}) \leq (\text{抗冲切力} = 1697.138 \text{ kN})$ 满足.	

桩号 3 不需要验算

桩号 4 为角桩

冲切面参数:

	右	下
冲跨 (mm)	480	480
冲切边长 (mm)	800	800
冲跨比 λ	0.505	0.505
冲切系数 β_0	0.794	0.794
抗冲切力 (kN)	848.569	848.569
总抗冲切力 (kN)	: 1697.138	
总冲切力 (kN)	: 1192.430	
$(\gamma_0 F_l=1192.430\text{kN}) \leq (\text{抗冲切力}=1697.138\text{kN})$ 满足.		

桩号 5 为角桩

冲切面参数:

	左	下
冲跨 (mm)	480	480
冲切边长 (mm)	800	800
冲跨比 λ	0.505	0.505
冲切系数 β_0	0.794	0.794
抗冲切力 (kN)	848.569	848.569
总抗冲切力 (kN)	: 1697.138	
总冲切力 (kN)	: 1286.708	
$(\gamma_0 F_l=1286.708\text{kN}) \leq (\text{抗冲切力}=1697.138\text{kN})$ 满足.		

所有桩:

角桩 对承台冲切验算 满足.

边桩 对承台冲切验算 满足.

中桩 对承台冲切验算 满足.

(5) 承台抗剪验算:

根据《桩基规范》5.9.10 计算

剪切面 1

剪切面坐标(mm)	: (1390,-830)~(-1390,-830)		
实际宽度(mm)	: 2780	计算宽度 b(mm)	: 2780
剪跨 a(mm)	: 480	剪跨比 λ	: 0.505
剪切系数 α	: 1.163	高度影响系数 β _{hs} :	0.958
抗剪力(kN)	: 4206.023		
剪力设计值(kN):	2465.582		
(γ ₀ V=2465.582kN) ≤ 4206.023kN 满足截面要求.			

剪切面 2

剪切面坐标 (mm)	: (830, -1390) ~ (830, 1390)		
实际宽度 (mm)	: 2780	计算宽度 b (mm)	: 2780

剪跨 a (mm) : 480 剪跨比 λ : 0.505
剪切系数 α : 1.163 高度影响系数 β_{hs} : 0.958
抗剪力 (kN) : 4206.023
剪力设计值 (kN) : 2566.638
($\gamma_0 V = 2566.638 \text{ kN}$) $\leq 4206.023 \text{ kN}$ 满足截面要求.

剪切面 3

剪切面坐标 (mm) : (1390, 830) $\sim$ (-1390, 830)
实际宽度 (mm) : 2780 计算宽度 b (mm) : 2780
剪跨 a (mm) : 480 剪跨比 λ : 0.505
剪切系数 α : 1.163 高度影响系数 β_{hs} : 0.958
抗剪力 (kN) : 4206.023
剪力设计值 (kN) : 2479.138
($\gamma_0 V = 2479.138 \text{ kN}$) $\leq 4206.023 \text{ kN}$ 满足截面要求.

剪切面 4

剪切面坐标 (mm) : (-830, -1390) $\sim$ (-830, 1390)
实际宽度 (mm) : 2780 计算宽度 b (mm) : 2780
剪跨 a (mm) : 480 剪跨比 λ : 0.505
剪切系数 α : 1.163 高度影响系数 β_{hs} : 0.958
抗剪力 (kN) : 4206.023
剪力设计值 (kN) : 2378.083
($\gamma_0 V = 2378.083 \text{ kN}$) $\leq 4206.023 \text{ kN}$ 满足截面要求.

所有剪切面:

承台下边 受剪验算 满足.
承台右边 受剪验算 满足.
承台上边 受剪验算 满足.
承台左边 受剪验算 满足.

(6) 局部受压验算:

根据《桩基规范》5.9.15 及《混凝土规范》6.6.3 进行柱下、桩上承台局部受压验算 ($A_{ln} = A_l$)

桩号 1 (矩形承台角桩) 承台局部受压验算

$A_b (\text{m}^2)$ = 0.640
 $A_l (\text{m}^2)$ = 0.126
 β_1 = 2.257
 β_c = 1.000
承载力设计值 (kN) : 3649.837
局压荷载设计值 (kN) : 1185.652
($\gamma_0 F_l = 1185.652 \text{ kN}$) $\leq$ (局压承载力设计值 = 3649.837 kN) 满足.

桩号 2 (矩形承台角桩) 承台局部受压验算

$A_b (\text{m}^2)$ = 0.640
 $A_l (\text{m}^2)$ = 0.126

$$\beta_1 = 2.257$$

$$\beta_c = 1.000$$

承载力设计值 (kN) : 3649.837

局压荷载设计值 (kN) : 1279.930

$(\gamma_0 F_1 = 1279.930 \text{ kN}) \leq (\text{局压承载力设计值} = 3649.837 \text{ kN})$ 满足.

桩号 3 (矩形承台角桩) 承台局部受压验算

$$A_b (\text{m}^2) = 0.640$$

$$A_l (\text{m}^2) = 0.126$$

$$\beta_1 = 2.257$$

$$\beta_c = 1.000$$

承载力设计值 (kN) : 3649.837

局压荷载设计值 (kN) : 1236.180

$(\gamma_0 F_1 = 1236.180 \text{ kN}) \leq (\text{局压承载力设计值} = 3649.837 \text{ kN})$ 满足.

桩号 4 (矩形承台角桩) 承台局部受压验算

$$A_b (\text{m}^2) = 0.640$$

$$A_l (\text{m}^2) = 0.126$$

$$\beta_1 = 2.257$$

$$\beta_c = 1.000$$

承载力设计值 (kN) : 3649.837

局压荷载设计值 (kN) : 1192.430

$(\gamma_0 F_1 = 1192.430 \text{ kN}) \leq (\text{局压承载力设计值} = 3649.837 \text{ kN})$ 满足.

桩号 5 (矩形承台角桩) 承台局部受压验算

$$A_b (\text{m}^2) = 0.640$$

$$A_l (\text{m}^2) = 0.126$$

$$\beta_1 = 2.257$$

$$\beta_c = 1.000$$

承载力设计值 (kN) : 3649.837

局压荷载设计值 (kN) : 1286.708

$(\gamma_0 F_1 = 1286.708 \text{ kN}) \leq (\text{局压承载力设计值} = 3649.837 \text{ kN})$ 满足.

柱对承台局部受压验算: 不需要验算.

桩对承台局部受压验算: 满足.

(7) 承台受力计算结果

X 向主筋配置: E16@120 (4624 mm^2 , 0.166%) $> A_{sx} = 4461 \text{ mm}^2$ 满足

Y 向主筋配置: E16@120 (4624 mm^2 , 0.166%) $> A_{sy} = 4306 \text{ mm}^2$ 满足

抗冲切 : 满足

抗剪切 : 满足

局部受压 : 满足

地下室整体抗浮计算

1、本工程地下室底板板顶-4.00m,根据地勘报告提供的本工程的抗浮设计水位为-1.0m,底板厚度为 400mm。

2、设计抗浮水头为 3.40m。

3、结构自重计算:

1) : 底板厚 400mm: $0.40 \times 23 = 9.2 \text{KN/m}^2$

2) 一层板厚 180mm: $0.18 \times 23 = 4.14 \text{KN/m}^2$

在完成地下室顶板施工后即停止降水措施,故不考虑二层及以上各层楼面及屋面自重。

4、整体抗浮计算:

$$1.0G-1.00N_w.k=9.2+4.14-1.0 \times 3.40 \times 10 = -20.66 \text{KN/m}^2 < 0$$

仅考虑地下室底板及顶板自重时,抗浮不满足要求,采用抗拔桩(预应力管桩)辅助抗浮。

地下室面积为 120m^2 ,总净浮力为

$20.66 \times 120 = 2479.2 \text{kN}$,地下室部分总桩数为 30,每根桩需要的抗拔力为 $2479.2 \div 30 = 82.64 \text{kN}$

5、抗浮桩极限承载力特征值:

1) 群桩呈非整体破坏时,单根抗浮桩极限承载力标准值

$$T_{uk} = \sum \lambda_i q_{sik} u_{li}$$

$$T_{uk} = 3.14 \times 0.4 \times (90 \times 2 \times 0.75 + 60 \times 3.9 \times 0.6 + 160 \times 5.5 \times 0.7) = 1119 \text{kN}$$

单根抗浮桩极限承载力特征值 $T_a = 1119 / 2 = 559 \text{N}$,大于每根桩需要的抗

拔力 82.64kN ,单桩轴心受拉承载力为 536kN ,故群桩呈非整体破坏

时整体抗浮满足要求。

2) 群桩呈整体破坏时，单根抗浮桩极限承载力标准值

$$nQ_{uk} = W + u_1 \sum \lambda_i q_{sik} l_i$$

桩群与桩间土组成的实体浮重度计算的自重标准值为 $120 \times (9.5 \times 2 + 8.5 \times 3.9 + 10.5 \times 5.5) = 13188 \text{kN}$

大于总净浮力 2894.8kN，故群桩呈整体破坏时整体抗浮满足要求。

裂缝计算

由浮力产生的单桩拉力小于单桩轴心受拉承载力 536kN，故桩身混凝土仍承受压应力，因此裂缝控制满足要求。

A-A

1 基本资料

1.1 几何信息

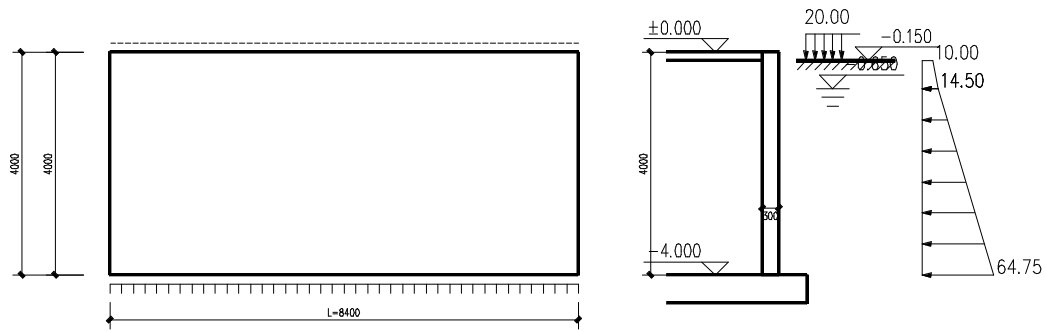
地下室层数	1	地下室顶标高(m)	0.000
墙宽 L(m)	8.400	外地坪标高(m)	-0.150

层高表

层	层高(m)	外墙厚(mm)
-1 层	4.000	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

土压力计算方法	静止土压力
静止土压力系数	0.500
水土侧压计算	水土分算
地下水压是否调整	×

地下水埋深(m)	0.500
土天然容重(kN/m³)	18.00
土饱和容重(kN/m³)	20.00

上部恒载-平时(kN/m)	0.00	上部活载-平时(kN/m)	0.00
上部恒载-战时	---	地面活载-平时(kPa)	20.00

(kN/m)			
--------	--	--	--

1.3 配筋信息

砼强度等级	C30	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)	50	竖向配筋方式	对称
内纵筋保护层 (mm)	20	裂缝限值 (mm)	0.20
泊松比	0.20	裂缝控制配筋	√
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
水压准永久值系数	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): $1.300 \times 0.000 + 1.500 \times 0.000 = 0.000$

准永久组合 (kN/m): $0.000 + 0.500 \times 0.000 = 0.000$

2.1.2 侧压荷载计算

(1) 土压力标准值(kPa)

水土分算，土侧压按静止土压力计算，静止土压力系数 $k = 0.500$

地下室顶面，标高 0.000，在地面（-0.150）以上

$$p = 0$$

$$p_w = 0$$

土压力起算位置，标高-0.150

$$p = 0$$

$$p_w = 0$$

-1 层底，标高-4.000，总埋深 3.850，地下水位以上 0.500，地下水位以下 3.350

$$p = k \gamma h_1 + k (\gamma_{sat} - \gamma_w) h_2 = 0.5 \times 18 \times 0.5 + 0.5 \times (20 - 10) \times 3.35 = 21.25$$

$$p_w = \gamma_w h = 10 \times 3.35 = 33.5$$

地下水位处，标高-0.650，埋深 0.500

$$p = k \gamma h = 0.5 \times 18 \times 0.5 = 4.5$$

$$p_w = 0$$

式中：

- p -----土压力(kN/m²)
- p_w -----水压力(kN/m²)
- k -----土压力系数
- r -----土的天然容重(kN/m³)
- r_{sat} -----土的饱和容重(kN/m³)
- r_w -----水的重度(kN/m³)
- h_1 -----地下水位以上的土层厚度(m)
- h_2 -----地下水位以下的土层厚度(m)

(2)地面上活载等效土压力（标准值，kPa）：

$$p = kG_k = 0.500 \times 20.000 = 10.000$$

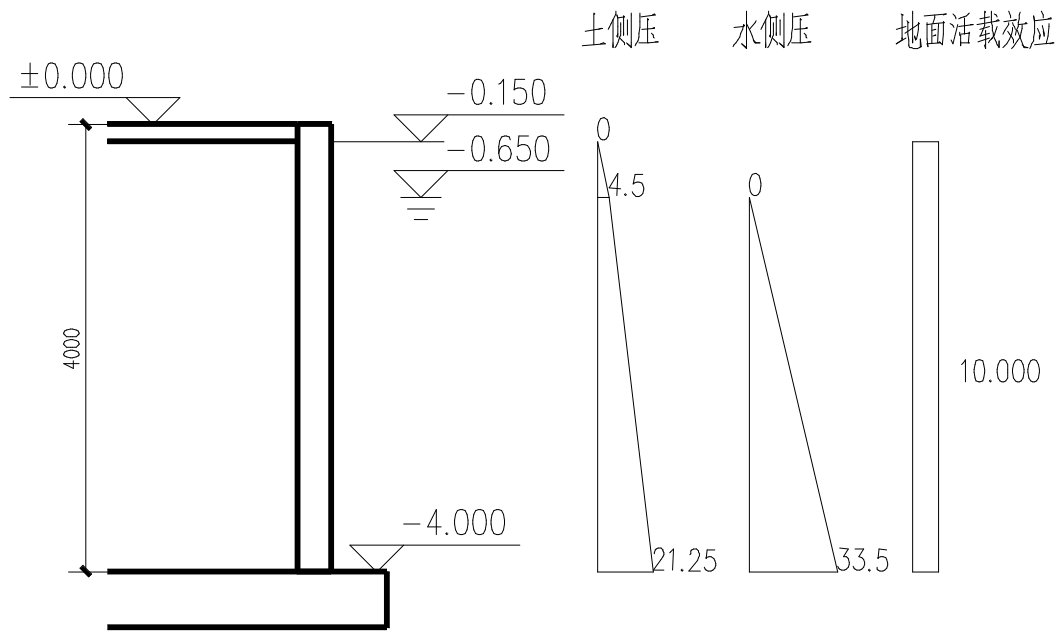
(3) 荷载组合系数表

组合	土压力	水压力	平时地面活载	上部恒载	上部活载
平时组合	1.30	1.50	1.50	1.30	1.50

(4) 侧压力荷载组合计算(kPa)：

位置	标高	土压力	水压力	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	0.00
外地坪顶	-0.15	0.00	0.00	10.00	15.00	5.00
地下水位	-0.65	4.50	0.00	10.00	20.85	9.50

-1 层底	-4.00	21.25	33.50	10.00	92.88	43.00
-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------



荷载图

(5) 侧压荷载分解结果表(kPa):

	平时组合		准永久组合	
地下室层号	均布荷载	三角荷载	均布荷载	三角荷载
-1	13.245	79.630	3.650	39.350

注：表中所列三角荷载值是对应于各层底的荷载值(最大)

-1 层顶高出外地坪面，为了简化内力计算，使用插值法修正了顶面处的侧压荷载值

2.2 内力计算

按连续梁计算

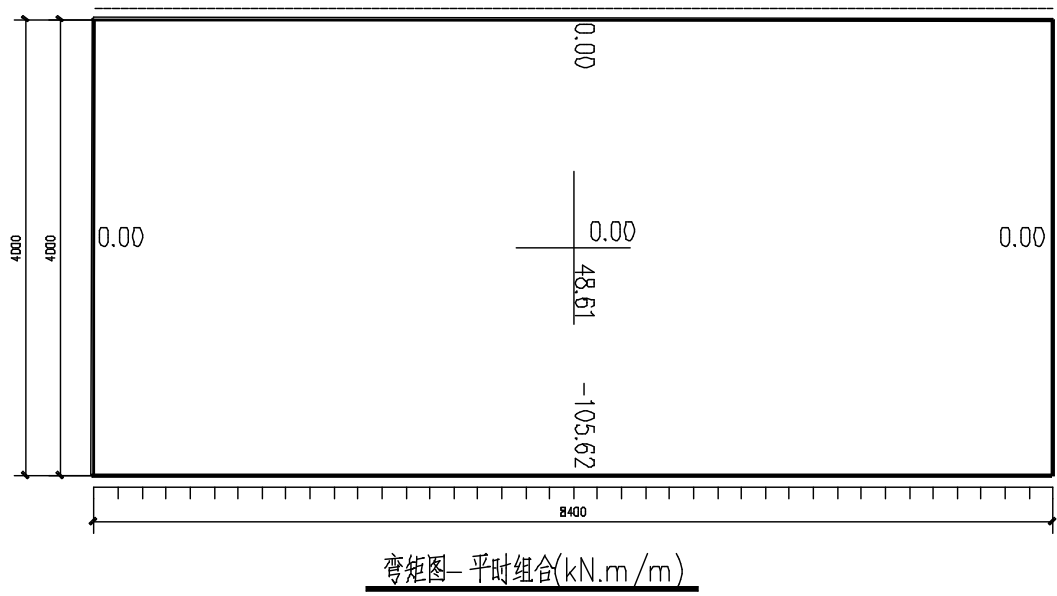
竖向弯矩按连续梁模型计算，水平向弯矩仍按板块模型计算

调幅前(kN.m/m)

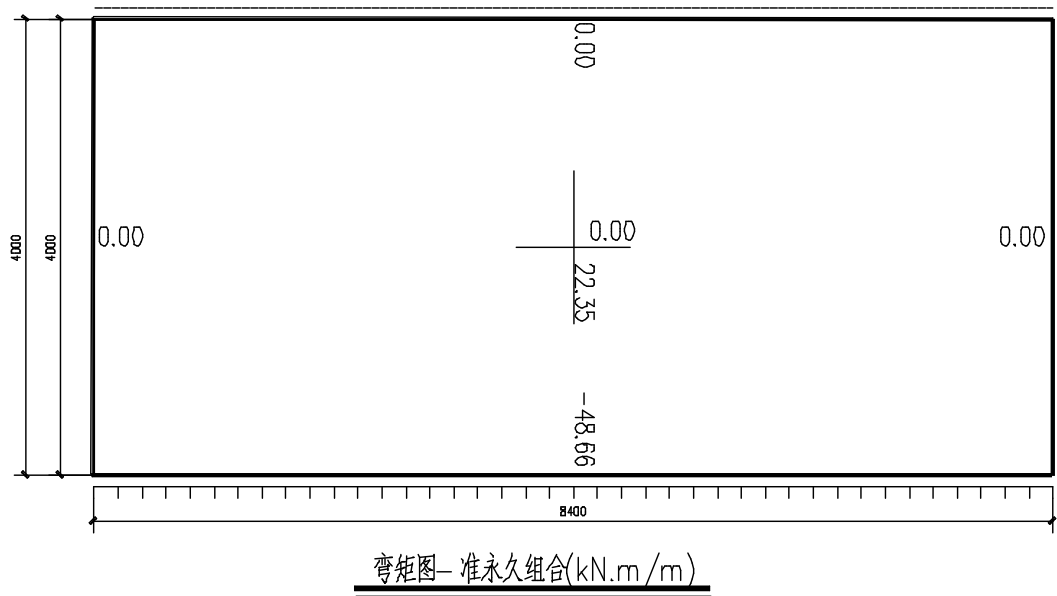
层	部位	平时组合	准永久组合
水平向			
-1 层	左边	0.00	0.00
	跨中	0.00	0.00
	右边	0.00	0.00
竖向			
-1 层	顶边	0.00	0.00

	跨中	48.61	22.35
	底边	-105.62	-48.66

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	0.0	600	0.20
	顶边-外侧	0.00	0.0	600	0.20
	跨中-内侧	48.61	0.0	600	0.20
	跨中-外侧	48.61	0.0	600	0.20
	底边-内侧	-105.62	0.0	600	0.20
	底边-外侧	-105.62	0.0	1313	0.44

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

	底边-外侧	1313	E14@110	1399	0.47	平时组合
--	-------	------	---------	------	------	------

注：表中"计算 A_s "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 A_s	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	0.0	E14@250	616	0.000	满足
	顶边-外侧	0.0	0.0	E14@250	616	0.000	满足
	跨中-内侧	22.3	0.0	E14@250	616	0.056	满足
	跨中-外侧	22.3	0.0	E14@250	616	0.000	满足
	底边-内侧	-48.7	0.0	E14@250	616	0.000	满足
	底边-外侧	-48.7	0.0	E14@110	1399	0.103	满足

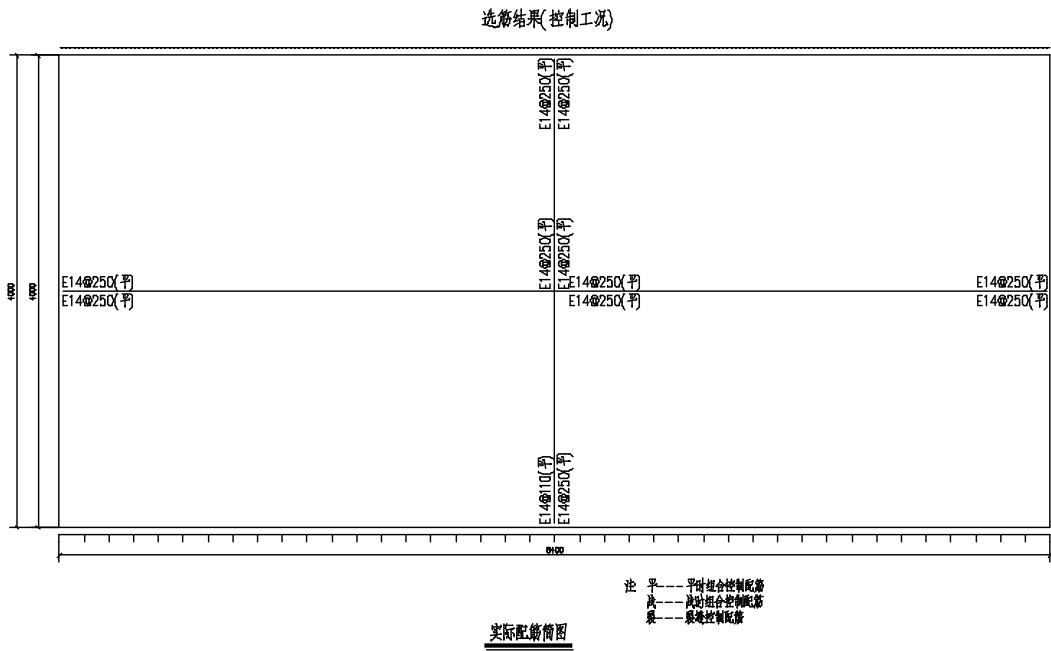
最大裂缝宽度:0.103<=0.200，满足要求。

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@110	1399	0.47	平时组合

实际配筋简图



B-B

1 基本资料

1.1 几何信息

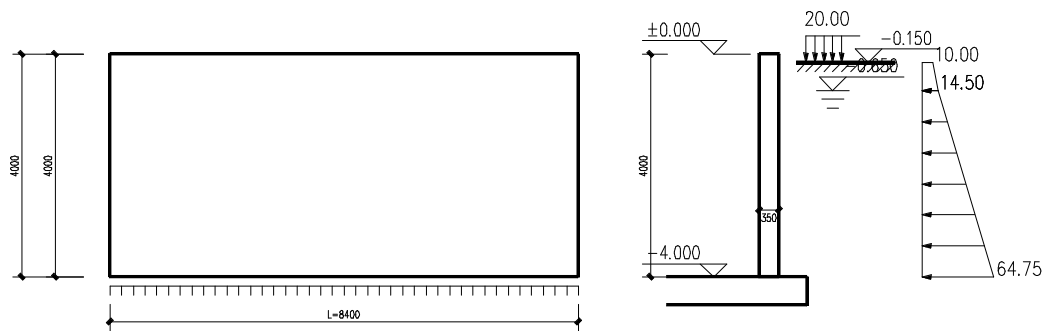
地下室层数	1	地下室顶标高(m)	0.000
墙宽 L(m)	8.400	外地坪标高(m)	-0.150

层高表

层	层高(m)	外墙厚(mm)
-1 层	4.000	350

板边支撑条件表

板边	顶边	底边	侧边
支承方式	自由	固定	自由



外墙尺寸模型简图

1.2 荷载信息

土压力计算方法	静止土压力
静止土压力系数	0.500
水土侧压计算	水土分算
地下水压是否调整	×

地下水埋深(m)	0.500
土天然容重(kN/m³)	18.00
土饱和容重(kN/m³)	20.00

上部恒载-平时(kN/m)	0.00	上部活载-平时(kN/m)	0.00
上部恒载-战时(kN/m)	---	地面活载-平时(kPa)	20.00

1.3 配筋信息

砼强度等级	C30	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)	50	竖向配筋方式	对称
内纵筋保护层(mm)	20	裂缝限值(mm)	0.20
泊松比	0.20	裂缝控制配筋	√
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
水压准永久值系数	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)： $1.300 \times 0.000 + 1.500 \times 0.000 = 0.000$

准永久组合 (kN/m)： $0.000 + 0.500 \times 0.000 = 0.000$

2.1.2 侧压荷载计算

(1) 土压力标准值(kPa)

水土分算，土侧压按静止土压力计算，静止土压力系数 $k = 0.500$

地下室顶面，标高 0.000，在地面 (-0.150) 以上

$$p = 0$$

$$p_w = 0$$

土压力起算位置，标高-0.150

$$p = 0$$

$$p_w = 0$$

-1 层底，标高-4.000，总埋深 3.850，地下水位以上 0.500，地下水位以下 3.350

$$p = k \gamma h_1 + k (\gamma_{sat} - \gamma_w) h_2 = 0.5 \times 18 \times 0.5 + 0.5 \times (20 - 10) \times 3.35 = 21.25$$

$$p_w = \gamma_w h = 10 \times 3.35 = 33.5$$

地下水位处, 标高-0.650, 埋深 0.500

$$p = k \gamma h = 0.5 \times 18 \times 0.5 = 4.5$$

$$p_w = 0$$

式中:

- p -----土压力(kN/m²)
- p_w -----水压力(kN/m²)
- k -----土压力系数
- r -----土的天然容重(kN/m³)
- r_{sat} -----土的饱和容重(kN/m³)
- r_w -----水的重度(kN/m³)
- h₁ -----地下水位以上的土层厚度(m)
- h₂ -----地下水位以下的土层厚度(m)

(2)地面上活载等效土压力 (标准值, kPa):

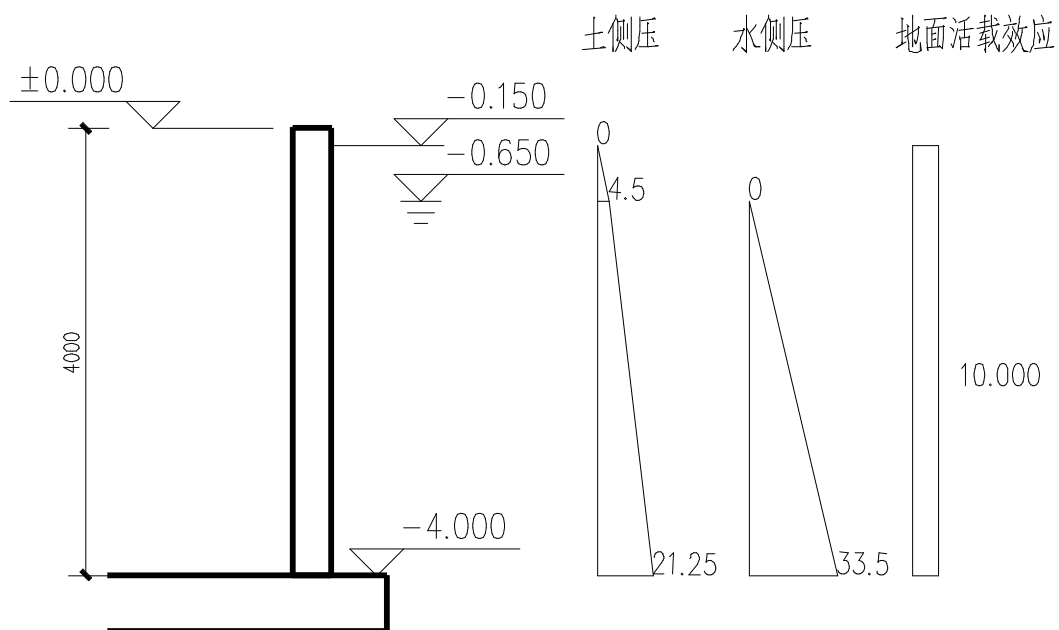
$$p=kG_k=0.500 \times 20.000=10.000$$

(3) 荷载组合系数表

组合	土压力	水压力	平时地面活载	上部恒载	上部活载
平时组合	1.30	1.50	1.50	1.30	1.50

(4) 侧压力荷载组合计算(kPa):

位置	标高	土压力	水压力	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	0.00
外地坪顶	-0.15	0.00	0.00	10.00	15.00	5.00
地下水位	-0.65	4.50	0.00	10.00	20.85	9.50
-1 层底	-4.00	21.25	33.50	10.00	92.88	43.00



荷载图

(5) 侧压荷载分解结果表(kPa):

	平时组合		准永久组合	
地下室层号	均布荷载	三角荷载	均布荷载	三角荷载
-1	13.245	79.630	3.650	39.350

注：表中所列三角荷载值是对应于各层底的荷载值(最大)

-1 层顶高出外地坪面，为了简化内力计算，使用插值法修正了顶面处的侧压荷载值

2.2 内力计算

按连续梁计算

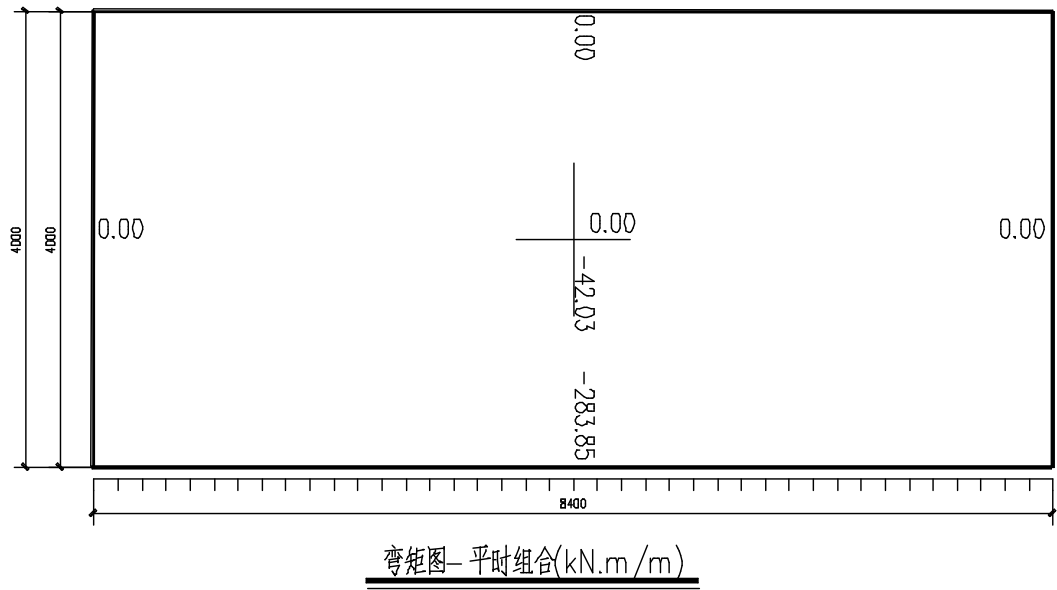
竖向弯矩按连续梁模型计算，水平向弯矩仍按板块模型计算

调幅前(kN.m/m)

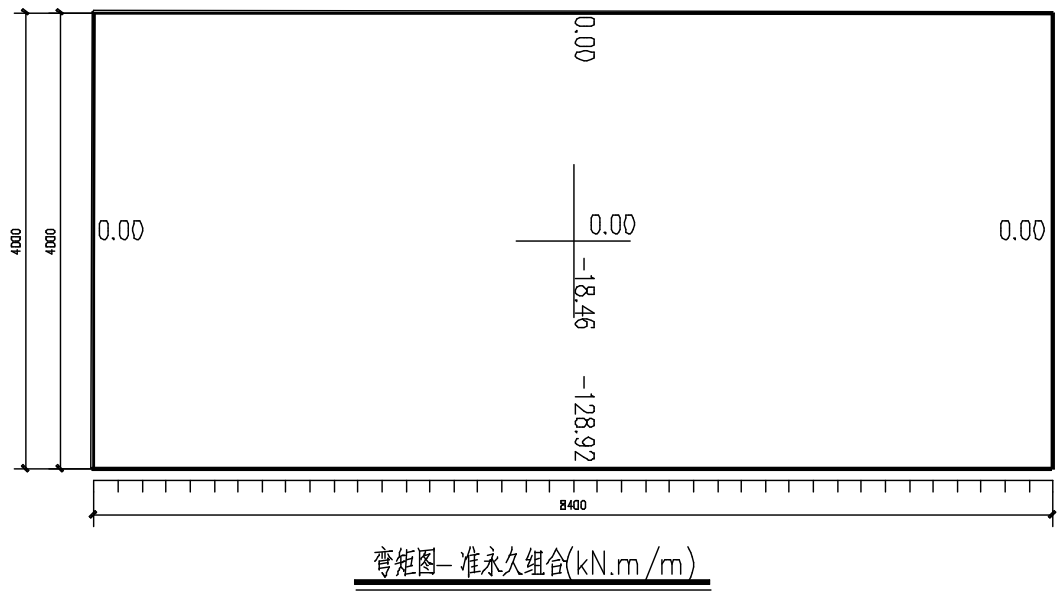
层	部位	平时组合	准永久组合
水平向			
-1 层	顶边左	0.00	0.00
	顶边中	0.00	0.00
	顶边右	0.00	0.00
	左边	0.00	0.00
	跨中	0.00	0.00
	右边	0.00	0.00

竖向			
-1 层	顶边	0.00	0.00
	跨中	-42.03	-18.46
	底边	-283.85	-128.92

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	顶边左-内侧	0.00	-----	700	0.20
	顶边左-外侧	0.00	-----	700	0.20
	顶边中-内侧	0.00	-----	700	0.20
	顶边中-外侧	0.00	-----	700	0.20
	顶边右-内侧	0.00	-----	700	0.20
	顶边右-外侧	0.00	-----	700	0.20
	左边-内侧	0.00	-----	700	0.20
	左边-外侧	0.00	-----	700	0.20
	跨中-内侧	0.00	-----	700	0.20
	跨中-外侧	0.00	-----	700	0.20
	右边-内侧	0.00	-----	700	0.20
	右边-外侧	0.00	-----	700	0.20
	竖向				
	顶边-内侧	0.00	0.0	700	0.20
	顶边-外侧	0.00	0.0	700	0.20
	跨中-内侧	-42.03	0.0	700	0.20
	跨中-外侧	-42.03	0.0	700	0.20
	底边-内侧	-283.85	0.0	700	0.20
	底边-外侧	-283.85	0.0	3149	0.90

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	顶边左-内侧	700	E14@210	733	0.21	平时组合
	顶边左-外侧	700	E14@210	733	0.21	平时组合

	顶边中-内侧	700	E14@210	733	0.21	平时组合
	顶边中-外侧	700	E14@210	733	0.21	平时组合
	顶边右-内侧	700	E14@210	733	0.21	平时组合
	顶边右-外侧	700	E14@210	733	0.21	平时组合
	左边-内侧	700	E14@210	733	0.21	平时组合
	左边-外侧	700	E14@210	733	0.21	平时组合
	跨中-内侧	700	E14@210	733	0.21	平时组合
	跨中-外侧	700	E14@210	733	0.21	平时组合
	右边-内侧	700	E14@210	733	0.21	平时组合
	右边-外侧	700	E14@210	733	0.21	平时组合
竖向	顶边-内侧	700	E14@210	733	0.21	平时组合
	顶边-外侧	700	E14@210	733	0.21	平时组合
	跨中-内侧	700	E14@210	733	0.21	平时组合
	跨中-外侧	700	E14@210	733	0.21	平时组合
	底边-内侧	700	E14@210	733	0.21	平时组合
	底边-外侧	3149	E18@80	3181	0.91	平时组合

注：表中"计算 A_s "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 A_s	裂缝 (mm)	结论
-1 层							
水平向	顶边左-内侧	0.0	-----	E14@210	733	0.000	满足
	顶边左-外侧	0.0	-----	E14@210	733	0.000	满足
	顶边中-内侧	0.0	-----	E14@210	733	0.000	满足
	顶边中-外侧	0.0	-----	E14@210	733	0.000	满足
	顶边右-内侧	0.0	-----	E14@210	733	0.000	满足
	顶边右-外	0.0	-----	E14@210	733	0.000	满足

	侧						
	左边-内侧	0.0	-----	E14@210	733	0.000	满足
	左边-外侧	0.0	-----	E14@210	733	0.000	满足
	跨中-内侧	0.0	-----	E14@210	733	0.000	满足
	跨中-外侧	0.0	-----	E14@210	733	0.000	满足
	右边-内侧	0.0	-----	E14@210	733	0.000	满足
	右边-外侧	0.0	-----	E14@210	733	0.000	满足
竖向	顶边-内侧	0.0	0.0	E14@210	733	0.000	满足
	顶边-外侧	0.0	0.0	E14@210	733	0.000	满足
	跨中-内侧	-18.5	0.0	E14@210	733	0.000	满足
	跨中-外侧	-18.5	0.0	E14@210	733	0.039	满足
	底边-内侧	-128.9	0.0	E14@210	733	0.000	满足
	底边-外侧	-128.9	0.0	E18@80	3181	0.174	满足

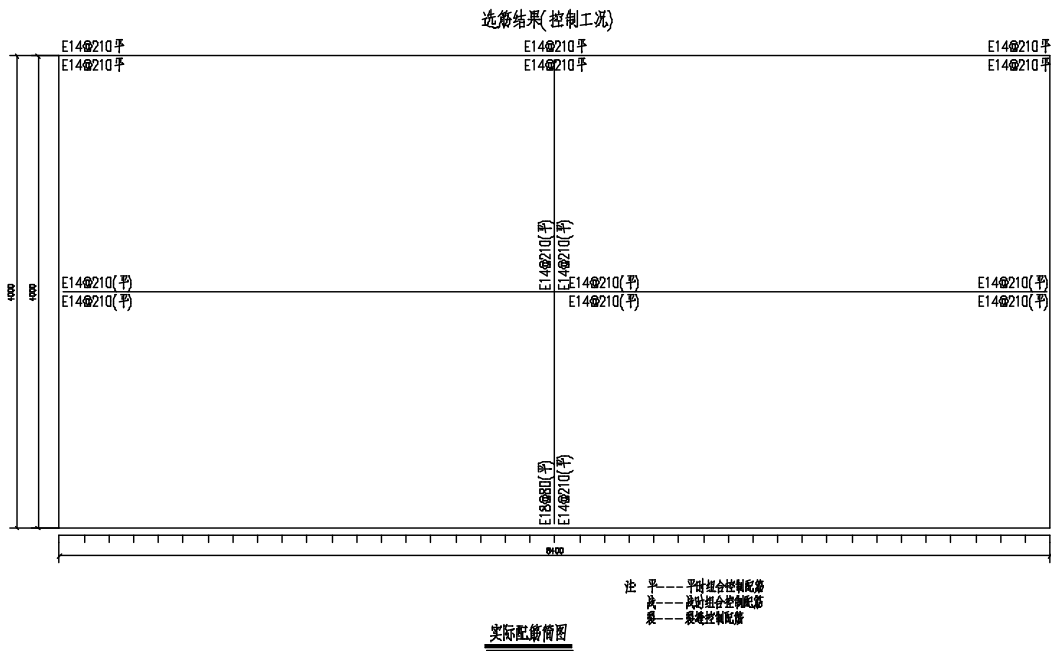
最大裂缝宽度:0.174<=0.200, 满足要求。

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	顶边左-内侧	E14@210	733	0.21	平时组合
向	顶边左-外侧	E14@210	733	0.21	平时组合
	顶边中-内侧	E14@210	733	0.21	平时组合
	顶边中-外侧	E14@210	733	0.21	平时组合
	顶边右-内侧	E14@210	733	0.21	平时组合
	顶边右-外侧	E14@210	733	0.21	平时组合
	左边-内侧	E14@210	733	0.21	平时组合
	左边-外侧	E14@210	733	0.21	平时组合
	跨中-内侧	E14@210	733	0.21	平时组合
	跨中-外侧	E14@210	733	0.21	平时组合
	右边-内侧	E14@210	733	0.21	平时组合
	右边-外侧	E14@210	733	0.21	平时组合
竖向	顶边-内侧	E14@210	733	0.21	平时组合
	顶边-外侧	E14@210	733	0.21	平时组合

	跨中-内侧	E14@210	733	0.21	平时组合
	跨中-外侧	E14@210	733	0.21	平时组合
	底边-内侧	E14@210	733	0.21	平时组合
	底边-外侧	E18@80	3181	0.91	平时组合

实际配筋简图



C-C(无水挡土工况下)

1 基本资料

1.1 几何信息

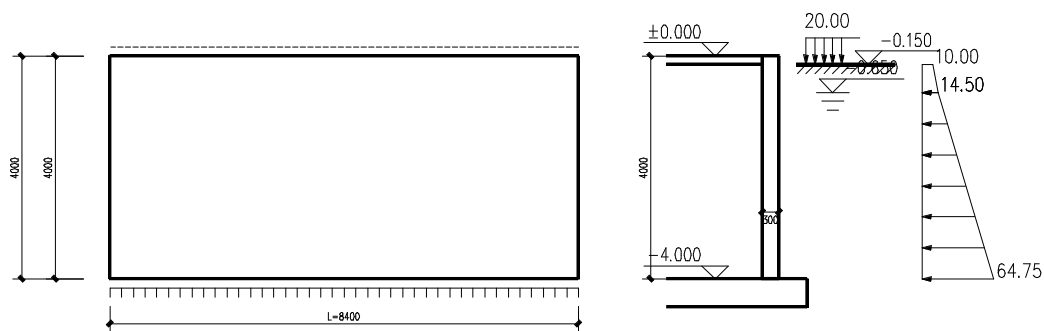
地下室层数	1	地下室顶标高(m)	0.000
墙宽 L(m)	8.400	外地坪标高(m)	-0.150

层高表

层	层高(m)	外墙厚(mm)
-1 层	4.000	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

土压力计算方法	静止土压力
静止土压力系数	0.500
水土侧压计算	水土分算
地下水压是否调整	×

地下水埋深(m)	0.500
土天然容重(kN/m³)	18.00
土饱和容重(kN/m³)	20.00

上部恒载-平时(kN/m)	0.00	上部活载-平时(kN/m)	0.00
上部恒载-战时(kN/m)	---	地面活载-平时(kPa)	20.00

1.3 配筋信息

砼强度等级	C30	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)	50	竖向配筋方式	对称
内纵筋保护层(mm)	50	裂缝限值(mm)	0.20
泊松比	0.20	裂缝控制配筋	√
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
水压准永久值系数	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)： $1.300 \times 0.000 + 1.500 \times 0.000 = 0.000$

准永久组合 (kN/m)： $0.000 + 0.500 \times 0.000 = 0.000$

2.1.2 侧压荷载计算

(1) 土压力标准值(kPa)

水土分算，土侧压按静止土压力计算，静止土压力系数 $k = 0.500$

地下室顶面，标高 0.000，在地面 (-0.150) 以上

$$p = 0$$

$$p_w = 0$$

土压力起算位置，标高-0.150

$$p = 0$$

$$p_w = 0$$

-1 层底，标高-4.000，总埋深 3.850，地下水位以上 0.500，地下水位以下 3.350

$$p = k \gamma h_1 + k (\gamma_{sat} - \gamma_w) h_2 = 0.5 \times 18 \times 0.5 + 0.5 \times (20 - 10) \times 3.35 = 21.25$$

$$p_w = \gamma_w h = 10 \times 3.35 = 33.5$$

地下水位处, 标高-0.650, 埋深 0.500

$$p = k \gamma h = 0.5 \times 18 \times 0.5 = 4.5$$

$$p_w = 0$$

式中:

- p -----土压力(kN/m²)
- p_w -----水压力(kN/m²)
- k -----土压力系数
- r -----土的天然容重(kN/m³)
- r_{sat} -----土的饱和容重(kN/m³)
- r_w -----水的重度(kN/m³)
- h₁ -----地下水位以上的土层厚度(m)
- h₂ -----地下水位以下的土层厚度(m)

(2)地面上活载等效土压力 (标准值, kPa):

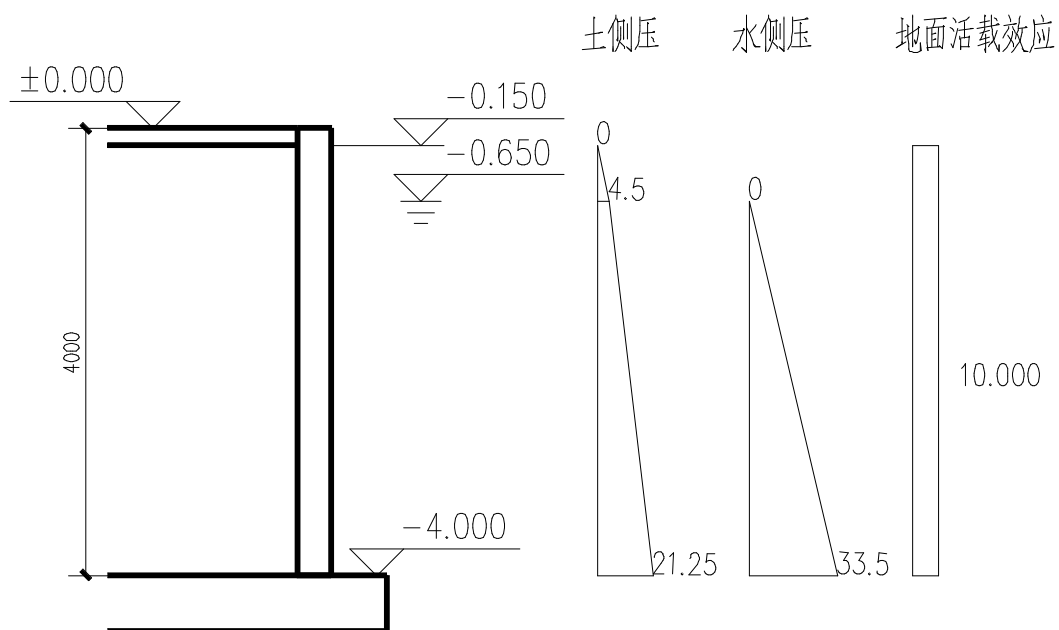
$$p=kG_k=0.500 \times 20.000=10.000$$

(3) 荷载组合系数表

组合	土压力	水压力	平时地面活载	上部恒载	上部活载
平时组合	1.30	1.50	1.50	1.30	1.50

(4) 侧压力荷载组合计算(kPa):

位置	标高	土压力	水压力	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	0.00
外地坪顶	-0.15	0.00	0.00	10.00	15.00	5.00
地下水位	-0.65	4.50	0.00	10.00	20.85	9.50
-1 层底	-4.00	21.25	33.50	10.00	92.88	43.00



荷载图

(5) 侧压荷载分解结果表(kPa):

	平时组合		准永久组合	
地下室层号	均布荷载	三角荷载	均布荷载	三角荷载
-1	13.245	79.630	3.650	39.350

注：表中所列三角荷载值是对应于各层底的荷载值(最大)

-1 层顶高出外地坪面，为了简化内力计算，使用插值法修正了顶面处的侧压荷载值

2.2 内力计算

按连续梁计算

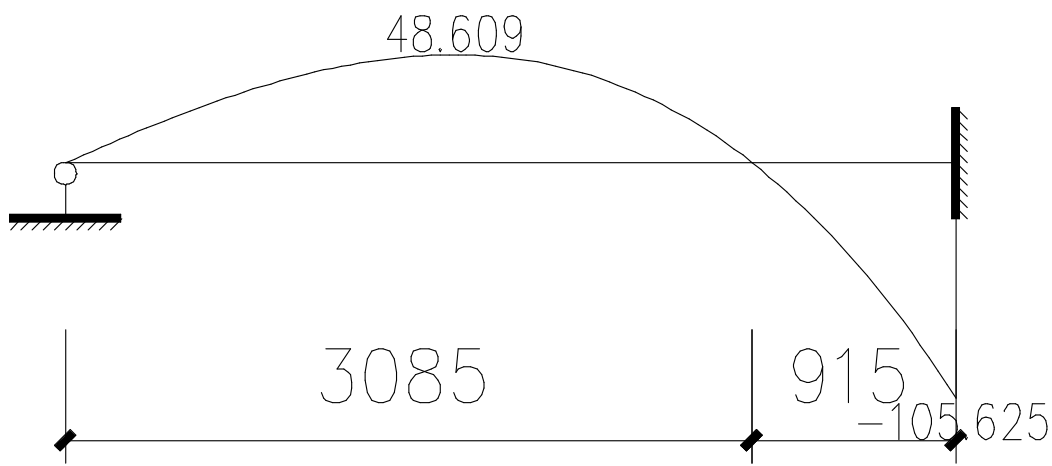
竖向弯矩按连续梁模型计算，水平向弯矩仍按板块模型计算

调幅前(kN.m/m)

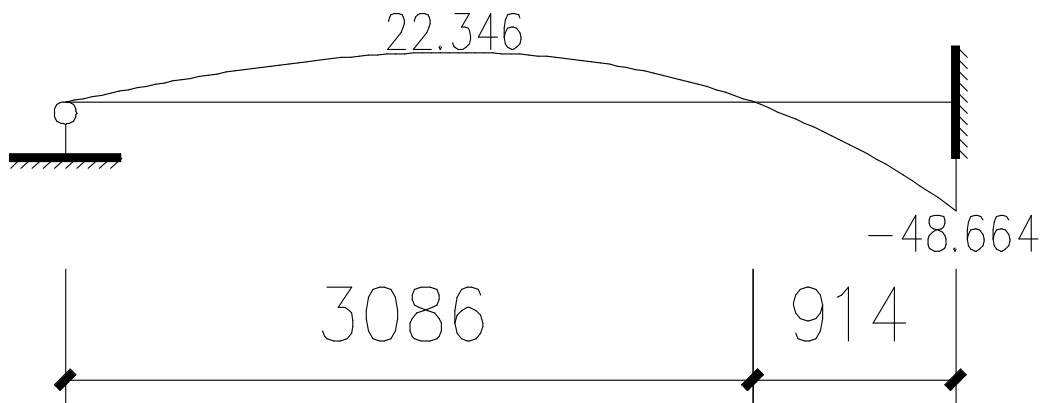
层	部位	平时组合	准永久组合
水平向			
-1 层	左边	0.00	0.00
	跨中	0.00	0.00
	右边	0.00	0.00
竖向			
-1 层	顶边	0.00	0.00
	跨中	48.61	22.35

	底边	-105.62	-48.66
--	----	---------	--------

结果不进行调幅
平时组合弯矩图

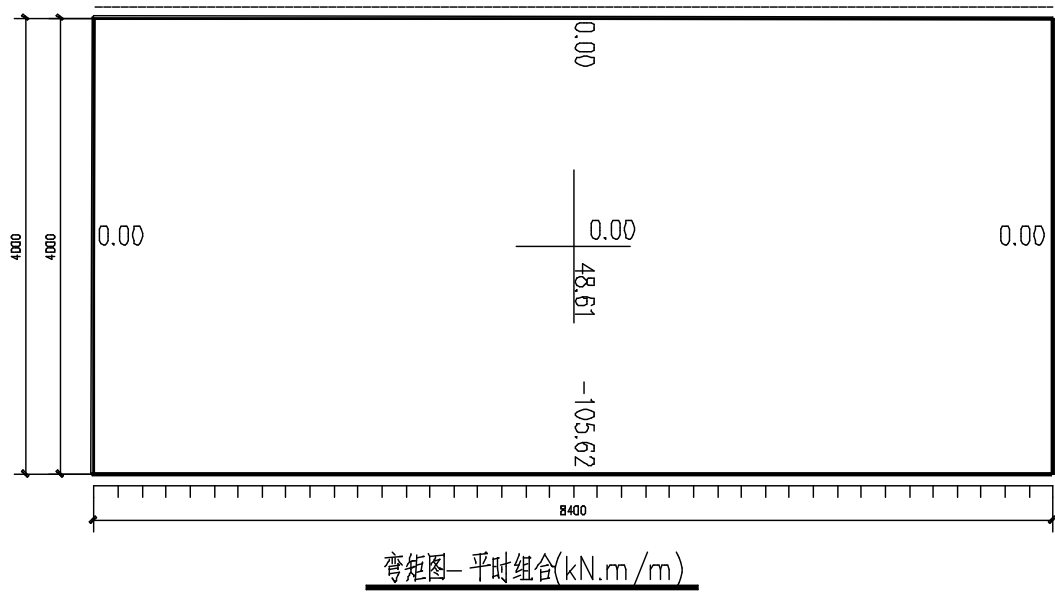


竖向弯矩图— 平时组合(kN.m/m)



竖向弯矩图— 准永久组合(kN.m/m)

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	0.0	600	0.20
	顶边-外侧	0.00	0.0	600	0.20
	跨中-内侧	48.61	0.0	600	0.20
	跨中-外侧	48.61	0.0	600	0.20
	底边-内侧	-105.62	0.0	600	0.20

	底边-外侧	-105.62	0.0	1313	0.44
--	-------	---------	-----	------	------

2.3.3 控制情况计算配筋表

层	部位	计算 A_s	选筋	实配 A_s	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	1313	E14@110	1399	0.47	平时组合

注：表中"计算 A_s "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 A_s	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	0.0	E14@250	616	0.000	满足
	顶边-外侧	0.0	0.0	E14@250	616	0.000	满足

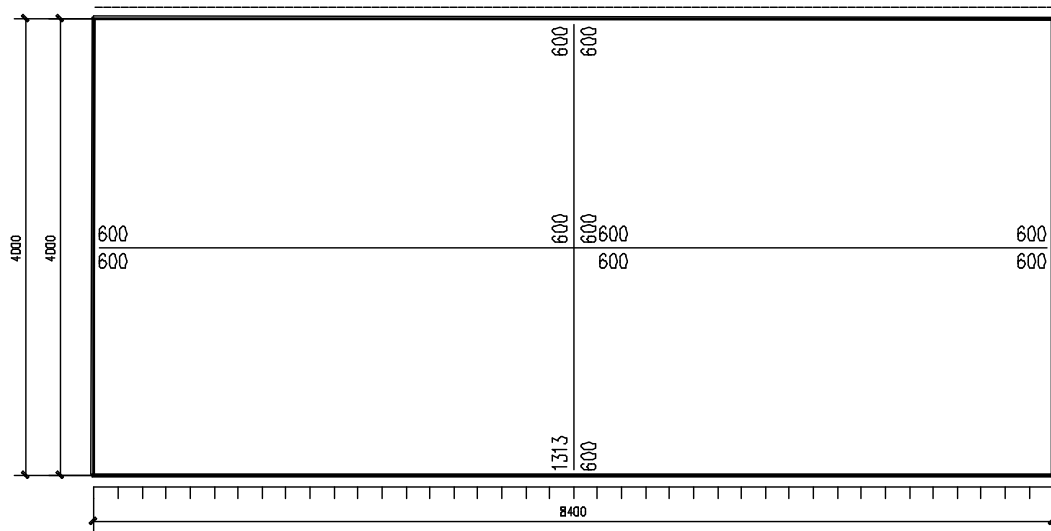
	跨中-内侧	22.3	0.0	E14@250	616	0.119	满足
	跨中-外侧	22.3	0.0	E14@250	616	0.000	满足
	底边-内侧	-48.7	0.0	E14@250	616	0.000	满足
	底边-外侧	-48.7	0.0	E14@110	1399	0.103	满足

最大裂缝宽度:0.119<=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
	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
竖向	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@110	1399	0.47	平时组合

实际配筋简图



计算配筋面积简图-平时组合(mm²/m)

C-C(无土挡水工况下)、D-D

按弹性板计算:

1 计算条件

计算跨度: $L_x=8.400\text{m}$

$L_y=4.000\text{m}$

板厚 $h=300\text{mm}$

板容重= 25.00kN/m^3 ; 不考虑板自重荷载

恒载分项系数=1.30 ; 活载分项系数=1.50

活载调整系数=1.00 ;

荷载设计值(不包括自重荷载):

三角形荷载= 60.00kN/m^2

砼强度等级: C30, $f_c=14.30\text{ N/mm}^2$, $E_c=3.00 \times 10^4\text{ N/mm}^2$

支座纵筋级别: HRB400, $f_y=360.00\text{ N/mm}^2$, $E_s=2.00 \times 10^5\text{ N/mm}^2$

板底纵筋级别: HRB400, $f_y=360.00\text{ N/mm}^2$, $E_s=2.00 \times 10^5\text{ N/mm}^2$

纵筋混凝土保护层=50mm, 配筋计算 $a_s=55\text{mm}$, 泊松比=0.20

支撑条件=

四边	上:简支	下:固定	左:自由	右:自由
角柱	左下:无	右下:无	右上:无	左上:无

2 计算结果

弯矩单位:kN.m/m, 配筋面积: mm^2/m , 构造配筋率:0.20%

弯矩计算方法: 单向板按公式法

挠度计算方法: 单向板按公式法。

2.1 跨中: [水平] [竖向]

弯矩 0.0 28.6

面积 600 (0.20%) 600 (0.20%)

实配 E14@250 (616) E14@250 (616)

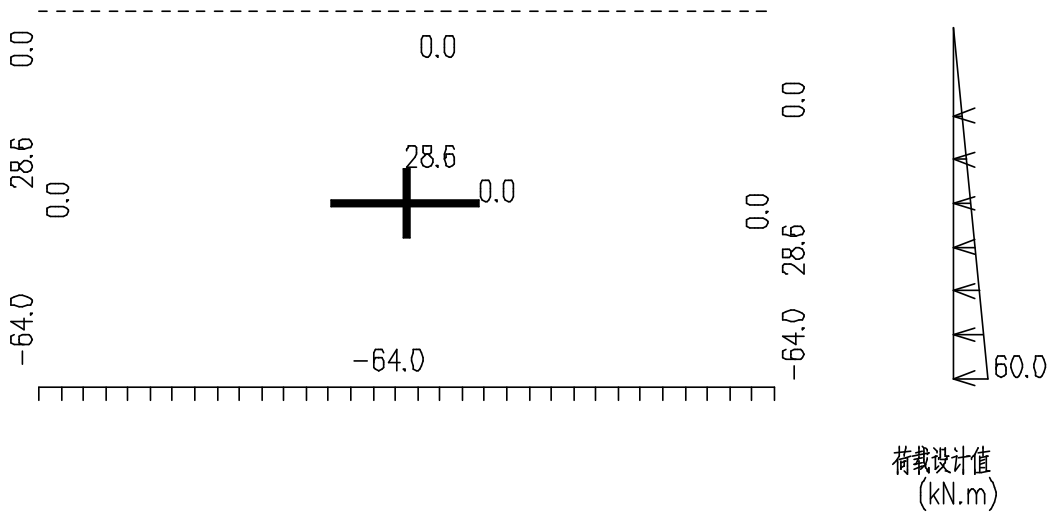
2.2 四边:	[上]	[下]	[左]	[右]
弯矩	0.0	-64.0	0.0	0.0
面积	600 (0.20%)	755 (0.25%)	600 (0.20%)	600 (0.20%)
实配	E14@250 (616)	E16@250 (804)	E14@250 (616)	E14@250 (616)

2.3 挠度结果 (按单向板计算):

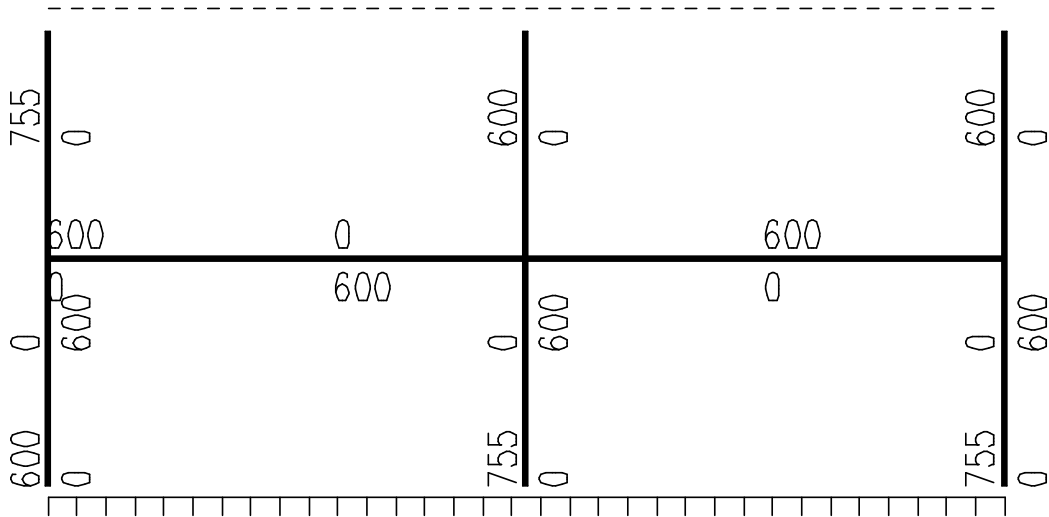
挠度验算: $2.94 < f_{\max} = 20.00\text{mm}$, 满足

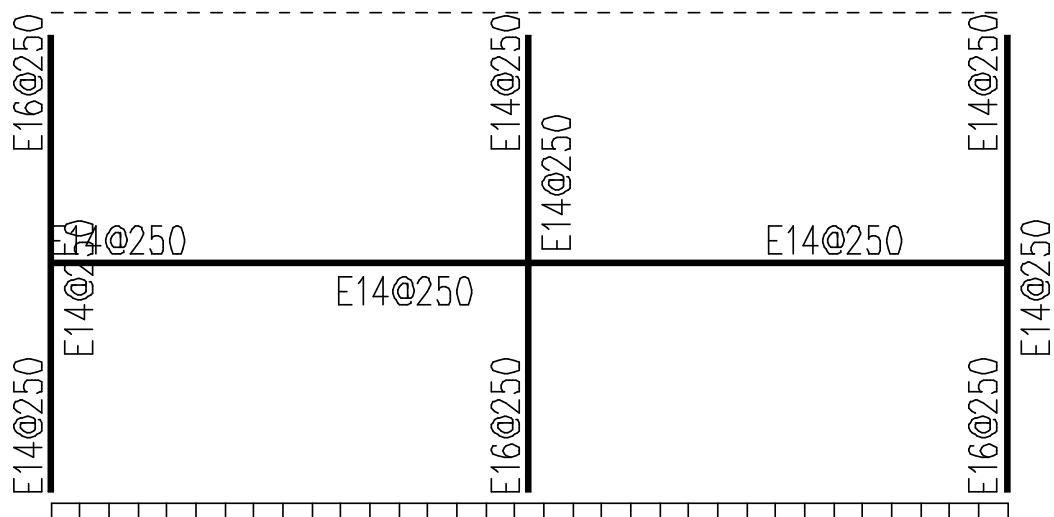
2.4 支座最大裂缝: $0.187 < [\omega_{\max}] = 0.20\text{mm}$, 满足

2.5 跨中最大裂缝: $0.046 < [\omega_{\max}] = 0.20\text{mm}$, 满足

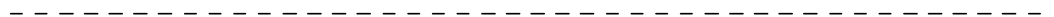


弯矩(kN.m)





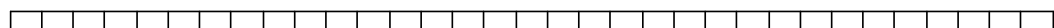
配筋选筋



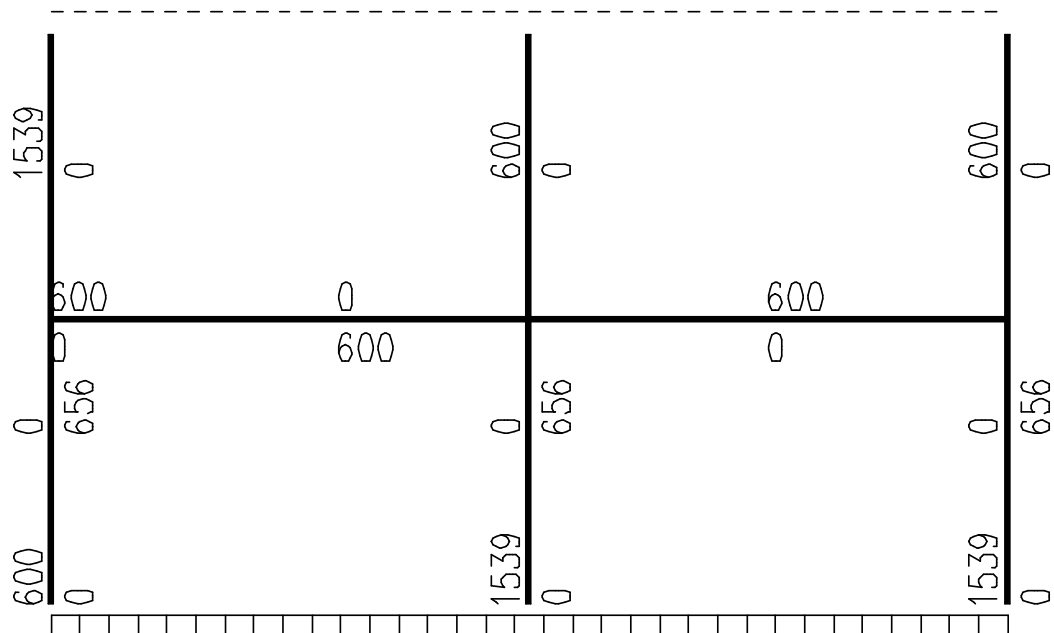
0.05



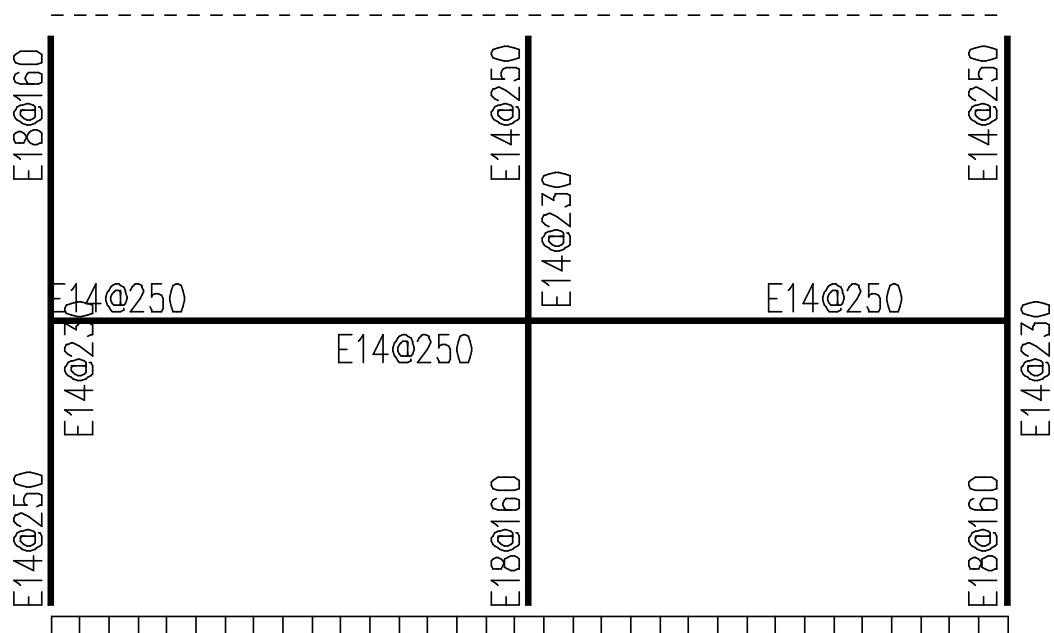
0.19



裂缝宽度(mm)



配筋面积(mm²)

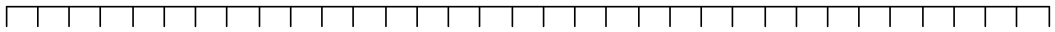


配筋选筋

0.19



0.20



裂缝宽度(mm)

LT1

1 已知条件:

几何信息:

左标高=0.000m ; 右标高=1.950m

平台长度(左)=0mm ; 平台长度(右)=2200mm

平台厚度(左)=120mm ; 平台厚度(右)= 110mm

内延长(左)= 0mm ; 内延长(右)= 0mm

平台梁尺寸:

$B_2=250\text{mm}$; $H_2=500\text{mm}$

$B_3=250\text{mm}$; $H_3=500\text{mm}$

$B_4=250\text{mm}$; $H_4=500\text{mm}$

梯段长度= 3600mm ; 踏步数= 13

梯板厚度= 140mm ; 梯跨长度 $L_0= 4000\text{mm}$, 梯井宽: 200mm

平面类型: 双跑

荷载信息:

附加恒荷载= 2.000kN/m^2 活荷载: 3.500kN/m^2

恒载分项系数: 1.45 ; 活载分项系数: 1.65 ; 活载调整系数: $\gamma_L=1.00$

混凝土等级: C30 , $f_c=14.30\text{ N/mm}^2$

混凝土容重: 26.00 kN/mm^3

配筋调整系数: 1.00 ; 纵筋保护层厚度: $c=15\text{mm}$

板纵筋等级: HRB400 ; $f_y=360\text{ N/mm}^2$

梁纵筋等级: HRB400 ; $f_y=360\text{ N/mm}^2$

梁箍筋等级: HRB400 ; $f_y=360\text{ N/mm}^2$

验算信息:

挠度限值: $L_0/200$; 裂缝限值: 0.30mm

计算要求:

1) 楼梯板计算; 2) 平台梁计算; 3) 板裂缝验算; 4) 板挠度验算

2 荷载与内力计算:

(1) 荷载计算

标准值(q_k):

斜梯段: 11.520 kN/m 右平台: 8.360 kN/m

设计值(q):

斜梯段: 15.676 kN/m 右平台: 11.568 kN/m

右平台梁(TL-2): 59.520 kN/m

准永久值(q_e):

斜梯段: 9.770 kN/m 右平台: 6.610 kN/m

(2) 内力计算:

a. 楼梯板: 矩阵位移法求解。

b. 平台梁: 跨中弯矩 $M_c=1/8 \cdot qL^2$; 支座剪力 $V_k=1/2 \cdot qL$

3 计算结果:

计算说明:

(a) 简化方法: 取板沿着宽度方向单位长度的板带

(b) 计算方法: 矩阵位移法

单位说明:

弯矩:kN.m/m 剪力:kN/m 挠度:mm
纵筋面积:mm²/m 截面尺寸:mm×mm 裂缝:mm

板段配筋计算结果:

计算板段-1(斜梯段): 截面 B×H = 1000×140

截面:	左	中	右
弯矩(M):	-0.000	23.381	-17.687
剪力(V):	22.809	-4.096	-31.002
截面验算: V _{max} =31.00kN < 0.7β _h f _t bh ₀ =120.12kN 截面满足			
上部计算纵筋(As'):	0.000	0.000	428.712
下部计算纵筋(As):	280.000	576.033	0.000
上纵实配:	E8@200 (251, 0.18%)		E10@180 (436, 0.31%)
下纵实配:	E10@130 (604, 0.43%) E10@130 (604, 0.43%) E10@130 (604, 0.43%)		
挠度限值: [f]=	21.59mm		
验算结论: f _{max} =	21.26mm < [f]=21.59mm (4318/200), 满足。		
裂缝(w):	0.000	0.109	0.148
裂缝限值: [ω]=	0.30mm		
验算结论: ω _{max} =	0.148mm < [ω]=0.30mm, 满足。		

计算板段-2(右平台): 截面 B×H = 1000×110

截面:	左	中	右
弯矩(M):	-17.687	4.981	0.000
剪力(V):	20.526	8.524	-3.478
截面验算: V _{max} =20.53kN < 0.7β _h f _t bh ₀ =90.09kN 截面满足			
上部计算纵筋(As'):	595.509	0.000	0.000
下部计算纵筋(As):	0.000	220.000	220.000
上部纵筋(As'):	595.51		250.83
下部纵筋(As):		220.00	
上纵实配:	E8@80 (628, 0.57%)		E8@80 (628, 0.57%)
下纵实配:	E8@200 (251, 0.23%) E8@200 (251, 0.23%) E8@200 (251, 0.23%)		
挠度限值: [f]=	10.38mm		
验算结论: f _{max} =	2.87mm < [f]=10.38mm (2075/200), 满足。		
裂缝(w):	0.112	0.002	0.000
裂缝限值: [ω]=	0.30mm		
验算结论: ω _{max} =	0.112mm < [ω]=0.30mm, 满足。		

平台梁配筋结果:

单位说明:

弯矩:kN.m 剪力:kN 截面尺寸:mm*mm
纵筋面积:mm² 箍筋面积:mm²/m
内力计算: 公式法

右平台梁(TL-2)：B×H=250×500 Mc=125.07kN.m Vk=122.02kN

截面验算：V=122.02kN < 0.250β_cf_cbh₀=424.53kN 截面满足

	计算面积	实配面积	实配钢筋	配筋率
上部钢筋：	250	308	2E14	0.25%
下部钢筋：	799	804	4E16	0.64%
箍筋：	238	503	E8@200	0.20%

LT2

1 已知条件：

几何信息：

左标高=0.000m ； 右标高=1.950m
平台长度(左)=2200mm ； 平台长度(右)=1700mm
平台厚度(左)=110mm ； 平台厚度(右)= 110mm
内延长(左)= 0mm ； 内延长(右)= 0mm
平台梁尺寸：
B₁=250mm ； H₁=500mm
B₂=250mm ； H₂=500mm
B₃=250mm ； H₃=500mm
B₄=250mm ； H₄=500mm
梯段长度= 3600mm ； 踏步数= 13
梯板厚度= 130mm ； 梯跨长度 L₀= 4000mm ， 梯井宽： 200mm
平面类型：双跑

荷载信息：

附加恒荷载= 2.000kN/m² 活荷载： 3.500kN/m²
恒载分项系数： 1.45 ； 活载分项系数： 1.65 ； 活载调整系数： γ_L=1.00
混凝土等级： C30 ， f_c=14.30 N/mm²
混凝土容重： 26.00 kN/mm³
配筋调整系数： 1.00 ； 纵筋保护层厚度： c=15mm
板纵筋等级： HRB400 ； f_y=360 N/mm²
梁纵筋等级： HRB400 ； f_y=360 N/mm²
梁箍筋等级： HRB400 ； f_y=360 N/mm²

验算信息：

挠度限值： L₀/200 ； 裂缝限值： 0.30mm

计算要求：

1) 楼梯板计算； 2) 平台梁计算； 3) 板裂缝验算； 4) 板挠度验算

2 荷载与内力计算：

(1) 荷载计算

标准值(q_k)：

左平台： 8.360 kN/m 斜梯段： 11.229 kN/m 右平台： 8.360 kN/m

设计值(q)：

左平台： 11.568 kN/m 斜梯段： 15.298 kN/m 右平台： 11.568 kN/m
左平台梁(TL-1)： 52.670 kN/m

右平台梁(TL-2): 51.993 kN/m
准永久值(qe):
左平台: 6.610 kN/m 斜梯段: 9.479 kN/m 右平台: 6.610 kN/m

(2)内力计算:

- a. 楼梯板: 矩阵位移法求解。
b. 平台梁: 跨中弯矩 $M_c=1/8 \cdot qL^2$; 支座剪力 $V_k=1/2 \cdot qL$

3 计算结果:

计算说明:

- (a)简化方法: 取板沿着宽度方向单位长度的板带
(b)计算方法: 矩阵位移法

单位说明:

弯矩:kN.m/m 剪力:kN/m 挠度:mm
纵筋面积:mm²/m 截面尺寸:mm×mm 裂缝:mm

板段配筋计算结果:

计算板段-1(左平台): 截面 B×H = 1000×110

截面:	左	中	右
弯矩(M):	0.000	4.981	-14.513
剪力(V):	5.008	-6.994	-18.996
截面验算: $V_{max}=19.00kN < 0.7\beta_h f_t b h_0=90.09kN$ 截面满足			
上部计算纵筋(A_s'):	0.000	0.000	480.172
下部计算纵筋(A_s):	220.000	220.000	0.000
上部纵筋(A_s'):	250.83		480.17
下部纵筋(A_s):		220.00	
上纵实配:	E8@100(503, 0.46%)		E8@100(503, 0.46%)
下纵实配:	E8@200(251, 0.23%)	E8@200(251, 0.23%)	E8@200(251, 0.23%)
挠度限值: $[f]=$	10.38mm		
验算结论: $f_{max}=1.81mm < [f]=10.38mm(2075/200)$,	满足。		
裂缝(w):	0.000	0.005	0.111
裂缝限值: $[\omega]=$	0.30mm		
验算结论: $\omega_{max}=0.111mm < [\omega]=0.30mm$,	满足。		

计算板段-2(斜梯段): 截面 B×H = 1000×130

截面:	左	中	右
弯矩(M):	-14.513	22.793	-14.508
剪力(V):	26.272	0.001	-26.269
截面验算: $V_{max}=26.27kN < 0.7\beta_h f_t b h_0=110.11kN$ 截面满足			
上部计算纵筋(A_s'):	383.296	0.000	383.172
下部计算纵筋(A_s):	0.000	619.511	0.000
上纵实配:	E10@200(393, 0.30%)		E10@200(393, 0.30%)
下纵实配:	E10@120(654, 0.50%)	E10@120(654, 0.50%)	E10@120(654, 0.50%)
挠度限值: $[f]=$	21.58mm		

验算结论: $f_{max}=15.14\text{mm} < [f]=21.58\text{mm}(4316/200)$, 满足。

裂 缝(w): 0.144 0.031 0.148

裂缝限值: $[\omega]=0.30\text{mm}$

验算结论: $\omega_{max}=0.148\text{mm} < [\omega]=0.30\text{mm}$, 满足。

计算板段-3(右平台): 截面 $B\times H=1000\times 110$

截 面: 左 中 右

弯 矩(M): -14.508 2.870 0.000

剪 力(V): 18.321 9.212 0.102

截面验算: $V_{max}=18.32\text{kN} < 0.7\beta_h f_t b h_0=90.09\text{kN}$ 截面满足

上部计算纵筋(A_s'): 480.012 0.000 0.000

下部计算纵筋(A_s): 0.000 220.000 220.000

上部纵筋(A_s'): 480.01 250.83

下部纵筋(A_s): 220.00

上纵实配: E8@100(503, 0.46%) E8@100(503, 0.46%)

下纵实配: E8@200(251, 0.23%) E8@200(251, 0.23%) E8@200(251, 0.23%)

挠度限值: $[f]=7.88\text{mm}$

验算结论: $f_{max}=1.88\text{mm} < [f]=7.88\text{mm}(1575/200)$, 满足。

裂 缝(w): 0.113 0.000 0.000

裂缝限值: $[\omega]=0.30\text{mm}$

验算结论: $\omega_{max}=0.113\text{mm} < [\omega]=0.30\text{mm}$, 满足。

平台梁配筋结果:

单位说明:

弯 矩:kN.m 剪 力:kN 截面尺寸:mm*mm

纵筋面积: mm^2 箍筋面积: mm^2/m

内力计算: 公式法

左平台梁(TL-1): $B\times H=250\times 500$ $M_c=110.67\text{kN.m}$ $V_k=107.97\text{kN}$

截面验算: $V=107.97\text{kN} < 0.250\beta_c f_c b h_0=424.53\text{kN}$ 截面满足

	计算面积	实配面积	实配钢筋	配筋率
上部纵筋:	250	308	2E14	0.25%
下部纵筋:	699	710	2E18+1E16	0.57%
箍筋:	238	335	E8@300	0.13%

右平台梁(TL-2): $B\times H=250\times 500$ $M_c=109.25\text{kN.m}$ $V_k=106.59\text{kN}$

截面验算: $V=106.59\text{kN} < 0.250\beta_c f_c b h_0=424.53\text{kN}$ 截面满足

	计算面积	实配面积	实配钢筋	配筋率
上部钢筋:	250	308	2E14	0.25%
下部钢筋:	689	710	2E18+1E16	0.57%
箍筋:	238	335	E8@300	0.13%

LT4

1 已知条件:

几何信息:

左标高=0.000m ; 右标高=1.950m

平台长度(左)=0mm ; 平台长度(右)=1900mm

平台厚度(左)=150mm ; 平台厚度(右)= 120mm

内延长(左)= 600mm ; 内延长(右)= 0mm

平台梁尺寸:

$B_2=250\text{mm}$; $H_2=500\text{mm}$

$B_3=250\text{mm}$; $H_3=500\text{mm}$

$B_4=250\text{mm}$; $H_4=500\text{mm}$

梯段长度= 4200mm ; 踏步数= 13

梯板厚度= 160mm ; 梯跨长度 $L_0= 4200\text{mm}$, 梯井宽: 200mm

平面类型: 双跑

荷载信息:

附加恒荷载= 2.000kN/m^2 活荷载: 3.500kN/m^2

恒载分项系数: 1.45 ; 活载分项系数: 1.65 ; 活载调整系数: $\gamma_L=1.00$

混凝土等级: C30 , $f_c=14.30\text{ N/mm}^2$

混凝土容重: 26.00 kN/mm^3

配筋调整系数: 1.00 ; 纵筋保护层厚度: $c=15\text{mm}$

板纵筋等级: HRB400 ; $f_y=360\text{ N/mm}^2$

梁纵筋等级: HRB400 ; $f_y=360\text{ N/mm}^2$

梁箍筋等级: HRB400 ; $f_y=360\text{ N/mm}^2$

验算信息:

挠度限值: $L_0/200$; 裂缝限值: 0.30mm

计算要求:

1) 楼梯板计算; 2) 平台梁计算; 3) 板裂缝验算; 4) 板挠度验算

2 荷载与内力计算:

(1) 荷载计算

标准值(q_k):

左平台: 9.400 kN/m

斜梯段: 12.101 kN/m

右平台: 8.620 kN/m

设计值(q):

左平台: 12.920 kN/m

斜梯段: 16.431 kN/m

右平台: 11.906 kN/m

右平台梁(TL-2): 70.102 kN/m

准永久值(q_e):

左平台: 7.650 kN/m

斜梯段: 10.351 kN/m

右平台: 6.870 kN/m

(2) 内力计算:

a. 楼梯板: 矩阵位移法求解。

b. 平台梁: 跨中弯矩 $M_c=1/8 \cdot qL^2$; 支座剪力 $V_k=1/2 \cdot qL$

3 计算结果:

计算说明:

(a)简化方法: 取板沿着宽度方向单位长度的板带

(b)计算方法: 矩阵位移法

单位说明:

弯矩:kN.m/m 剪力:kN/m 挠度:mm

纵筋面积:mm²/m 截面尺寸:mm×mm 裂缝:mm

板段配筋计算结果:

计算板段-1(左内延长): 截面 B×H = 1000×150

截面:	左	中	右
弯矩(M):	0.000	17.496	17.496
剪力(V):	28.816	24.132	19.449
截面验算: $V_{max}=28.82kN < 0.7\beta_h f_t b h_0=130.13kN$ 截面满足			
上部计算纵筋(A_s'):	0.000	0.000	0.000
下部计算纵筋(A_s):	300.000	388.454	388.454
上纵实配:	E8@200 (251, 0.17%)		E8@200 (251, 0.17%)
下纵实配:	E10@90 (873, 0.58%)	E10@90 (873, 0.58%)	E10@90 (873, 0.58%)
裂缝(w):	0.000	0.022	0.022
裂缝限值: $[\omega]$	= 0.30mm		
验算结论:	$\omega_{max}=0.022mm < [\omega]=0.30mm$, 满足。		

计算板段-2(斜梯段): 截面 B×H = 1000×160

截面:	左	中	右
弯矩(M):	17.496	39.919	-24.055
剪力(V):	17.202	-9.866	-36.934
截面验算: $V_{max}=36.93kN < 0.7\beta_h f_t b h_0=140.14kN$ 截面满足			
上部计算纵筋(A_s'):	0.000	0.000	499.737
下部计算纵筋(A_s):	358.709	858.264	0.000
上纵实配:	E8@200 (251, 0.16%)		E10@150 (524, 0.33%)
下纵实配:	E10@90 (873, 0.55%)	E10@90 (873, 0.55%)	E10@90 (873, 0.55%)
挠度限值: $[f]$	= 24.68mm		
验算结论:	$f_{max}=18.43mm < [f]=24.68mm (4937/200)$, 满足。		
裂缝(w):	0.022	0.073	0.144
裂缝限值: $[\omega]$	= 0.30mm		
验算结论:	$\omega_{max}=0.144mm < [\omega]=0.30mm$, 满足。		

计算板段-3(右平台): 截面 B×H = 1000×120

截面:	左	中	右
弯矩(M):	-24.055	4.689	0.000
剪力(V):	24.119	13.552	2.986
截面验算: $V_{max}=24.12kN < 0.7\beta_h f_t b h_0=100.10kN$ 截面满足			
上部计算纵筋(A_s'):	736.468	0.000	0.000
下部计算纵筋(A_s):	0.000	240.000	240.000

上部纵筋(As') : 736.47 250.83
下部纵筋(As) : 240.00
上纵实配: E10@100(785, 0.65%) E10@100(785, 0.65%)
下纵实配: E8@200(251, 0.21%) E8@200(251, 0.21%) E8@200(251, 0.21%)
挠度限值: [f]= 8.88mm
验算结论: $f_{max}=2.73mm < [f]=8.88mm(1775/200)$, 满足。
裂 缝(w): 0.133 0.000 0.000
裂缝限值: $[\omega]= 0.30mm$
验算结论: $\omega_{max}=0.133mm < [\omega]=0.30mm$, 满足。

平台梁配筋结果:

单位说明:

弯 矩:kN.m 剪 力:kN 截面尺寸:mm*mm
纵筋面积:mm² 箍筋面积:mm²/m
内力计算: 公式法

右平台梁(TL-2): B×H=250×500 Mc=162.02kN.m Vk=150.72kN

截面验算: $V=150.72kN < 0.250\beta_c f_c b h_0=424.53kN$ 截面满足

	计算面积	实配面积	实配钢筋	配筋率
上部钢筋:	250	308	2E14	0.25%
下部钢筋:	1069	1112	2E18+3E16	0.89%
箍筋:	238	503	E8@200	0.20%

LT5

1 已知条件:

几何信息:

左标高=0.000m ; 右标高=2.000m
平台长度(左)=0mm ; 平台长度(右)=2200mm
平台厚度(左)=110mm ; 平台厚度(右)= 100mm
内延长(左)= 0mm ; 内延长(右)= 0mm
平台梁尺寸:
B₂=250mm ; H₂=500mm
B₃=250mm ; H₃=500mm
B₄=250mm ; H₄=500mm
梯段长度= 2070mm ; 踏步数= 10
梯板厚度= 100mm ; 梯跨长度 L₀= 4000mm , 梯井宽: 200mm
平面类型: 双跑

荷载信息:

附加恒荷载= 2.000kN/m² 活荷载: 3.500kN/m²
恒载分项系数: 1.45 ; 活载分项系数: 1.65 ; 活载调整系数: $\gamma_L=1.00$
混凝土等级: C30 , $f_c=14.30 N/mm^2$

混凝土容重: 26.00 kN/mm³
配筋调整系数: 1.00 ; 纵筋保护层厚度: c=15mm
板纵筋等级: HRB400 ; $f_y=360$ N/mm²
梁纵筋等级: HRB400 ; $f_y=360$ N/mm²
梁箍筋等级: HRB400 ; $f_y=360$ N/mm²

验算信息:
挠度限值: $L_0/200$; 裂缝限值: 0.30mm

计算要求:
1) 楼梯板计算; 2) 平台梁计算; 3) 板裂缝验算; 4) 板挠度验算

2 荷载与内力计算:

(1) 荷载计算
标准值(qk):
斜梯段: 11.546 kN/m 右平台: 8.100 kN/m
设计值(q):
斜梯段: 15.709 kN/m 右平台: 11.230 kN/m
右平台梁(TL-2): 42.080 kN/m
准永久值(qe):
斜梯段: 9.796 kN/m 右平台: 6.350 kN/m

(2) 内力计算:
a. 楼梯板: 矩阵位移法求解。
b. 平台梁: 跨中弯矩 $M_c=1/8 \cdot qL^2$; 支座剪力 $V_k=1/2 \cdot qL$

3 计算结果:

计算说明:
(a) 简化方法: 取板沿着宽度方向单位长度的板带
(b) 计算方法: 矩阵位移法

单位说明:
弯矩:kN.m/m 剪力:kN/m 挠度:mm
纵筋面积:mm²/m 截面尺寸:mm×mm 裂缝:mm

板段配筋计算结果:

计算板段-1(斜梯段): 截面 B×H = 1000×100

截面:	左	中	右
弯矩(M):	-0.000	8.411	-8.742
剪力(V):	10.936	-2.851	-16.638

截面验算: $V_{max}=16.64kN < 0.7 \beta_h f_t b h_0=80.08kN$ 截面满足

上部计算纵筋(A_s'):	0.000	0.000	319.607
下部计算纵筋(A_s):	200.000	306.854	0.000

上纵实配: E8@200 (251, 0.25%) E8@150 (335, 0.34%)
下纵实配: E8@160 (314, 0.31%) E8@160 (314, 0.31%) E8@160 (314, 0.31%)
挠度限值: $[f]=15.33mm$
验算结论: $f_{max}=9.67mm < [f]=15.33mm(3066/200)$, 满足。
裂缝(w): 0.000 0.076 0.113

裂缝限值: $[\omega] = 0.30\text{mm}$

验算结论: $\omega_{\max} = 0.113\text{mm} < [\omega] = 0.30\text{mm}$, 满足。

计算板段-2(右平台): 截面 $B \times H = 1000 \times 100$

截 面:	左	中	右
弯 矩 (M):	-8.742	4.835	0.000
剪 力 (V):	15.864	4.213	-7.438
截面验算: $V_{\max} = 15.86\text{kN} < 0.7\beta_{\text{ft}}bh_0 = 80.08\text{kN}$ 截面满足			
上部计算纵筋 (A_s'):	319.607	0.000	0.000
下部计算纵筋 (A_s):	0.000	200.000	200.000
上部纵筋 (A_s'):	319.61		250.83
下部纵筋 (A_s):		200.00	
上纵实配:	E8@150 (335, 0.34%)		E8@150 (335, 0.34%)
下纵实配:	E8@200 (251, 0.25%)	E8@200 (251, 0.25%)	E8@200 (251, 0.25%)
挠度限值: $[f] = 10.38\text{mm}$			
验算结论: $f_{\max} = 0.89\text{mm} < [f] = 10.38\text{mm} (2075/200)$, 满足。			
裂 缝 (w):	0.113	0.014	0.000
裂缝限值: $[\omega] = 0.30\text{mm}$			
验算结论: $\omega_{\max} = 0.113\text{mm} < [\omega] = 0.30\text{mm}$, 满足。			

平台梁配筋结果:

单位说明:

弯 矩: kN.m 剪 力: kN 截面尺寸: mm*mm
纵筋面积: mm^2 箍筋面积: mm^2/m

内力计算: 公式法

右平台梁 (TL-2): $B \times H = 250 \times 500$ $M_c = 88.42\text{kN.m}$ $V_k = 86.26\text{kN}$

截面验算: $V = 86.26\text{kN} < 0.250\beta_{\text{c}}f_{\text{c}}bh_0 = 424.53\text{kN}$ 截面满足

	计算面积	实配面积	实配钢筋	配筋率
上部钢筋:	250	308	2E14	0.25%
下部钢筋:	549	603	3E16	0.48%
箍筋:	238	335	E8@300	0.13%

LT6

1 已知条件:

几何信息:

左标高=0.000m ; 右标高=2.000m

平台长度(左)=2200mm ; 平台长度(右)=0mm

平台厚度(左)=160mm ; 平台厚度(右)= 160mm

内延长(左)= 0mm ; 内延长(右)= 2230mm

平台梁尺寸:

$B_l = 250\text{mm}$; $H_l = 500\text{mm}$

$B_2=250\text{mm}$; $H_2=500\text{mm}$
 $B_3=250\text{mm}$; $H_3=500\text{mm}$
梯段长度= 4300mm ; 踏步数= 10
梯板厚度= 170mm ; 梯跨长度 $L_0= 4000\text{mm}$, 梯井宽: 200mm
平面类型: 双跑

荷载信息:

附加恒荷载= 2.000kN/m^2 活荷载: 3.500kN/m^2
恒载分项系数: 1.45 ; 活载分项系数: 1.65 ; 活载调整系数: $\gamma_L=1.00$
混凝土等级: C30 , $f_c=14.30\text{ N/mm}^2$
混凝土容重: 26.00 kN/mm^3
配筋调整系数: 1.00 ; 纵筋保护层厚度: $c=15\text{mm}$
板纵筋等级: HRB400 ; $f_y=360\text{ N/mm}^2$
梁纵筋等级: HRB400 ; $f_y=360\text{ N/mm}^2$
梁箍筋等级: HRB400 ; $f_y=360\text{ N/mm}^2$

验算信息:

挠度限值: $L_0/200$; 裂缝限值: 0.30mm

计算要求:

1) 楼梯板计算; 2) 平台梁计算; 3) 板裂缝验算; 4) 板挠度验算

2 荷载与内力计算:

(1) 荷载计算

标准值(q_k):

左平台: 9.660 kN/m 斜梯段: 13.957 kN/m 右平台: 9.660 kN/m

设计值(q):

左平台: 13.258 kN/m 斜梯段: 18.845 kN/m 右平台: 13.258 kN/m

左平台梁(TL-1): 79.379 kN/m

准永久值(q_e):

左平台: 7.910 kN/m 斜梯段: 12.207 kN/m 右平台: 7.910 kN/m

(2) 内力计算:

a. 楼梯板: 矩阵位移法求解。

b. 平台梁: 跨中弯矩 $M_c=1/8 \cdot qL^2$; 支座剪力 $V_k=1/2 \cdot qL$

3 计算结果:

计算说明:

(a) 简化方法: 取板沿着宽度方向单位长度的板带

(b) 计算方法: 矩阵位移法

单位说明:

弯矩: $\text{kN}\cdot\text{m/m}$ 剪力: kN/m 挠度: mm
纵筋面积: mm^2/m 截面尺寸: $\text{mm}\times\text{mm}$ 裂缝: mm

板段配筋计算结果:

计算板段-1(左平台): 截面 $B\times H = 1000\times 160$

截面:	左	中	右
弯矩(M):	-0.000	5.708	-31.256

剪 力(V):	-1.308	-15.063	-28.818
截面验算: $V_{\max}=28.82\text{kN} < 0.7\beta_h f_t b h_0=140.14\text{kN}$ 截面满足			
上部计算纵筋(A_s'):	0.000	0.000	659.233
下部计算纵筋(A_s):	320.000	320.000	0.000
上部纵筋(A_s'):	326.75		659.23
下部纵筋(A_s):		320.00	
上纵实配:	E8@70(718, 0.45%)		E8@70(718, 0.45%)
下纵实配:	E8@150(335, 0.21%)	E8@150(335, 0.21%)	E8@150(335, 0.21%)
挠度限值: $[f]=$	10.38mm		
验算结论:	$f_{\max}=2.37\text{mm} < [f]=10.38\text{mm}(2075/200)$, 满足。		
裂 缝(w):	0.000	0.000	0.110
裂缝限值: $[\omega]=$	0.30mm		
验算结论:	$\omega_{\max}=0.110\text{mm} < [\omega]=0.30\text{mm}$, 满足。		

计算板段-2(斜梯段): 截面 $B\times H = 1000\times 170$

截 面:	左	中	右
弯 矩(M):	-31.256	33.591	25.055
剪 力(V):	34.251	18.963	3.675
截面验算: $V_{\max}=34.25\text{kN} < 0.7\beta_h f_t b h_0=150.15\text{kN}$ 截面满足			
上部计算纵筋(A_s'):	610.045	0.000	0.000
下部计算纵筋(A_s):	0.000	658.426	483.606
上纵实配:	E10@120(654, 0.38%)	E8@200(251, 0.15%)	
下纵实配:	E10@110(714, 0.42%)	E10@110(714, 0.42%)	E10@110(714, 0.42%)
挠度限值: $[f]=$	26.62mm		
验算结论:	$f_{\max}=25.81\text{mm} < [f]=26.62\text{mm}(5325/200)$, 满足。		
裂 缝(w):	0.136	0.061	0.061
裂缝限值: $[\omega]=$	0.30mm		
验算结论:	$\omega_{\max}=0.136\text{mm} < [\omega]=0.30\text{mm}$, 满足。		

计算板段-3(右内延长): 截面 $B\times H = 1000\times 160$

截 面:	左	中	右
弯 矩(M):	25.055	25.985	-0.000
剪 力(V):	4.972	-10.639	-26.250
截面验算: $V_{\max}=26.25\text{kN} < 0.7\beta_h f_t b h_0=140.14\text{kN}$ 截面满足			
上部计算纵筋(A_s'):	0.000	0.000	0.000
下部计算纵筋(A_s):	521.581	541.993	320.000
上纵实配:	E8@200(251, 0.16%)		E8@200(251, 0.16%)
下纵实配:	E10@140(561, 0.35%)	E10@140(561, 0.35%)	E10@140(561, 0.35%)
裂 缝(w):	0.136	0.144	0.000
裂缝限值: $[\omega]=$	0.30mm		
验算结论:	$\omega_{\max}=0.144\text{mm} < [\omega]=0.30\text{mm}$, 满足。		

平台梁配筋结果:

单位说明:

弯矩:kN.m 剪力:kN 截面尺寸:mm*mm
纵筋面积:mm² 箍筋面积:mm²/m

内力计算: 公式法

左平台梁(TL-1): B×H=250×500 Mc=166.80kN.m Vk=162.73kN

截面验算: V=162.73kN < 0.250β_cf_cbh₀=424.53kN 截面满足

	计算面积	实配面积	实配钢筋	配筋率
上部纵筋:	250	308	2E14	0.25%
下部纵筋:	1105	1112	2E18+3E16	0.89%
箍筋:	256	503	E8@200	0.20%

LT7

1 已知条件:

几何信息:

左标高=0.000m ; 右标高=2.250m
平台长度(左)=0mm ; 平台长度(右)=2100mm
平台厚度(左)=150mm ; 平台厚度(右)= 120mm
内延长(左)= 0mm ; 内延长(右)= 0mm
平台梁尺寸:
B₂=250mm ; H₂=500mm
B₃=250mm ; H₃=500mm
B₄=250mm ; H₄=500mm
梯段长度= 4200mm ; 踏步数= 15
梯板厚度= 170mm ; 梯跨长度 L₀= 4200mm , 梯井宽: 200mm
平面类型: 双跑

荷载信息:

附加恒荷载= 2.000kN/m² 活荷载: 3.500kN/m²
恒载分项系数: 1.45 ; 活载分项系数: 1.65 ; 活载调整系数: γ_L=1.00
混凝土等级: C30 , f_c=14.30 N/mm²
混凝土容重: 26.00 kN/mm³
配筋调整系数: 1.00 ; 纵筋保护层厚度: c=15mm
板纵筋等级: HRB400 ; f_y=360 N/mm²
梁纵筋等级: HRB400 ; f_y=360 N/mm²
梁箍筋等级: HRB400 ; f_y=360 N/mm²

验算信息:

挠度限值: L₀/200 ; 裂缝限值: 0.30mm

计算要求:

1) 楼梯板计算; 2) 平台梁计算; 3) 板裂缝验算; 4) 板挠度验算

2 荷载与内力计算:

(1) 荷载计算

标准值(qk):

斜梯段: 12.392 kN/m 右平台: 8.620 kN/m

设计值(q):

斜梯段: 16.809 kN/m 右平台: 11.906 kN/m

右平台梁(TL-2): 69.945 kN/m

准永久值(qe):

斜梯段: 10.642 kN/m 右平台: 6.870 kN/m

(2)内力计算:

a. 楼梯板: 矩阵位移法求解。

b. 平台梁: 跨中弯矩 $M_c=1/8 \cdot qL^2$; 支座剪力 $V_k=1/2 \cdot qL$

3 计算结果:

计算说明:

(a)简化方法: 取板沿着宽度方向单位长度的板带

(b)计算方法: 矩阵位移法

单位说明:

弯矩:kN.m/m 剪力:kN/m 挠度:mm

纵筋面积:mm²/m 截面尺寸:mm×mm 裂缝:mm

板段配筋计算结果:

计算板段-1(斜梯段): 截面 B×H = 1000×170

截面:	左	中	右
弯矩(M):	0.000	41.910	-22.656
剪力(V):	28.794	-4.537	-37.869

截面验算: $V_{max}=37.87kN < 0.7\beta_h f_t b h_0=150.15kN$ 截面满足

上部计算纵筋(A_s'): 0.000 0.000 435.473

下部计算纵筋(A_s): 340.000 834.557 0.000

上纵实配: E8@200 (251, 0.15%) E10@180 (436, 0.26%)

下纵实配: E10@90 (873, 0.51%) E10@90 (873, 0.51%) E10@90 (873, 0.51%)

挠度限值: $[f]=24.97mm$

验算结论: $f_{max}=24.43mm < [f]=24.97mm(4993/200)$, 满足。

裂缝(w): 0.000 0.070 0.160

裂缝限值: $[\omega]=0.30mm$

验算结论: $\omega_{max}=0.160mm < [\omega]=0.30mm$, 满足。

计算板段-2(右平台): 截面 B×H = 1000×120

截面:	左	中	右
弯矩(M):	-22.656	5.805	0.000
剪力(V):	23.229	11.471	-0.286

截面验算: $V_{max}=23.23kN < 0.7\beta_h f_t b h_0=100.10kN$ 截面满足

上部计算纵筋(A_s'): 689.114 0.000 0.000

下部计算纵筋(A_s): 0.000 240.000 240.000

上部纵筋(A_s'): 689.11 250.83

下部纵筋(A_s): 240.00

上纵实配: E8@70 (718, 0.60%) E8@70 (718, 0.60%)
下纵实配: E8@200 (251, 0.21%) E8@200 (251, 0.21%) E8@200 (251, 0.21%)
挠度限值: $[f]=9.88\text{mm}$
验算结论: $f_{\max}=3.38\text{mm} < [f]=9.88\text{mm} (1975/200)$, 满足。
裂 缝(w): 0.120 0.000 0.000
裂缝限值: $[\omega]=0.30\text{mm}$
验算结论: $\omega_{\max}=0.120\text{mm} < [\omega]=0.30\text{mm}$, 满足。

平台梁配筋结果:

单位说明:

弯 矩:kN.m 剪 力:kN 截面尺寸:mm*mm
纵筋面积: mm^2 箍筋面积: mm^2/m
内力计算: 公式法

右平台梁(TL-2): $B\times H=250\times 500$ $M_c=161.66\text{kN.m}$ $V_k=150.38\text{kN}$

截面验算: $V=150.38\text{kN} < 0.250\beta_c f_c b h_0=424.53\text{kN}$ 截面满足

	计算面积	实配面积	实配钢筋	配筋率
上部钢筋:	250	308	2E14	0.25%
下部钢筋:	1066	1112	2E18+3E16	0.89%
箍筋:	238	503	E8@200	0.20%

LT11

1 已知条件:

几何信息:

左标高=0.000m ; 右标高=1.403m
平台长度(左)=1550mm ; 平台长度(右)=1900mm
平台厚度(左)=110mm ; 平台厚度(右)= 110mm
内延长(左)= 350mm ; 内延长(右)= 300mm
平台梁尺寸:
 $B_1=250\text{mm}$; $H_1=400\text{mm}$
 $B_2=250\text{mm}$; $H_2=400\text{mm}$
 $B_3=250\text{mm}$; $H_3=400\text{mm}$
 $B_4=250\text{mm}$; $H_4=400\text{mm}$
梯段长度= 3050mm ; 踏步数= 9
梯板厚度= 110mm ; 梯跨长度 $L_0= 4200\text{mm}$, 梯井宽: 200mm
平面类型: 双跑

荷载信息:

附加恒荷载= 2.000kN/m^2 活荷载: 3.500kN/m^2
恒载分项系数: 1.45 ; 活载分项系数: 1.65 ; 活载调整系数: $\gamma_L=1.00$
混凝土等级: C30 , $f_c=14.30\text{ N/mm}^2$
混凝土容重: 26.00 kN/mm^3

配筋调整系数: 1.00 ; 纵筋保护层厚度: c=15mm

板纵筋等级: HRB400 ; $f_y=360 \text{ N/mm}^2$

梁纵筋等级: HRB400 ; $f_y=360 \text{ N/mm}^2$

梁箍筋等级: HRB400 ; $f_y=360 \text{ N/mm}^2$

验算信息:

挠度限值: $L_0/200$; 裂缝限值: 0.30mm

计算要求:

1) 楼梯板计算; 2) 平台梁计算; 3) 板裂缝验算; 4) 板挠度验算

2 荷载与内力计算:

(1) 荷载计算

标准值(qk):

左平台: 8.360 kN/m 斜梯段: 10.750 kN/m 右平台: 8.360 kN/m

设计值(q):

左平台: 12.822 kN/m 斜梯段: 16.287 kN/m 右平台: 12.822 kN/m

左平台梁(TL-1): 46.885 kN/m

右平台梁(TL-2): 47.539 kN/m

准永久值(qe):

左平台: 6.610 kN/m 斜梯段: 9.000 kN/m 右平台: 6.610 kN/m

(2) 内力计算:

a. 楼梯板: 矩阵位移法求解。

b. 平台梁: 跨中弯矩 $M_c=1/8 \cdot qL^2$; 支座剪力 $V_k=1/2 \cdot qL$

3 计算结果:

计算说明:

(a) 简化方法: 取板沿着宽度方向单位长度的板带

(b) 计算方法: 矩阵位移法

单位说明:

弯矩: kN.m/m 剪力: kN/m 挠度: mm
纵筋面积: mm²/m 截面尺寸: mm×mm 裂缝: mm

板段配筋计算结果:

计算板段-1(左平台): 截面 B×H = 1000×110

截面:	左	中	右
弯矩(M):	0.000	2.604	-12.439
剪力(V):	0.406	-8.729	-17.865
截面验算: $V_{max}=17.86\text{kN} < 0.7\beta_h f_t b h_0=90.09\text{kN}$ 截面满足			
上部计算纵筋(A_s'):	0.000	0.000	407.106
下部计算纵筋(A_s):	220.000	220.000	0.000
上部纵筋(A_s'):	250.83		407.11
下部纵筋(A_s):		220.00	
上纵实配:	E8@120 (419, 0.38%)		E8@120 (419, 0.38%)
下纵实配:	E8@200 (251, 0.23%)	E8@200 (251, 0.23%)	E8@200 (251, 0.23%)
挠度限值:	$[f]=7.13\text{mm}$		

验算结论: $f_{\max}=1.09\text{mm} < [f]=7.13\text{mm}(1425/200)$, 满足。

裂 缝(w): 0.000 0.000 0.093

裂缝限值: $[\omega]=0.30\text{mm}$

验算结论: $\omega_{\max}=0.093\text{mm} < [\omega]=0.30\text{mm}$, 满足。

计算板段-2(左内延长): 截面 $B \times H = 1000 \times 110$

截 面: 左 中 右

弯 矩(M): -12.439 -1.892 -1.892

剪 力(V): 25.250 22.204 19.159

截面验算: $V_{\max}=25.25\text{kN} < 0.7\beta_h f_t b h_0=90.09\text{kN}$ 截面满足

上部计算纵筋(A_s'): 407.106 220.000 220.000

下部计算纵筋(A_s): 0.000 0.000 0.000

上纵实配: E10@190(413, 0.38%) E10@190(413, 0.38%)

下纵实配: E10@130(604, 0.55%) E10@130(604, 0.55%) E10@130(604, 0.55%)

裂 缝(w): 0.113 0.007 0.007

裂缝限值: $[\omega]=0.30\text{mm}$

验算结论: $\omega_{\max}=0.113\text{mm} < [\omega]=0.30\text{mm}$, 满足。

计算板段-3(斜梯段): 截面 $B \times H = 1000 \times 110$

截 面: 左 中 右

弯 矩(M): -1.892 17.363 -2.817

剪 力(V): 16.540 -0.333 -17.205

截面验算: $V_{\max}=17.21\text{kN} < 0.7\beta_h f_t b h_0=90.09\text{kN}$ 截面满足

上部计算纵筋(A_s'): 220.000 0.000 220.000

下部计算纵筋(A_s): 0.000 583.522 0.000

上纵实配: E8@200(251, 0.23%) E10@190(413, 0.38%)

下纵实配: E10@130(604, 0.55%) E10@130(604, 0.55%) E10@130(604, 0.55%)

挠度限值: $[f]=18.40\text{mm}$

验算结论: $f_{\max}=9.85\text{mm} < [f]=18.40\text{mm}(3680/200)$, 满足。

裂 缝(w): 0.010 0.023 0.011

裂缝限值: $[\omega]=0.30\text{mm}$

验算结论: $\omega_{\max}=0.023\text{mm} < [\omega]=0.30\text{mm}$, 满足。

计算板段-4(右内延长): 截面 $B \times H = 1000 \times 110$

截 面: 左 中 右

弯 矩(M): -2.817 -2.817 -12.445

剪 力(V): -19.930 -22.654 -25.379

截面验算: $V_{\max}=25.38\text{kN} < 0.7\beta_h f_t b h_0=90.09\text{kN}$ 截面满足

上部计算纵筋(A_s'): 220.000 220.000 407.295

下部计算纵筋(A_s): 0.000 0.000 0.000

上纵实配: E10@190(413, 0.38%) E10@190(413, 0.38%)

下纵实配: E8@200(251, 0.23%) E8@200(251, 0.23%) E8@200(251, 0.23%)

裂 缝(w): 0.011 0.011 0.112

裂缝限值: $[\omega]=0.30\text{mm}$

验算结论: $\omega_{\max}=0.112\text{mm} < [\omega]=0.30\text{mm}$, 满足。

计算板段-5(右平台): 截面 $B \times H = 1000 \times 110$

截 面:	左	中	右
弯 矩(M):	-12.445	4.040	0.000
剪 力(V):	18.391	7.011	-4.368
截面验算: Vmax=18.39kN < 0.7 β hftbh0=90.09kN 截面满足			
上部计算纵筋(As'):	407.295	0.000	0.000
下部计算纵筋(As):	0.000	220.000	220.000
上部纵筋(As'):	407.29		250.83
下部纵筋(As):		220.00	
上纵实配:	E8@120(419, 0.38%)		E8@120(419, 0.38%)
下纵实配:	E8@200(251, 0.23%)	E8@200(251, 0.23%)	E8@200(251, 0.23%)
挠度限值:	[f]= 8.87mm		
验算结论:	f _{max} =1.05mm < [f]=8.87mm(1775/200), 满足。		
裂 缝(w):	0.092	0.003	0.000
裂缝限值:	[ω]= 0.30mm		
验算结论:	ω _{max} =0.092mm < [ω]=0.30mm , 满足。		

平台梁配筋结果:

单位说明:

弯 矩:kN.m	剪 力:kN	截面尺寸:mm*mm
纵筋面积:mm ²	箍筋面积:mm ² /m	

内力计算: 公式法

左平台梁 (TL-1): $B \times H=250 \times 400$ $M_c=108.36\text{kN.m}$ $V_k=100.80\text{kN}$

截面验算: $V=100.80\text{kN} < 0.250\beta_{\text{c}}f_{\text{c}}bh_0=335.16\text{kN}$ 截面满足

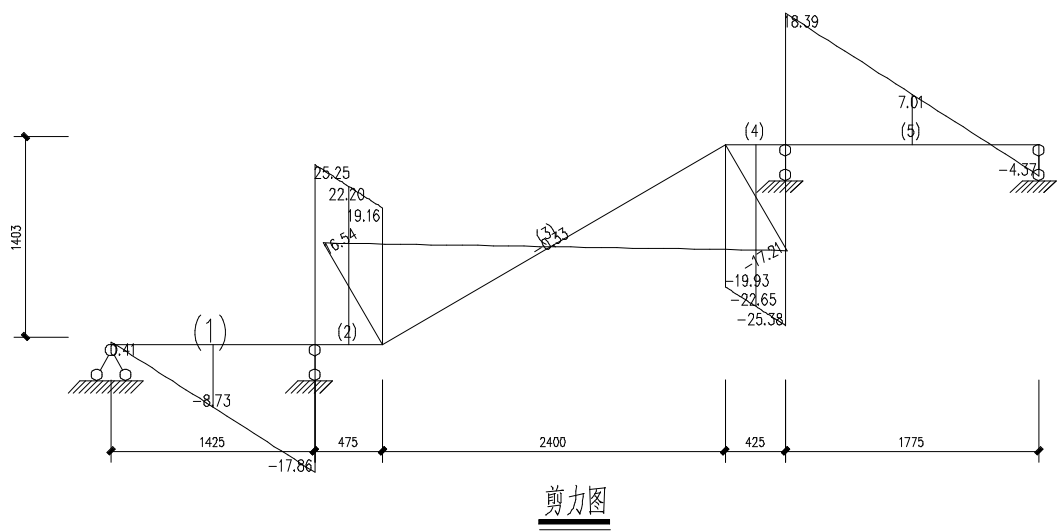
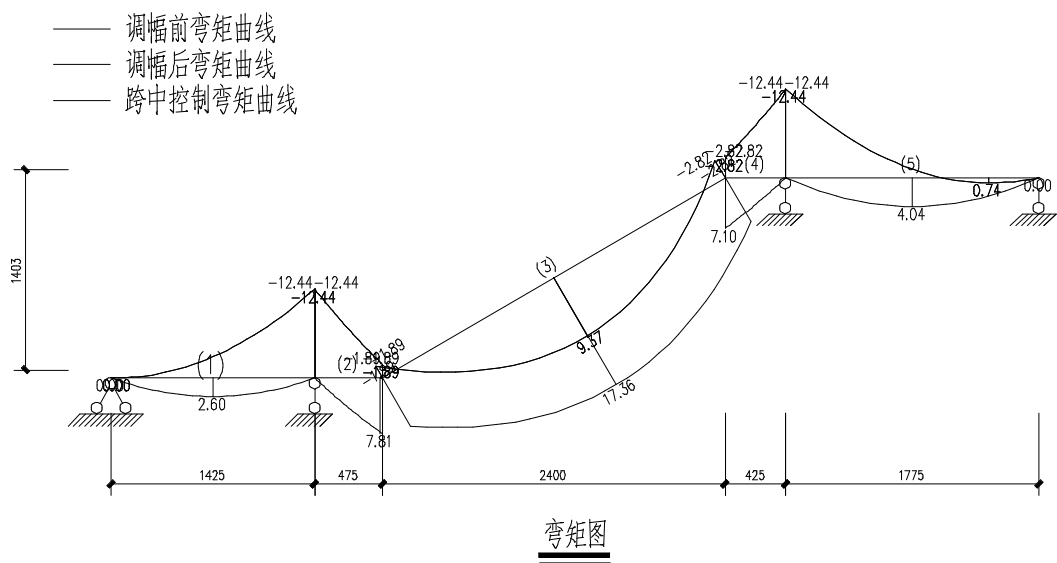
	计算面积	实配面积	实配钢筋	配筋率
上部纵筋:	200	308	2E14	0.31%
下部纵筋:	915	924	6E14	0.92%
箍筋:	238	503	E8@200	0.20%

右平台梁 (TL-2): $B \times H=250 \times 400$ $M_c=109.88\text{kN.m}$ $V_k=102.21\text{kN}$

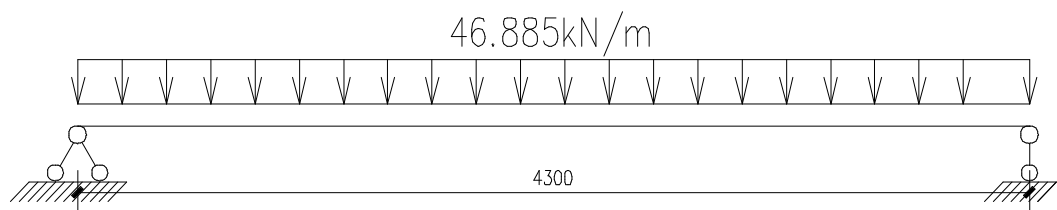
截面验算: $V=102.21\text{kN} < 0.250\beta_{\text{c}}f_{\text{c}}bh_0=335.16\text{kN}$ 截面满足

	计算面积	实配面积	实配钢筋	配筋率
上部钢筋:	200	308	2E14	0.31%
下部钢筋:	930	1005	5E16	1.01%
箍筋:	238	503	E8@200	0.20%

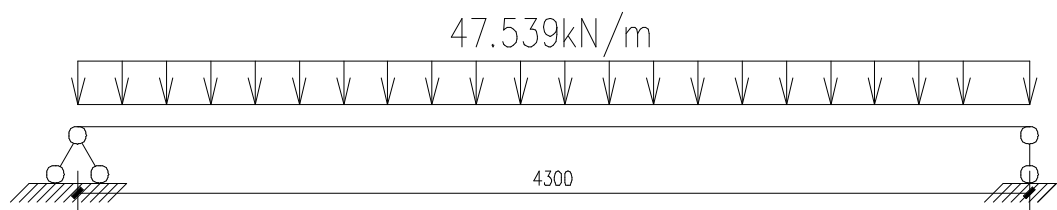
弯矩和剪力图:



平台梁荷载图：

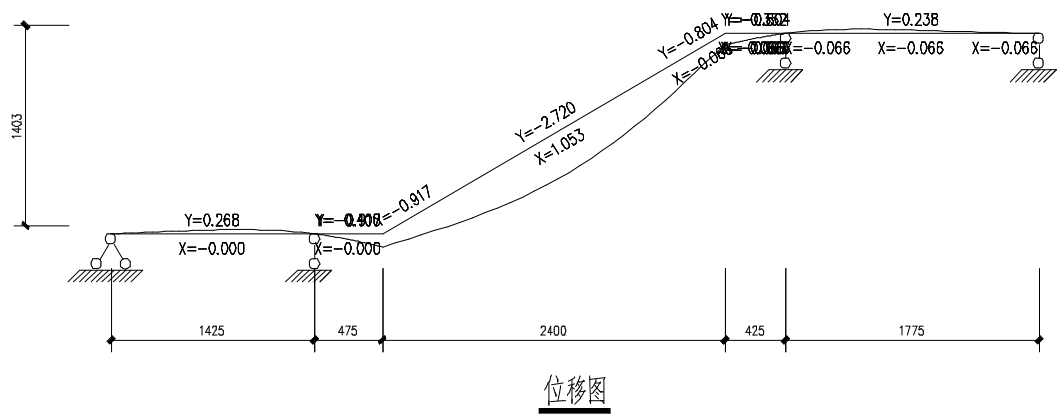


左平台梁设计荷载简图

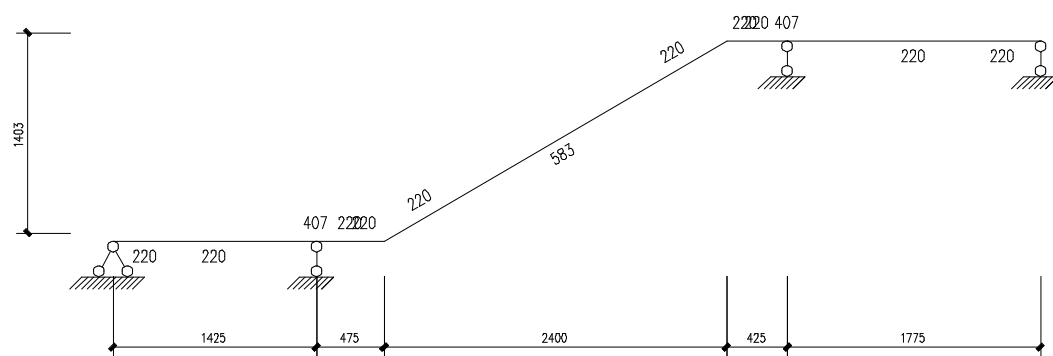


右平台梁设计荷载简图

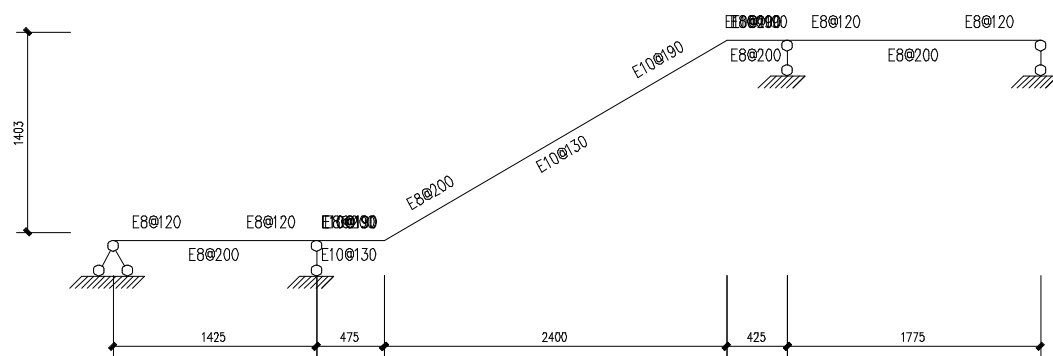
弹性位移图:



配筋简图:

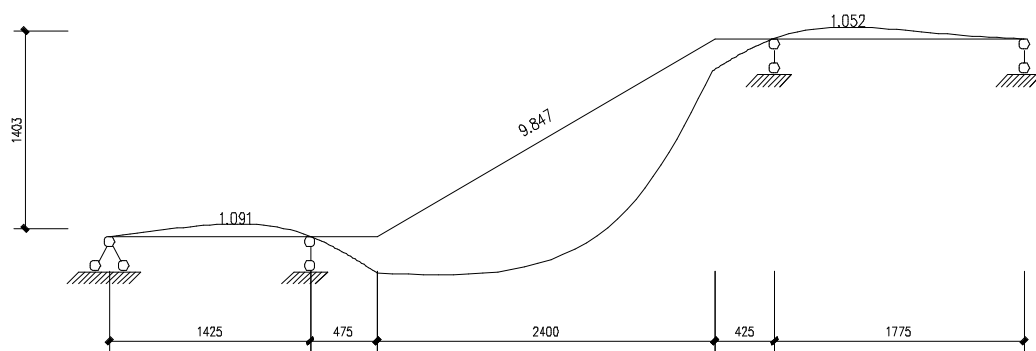


计算配筋简图

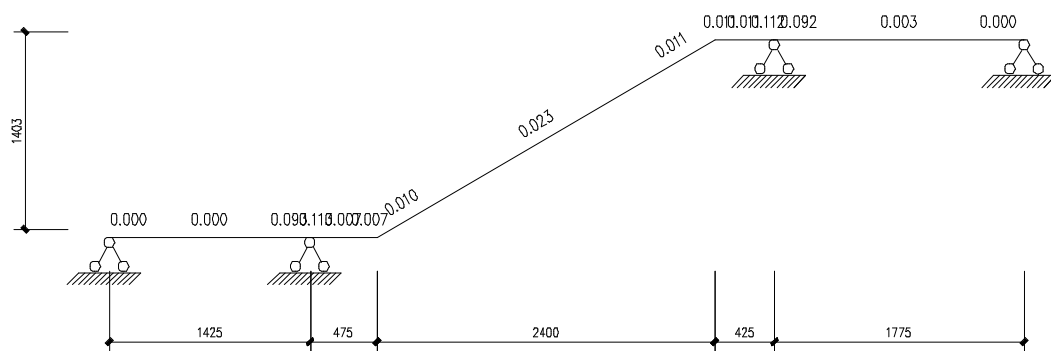


选筋简图

挠度、裂缝图:



塑性挠度图



裂缝图

预应力管桩在运输、吊装和沉桩的桩身承载力计算：

采用中南标《预应力混凝土管桩》10G409 中 PHC-AB400-95 型桩

管桩运输和起吊的动力系数为 1.5，桩身结构自重产生的最大吊装弯矩不得大于桩的抗裂弯矩，即 $M_{max} < M_{cr}$

PHC-AB400-95 型桩桩身理论重量为 237kg/m，桩身允许最大抱压桩力（参考值） $R_b=3034kN$ ，桩身允许最大顶压桩力（参考值） $R_d=3337kN$ ，抗裂弯矩检验值 $M_{cr}=64kN.m$

本工程最大单桩承载力特征值 $R_a=1100kN$ ，采用顶压式管桩压桩机，沉桩动力系数取 1.5，验算如下：

吊装验算

两支点法

$$M_{max}=0.0214ql^2 \times 1.5=9.21kN.m < M_{cr}=64kN.m$$

两头勾吊法

$$M_{max}=0.125ql^2 \times 1.5=53.77kN.m < M_{cr}=64kN.m$$

沉桩计算

$$\text{取桩顶力 } R_u=1.8R_a=1.8 \times 1100=1980kN$$

$$1.5R_u=2970kN < R_d=3337kN, \text{ 满足要求}$$

运输验算（采用在垂直于长度方向上设置 2 道枕木，详 10G409 第 8 页图 9.1.2）

$$M_{max}=0.0214ql^2 \times 1.5=9.21kN.m < M_{cr}=64kN.m, \text{ 满足要求。}$$