

文章编号: 1000-4750(2017)07-0203-11

基础刚度对高层建筑抗震性能影响研究

范 重, 刘 涛, 陈 巍, 杨 开

(中国建筑设计研究院, 北京 100044)

摘 要: 该文建立了可以同时考虑基础刚度与地下室周边土体约束影响的结构分析模型, 给出了确定单桩竖向刚度的原则与计算周边土体弹簧刚度的方法。通过对 21 层、32 层和 43 层剪力墙结构在 7 条地震波作用下的时程分析, 考察基础刚度和地下室周边土体弹簧刚度对结构抗震性能的影响。计算结果表明, 考虑基础刚度后, 结构自振周期加长, 层间位移角增大, 楼层水平剪力与倾覆力矩略有减小, 地下室外墙土体反力显著增大, 桩顶反力变化幅度减小。对于矩形平面的建筑, 考虑基础刚度对短边方向的影响远大于对长边方向的影响。随着建筑高度与高宽比增加, 考虑基础刚度引起的各种结构效应随之增大。由于高层建筑的高宽比大, 侧向刚度起控制作用, 基础刚度对结构抗震性能的影响值得高度关注。

关键词: 桩基础; 土体弹簧; 刚度; 高宽比; 时程分析; 抗震性能

中图分类号: TU318+.1; TU973+.23 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2016.08.0650

STUDY ON THE INFLUENCE OF FOUNDATION STIFFNESS ON THE SEISMIC PERFORMANCE OF HIGH-RISE BUILDINGS

FAN Zhong, LIU Tao, CHEN Wei, YANG Kai

(China Architecture Design & Research Institute, Beijing 100044, China)

Abstract: A structural analysis model, which considers the influence of both the pile foundation stiffness and the restraint provided by the soil around the basement, is established in this paper. The associated principles of determining the vertical stiffness of pile, as well as the method of calculating the stiffness of the springs for the soil around the basement, are proposed. Through the time-history analyses of three shear wall structures with different stories (i.e., 21, 32 and 43) under 7 ground motions, the effects of foundation stiffness and soil spring stiffness on the seismic performance of structures are investigated. The results indicate that if the foundation stiffness is taken into consideration, the vibration periods and the inter-story drift ratios of the structure increase, while the horizontal shear forces and overturning moments slightly decrease. The reaction force acting on the exterior basement external walls provided by the soil significantly increases, while the amplitude of the variation of the top reaction force for the piles decreases. For the buildings with rectangular plane, the influences of foundation stiffness on the short edge direction are much larger than those on the long edge direction. In addition, the influence of foundation stiffness increases with the increasing of the building height and aspect ratio. Due to the relatively high aspect ratio, the lateral stiffness is generally regarded as the critical control factor for tall building. Hence, the influence of foundation stiffness on the seismic performance of structures requires further attention.

Key words: pile foundation; soil spring; stiffness; aspect ratio; time-history analysis; seismic performance

收稿日期: 2016-08-29; 修改日期: 2017-02-22

通讯作者: 范重(1959—), 男, 北京人, 教授级高工, 工学博士, 从事复杂结构设计与研究(E-mail: fanz@cadg.cn).

作者简介: 刘涛(1991—), 男, 湖南益阳人, 工程师, 工学硕士, 从事复杂结构设计与研究(E-mail: 2016130@cadg.cn);

陈巍(1984—), 男, 福建龙岩人, 工程师, 工学硕士, 从事复杂结构设计与研究(E-mail: weichen@cadg.cn);

杨开(1988—), 男, 湖南长沙人, 工程师, 工学硕士, 从事复杂结构设计与研究(E-mail: yangkai@cadg.cn).

在进行结构抗震设计时,通常忽略基础刚度的影响,将基础底面视为理想嵌固条件。当考虑地基的刚度后,基础底面在水平荷载作用下发生转动,结构自振周期加长,顶点位移增大^[1]。高层建筑结构的高宽比大,侧向刚度起控制作用,基础刚度对结构抗震性能的影响值得高度关注。

多年以来,国内外学者对土-结构相互作用问题进行了大量研究,美国 ATC-40^[2]中给出了不同基础形式的结构简化模型。Takewaki 等^[3]采用平面桩-土-结构计算模型,讨论了土与结构相互作用对自振周期、塑性铰分布的影响,表明采用基底刚性假定可能对结构较为不利。Mylonakis 等^[4]比较了单自由度基础嵌固模型和基础有限刚度模型的地震响应,发现基底嵌固假定整体上偏于保守,局部偏于不安全。Carbonari 等^[5]分析了采用桩基础的框架剪力墙结构在地震作用下考虑地基基础相互作用对结构非线性特性的影响,结果表明基础平动和转动是造成结构位移响应增大的主要原因,基础刚度对框架-剪力墙结构中框架和剪力墙的分担率存在影响。Torabi 等^[6]采用三维半无限地基有限元模型,计算软土地基与结构共同作用的影响,结果表明刚性长条形结构容易受到土与结构相互作用的影响,包括自振周期、基础倾覆以及基地剪力等。

我国地基基础与结构共同作用的研究开始于 20 世纪 80 年代,王开顺等^[7]研究了不同地基上 13 幢建筑在 8 条地震波的作用下的地震反应,给出了考虑共同作用后结构周期、位移以及地震响应的变化规律和变化范围。林皋等^[8]建立了半无限地基与结构体系的振动方程,探讨基础刚度与结构特性对高层建筑抗震性能的影响。陈国兴等^[9]通过地基基础与 10 层框架结构整体模型的振动台实验,表明土体对地震波的幅值和频谱特性有显著影响,在一定条件下考虑共同作用将对结构起到减震作用。宿金成等^[10]分析了土-结构动力相互作用的接触条件和状态,采用法向接触单元和切向接触单元模拟土-结构之间的非线性接触。尚守平等^[11]对钢框架结构进行激振试验,发现上部结构与地基的相对刚度比是影响土与结构相互作用的重要因素。蒋玉敏等^[12]对超高层框架-核心筒结构与地基基础进行了模拟地震振动台试验,结果表明:当地震加速度较小时,柔性地基对结构的地震响应具有放大作用;当地震加速度达到一定程度后,柔性地基对结构具有减震效果。

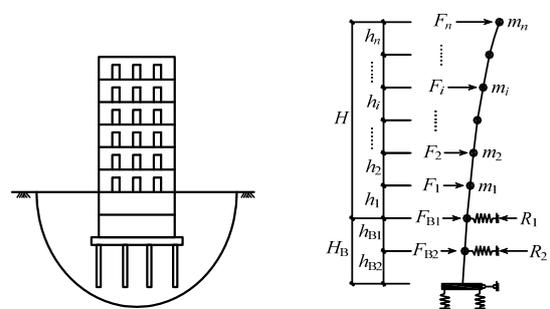
目前,在进行高层建筑结构设计时,通常忽略基础刚度的影响,假定基础顶面为固定边界条件,仅通过人工增大地下室结构的侧向刚度以反映周边土体的约束作用,缺乏对基础刚度与高层建筑抗震性能相关性的系统研究。由于在高层建筑建造过程中,桩身与下卧土层均会发生压缩变形,相当于将结构置于弹簧支座之上,故此假定底部为理想嵌固条件可能存在较大误差。剪力墙住宅等高宽比较大的结构,在地震作用下的相应对底部嵌固条件非常敏感。对于带有地下室的高层建筑结构,如何准确模拟基础竖向刚度和地下室周边土体约束作用的影响,值得引起高度关注。

本文建立可以同时考虑基础刚度与地下室周边土体弹性约束影响的结构分析模型,给出确定单桩竖向刚度的原则与计算周边土体弹簧刚度的方法。通过对 21 层、32 层和 43 层剪力墙结构在 7 条地震波作用下的时程分析,考察基础刚度和周边土体 m 值对结构自振周期、层间位移角、楼层剪力、倾覆力矩、基桩反力以及地下室外墙推力的影响。考察基础刚度对不同长宽比、高宽比建筑的影响程度。

1 计算模型

1.1 计算模型与基本假定

本文针对地基基础与结构共同工作的特点,根据桩基础在重力荷载代表作用下的变形,将其等效为竖向弹簧,并将地下室周边的土体简化为具有一定刚度的弹簧。弹簧均处于弹性状态,只受压,不受拉。考虑到多层地下室侧向约束较强,基础底板受到土体与桩顶的阻力,假定基底水平变形量为零。考虑基础刚度与地下室周边土体约束影响的结构计算模型如图 1 所示。



(a) 结构与地基基础 (b) 有限刚度基础力学模型

图 1 考虑基础刚度的计算模型

Fig.1 Calculation model considering foundation stiffness

1.2 结构体系与构件规格

1.2.1 结构布置

本文对 21 层模型、32 层模型和 43 层模型进行了计算，模型高宽比分别为 4、6 和 8。

为了考察基础刚度对高层建筑受力特性的影响，选取钢筋混凝土剪力墙住宅结构。建筑平面长度为 50.0 m，宽度为 16.0 m，长宽比 3.125。地上层数分别为 21 层、32 层和 43 层，标准层高度均为 3.0 m，相应的高宽比分别为 4、6 和 8。带有两层地下室，层高均为 3.6 m。采用现浇钢筋混凝土楼盖结构，标准层楼板厚度为 120 mm，地下室楼板厚度为 150 mm，作为上部结构嵌固部位的地下室顶板厚度为 180 mm。地下 1 层与首层结构的侧向刚度比大于 2.0，满足作为上部结构嵌固层的要求。算例剪力墙结构的平面布置见图 2。

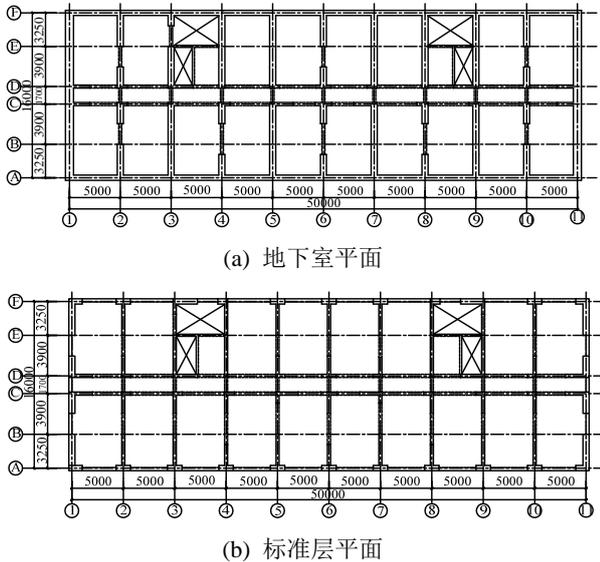


图 2 剪力墙结构的平面布置

Fig.2 Plane layout of shear wall structure

1.2.2 计算参数

算例高层剪力墙住宅的设计使用年限为 50 年。结构抗震设防烈度为 8 度(0.2 g)，场地类别为 II 类，设计地震分组为第二组。地面做法、吊顶、轻质隔墙等附加恒荷载为 2.5 kN/m²，活荷载为 2.0 kN/m²。

本文在抗震计算时选用 7 条地震波，其中包括五条天然波和两条人工波，均能满足《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010^[13]中对峰值加速度、频谱特性和持续时间的要求。7 条地震波的加速度时程以及相应的反应谱曲线如图 3 所示。

1.2.3 构件截面尺寸与材料强度等级

算例的构件截面几何尺寸与材料强度等级分

别见表 1~表 3。连梁宽度同墙厚，外墙连梁高度为 800 mm，内墙连梁高度为 500 mm，框架梁截面尺寸均为 200 mm×400 mm。

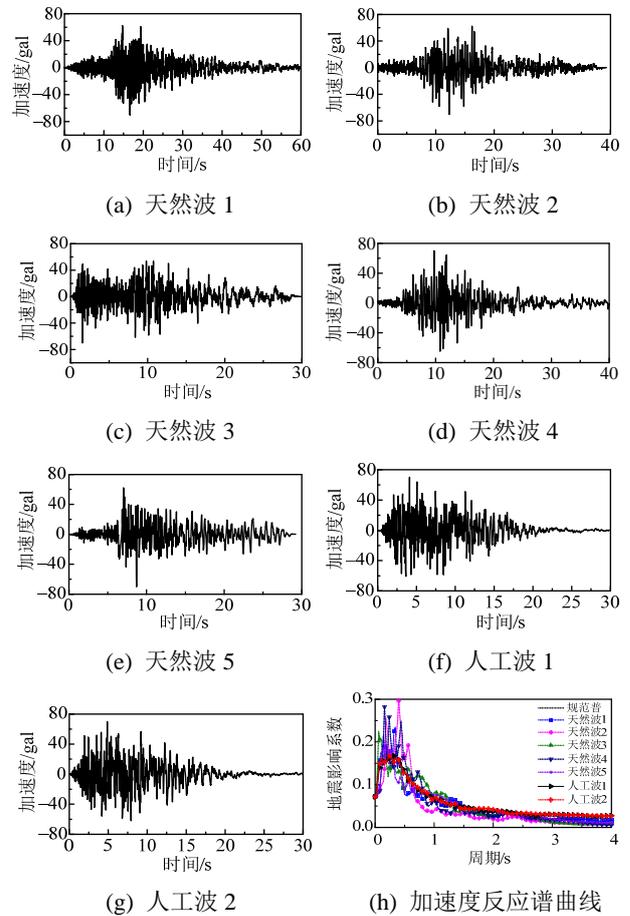


图 3 地震波加速度时程曲线

Fig.3 Time-history acceleration records of earthquakes

表 1 21 层剪力墙结构构件参数

Table 1 Parameters of twenty-one story structural model

楼层	外墙厚度/mm		内墙厚度/mm		墙体混凝土 强度等级	框架梁、楼板 混凝土强度等级
	x 向	y 向	x 向	y 向		
F14~F21	180		160		C40	C30
F4~F13	200		160		C50	C30
F1~F3	250		160		C50	C30
B2~B1	250	300	160	300	C50	C30

表 2 32 层剪力墙结构构件参数

Table 2 Parameters of thirty-two story structural model

楼层	外墙厚度/mm		内墙厚度/mm		墙体混凝土 强度等级	框架梁、楼板 混凝土强度等级
	x 向	y 向	x 向	y 向		
F25~F32	200		160		C40	C30
F15~F24	250		180		C50	C30
F5~F14	300		200		C50	C30
F1~F4	350		250		C60	C30
B2~B1	400	500	250	500	C60	C30

表 3 43 层剪力墙结构构件参数

Table 3 Parameters of forty-three story structural model

楼层	外墙厚度/mm		内墙厚度/mm		墙体混凝土强度等级	框架梁、楼板混凝土强度等级
	x 向	y 向	x 向	y 向		
F36~F43	200		180		C40	C30
F26~F35	250		200		C50	C30
F16~F25	300		200		C50	C30
F6~F15	400		250		C60	C30
F1~F5	500		300		C60	C30
B2~B1	500	800	300	600	C60	C30

1.3 基础

对于本文高层住宅，假定采用钻孔灌注桩基础。根据现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94-2008^[14]确定单桩竖向极限承载力，桩基成桩工艺系数取 0.7。以墙下布桩为主，总桩数为 108 根，桩基础平面布置如图 4 所示。桩身混凝土强度等级均为 C40，钢筋牌号为 HRB400，桩身配筋率 0.67%。算例采用的桩径、桩长及单桩承载力特征值见表 4。

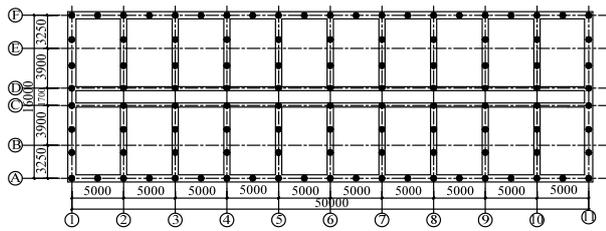


图 4 桩基础平面布置图

Fig.4 Layout of pile foundation

表 4 桩径、桩长与单桩承载力特征值

Table 4 Diameter, length and bearing capacity characteristic value of single pile

模型类别	桩径/m	桩长/m	单桩承载力特征值/kN
21 层	0.65	25	4500
32 层	0.70	35	7500
43 层	0.80	45	11300

2 基础设计参数

2.1 地下室周边土体

2.1.1 土体弹簧刚度

在地震作用下，高层建筑的地下室结构与周边土体相互作用。由于地下室的侧向变形很小，故此假设土体变形保持弹性，采用弹簧模拟周边土体对地下室的作用，地下室周边土体在深度 z 处对外墙的横向抗力 σ 为：

$$\sigma = C \cdot \Delta \tag{1}$$

式中： σ 为土体水平抗力； $C/(\text{kN}/\text{m}^3)$ 为水平抗力系数； Δ 为深度 z 处土体的水平位移。

水平抗力系数 C 表示单位面积土体在产生单位

变形时所需施加的力。 C 值与土体的性质有关，并且随埋深而变化，目前主要可以通过 m 法确定^[14]。该方法假定土体为弹性变形，土体弹性刚度随深度线性增加，通过弹性地基梁受弯求解桩的水平抗力，土体水平抗力系数可由下式表示：

$$C = m \cdot z \tag{2}$$

式中： $m/(\text{MN}/\text{m}^4)$ 为土体水平抗力系数的比例系数； z 为地下室外墙距地面的距离。

m 法目前在地基计算中应用较为普遍，当土体变形较小时， m 法能够较好地反映土-结构相互作用。地基土水平抗力的比例系数 m 主要通过侧向荷载试验获得^[15]，不同土体的 m 建议值见表 5。当土体变形较大、出现明显塑性时， m 法计算结果误差较大。

表 5 地基土水平抗力系数的比例系数 m 值

Table 5 Proportional coefficient m of foundation soil horizontal resistance

土的名称	$m/(\text{MN}/\text{m}^4)$
流塑性黏土 $IL > 1.0$ ，软塑黏性土 $1.0 > IL > 0.75$ ，淤泥	3~5
可塑性黏土 $0.75 > IL > 0.25$ ，粉砂，稍密粉土	5~10
硬塑黏土 $0.25 > IL > 0$ ，中砂，中密粉土	10~20
坚硬，半坚硬黏性土 $IL < 0$ ，粗砂，密实粉土	20~30
砾砂，角砾，圆砾，碎石、卵石	30~80
密实卵石夹粗砂，密实漂、卵石	80~120

地下室周边土体 m 值的影响因素较多，如肥槽尺寸、回填密实度、有无残留护坡桩等。在计算分析时，为了简明起见，可不考虑分层土的影响，对地下室周边土体取用统一的 m 值。

将地下室周边的土体视为面弹簧，为了计算方便起见，将面弹簧的反力集中作用于楼层标高处，见图 5。地下 i 层土体弹簧反力 R_i 由下式确定：

$$R_i = L \int_{\frac{1}{2}h_{Bi}}^{\frac{1}{2}h_{B(i-1)}} m \cdot z \cdot \Delta(z) dz \tag{3}$$

式中： R_i 为地下 i 层的水平弹簧反力， $i = 1, 2, \dots, n$ ； L 为面弹簧水平总长度； $\Delta(z)$ 为地下室结构侧向变形； h_{Bi} 为地下 i 层高度。

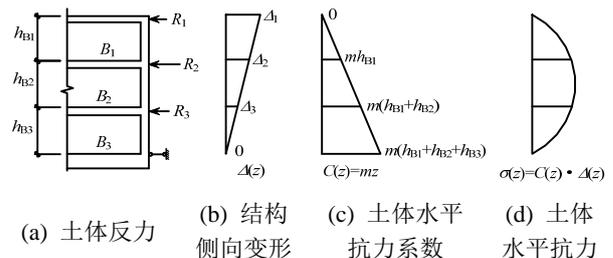


图 5 地下室侧向变形与土体反力

Fig.5 Lateral deformation of basement and soil reaction

地下 i 层土体弹簧的刚度 K_{ei} 由下式确定:

$$K_{ei} = R_i / \Delta_i \quad (4)$$

式中, Δ_i 为地下 i 层的水平位移。

2.1.2 土体与地下室之间的摩擦力

基础底板与土体之间的摩擦力是结构不发生侧向滑动的重要因素之一。对于天然地基或人工地基, 基础底板与土体之间的摩擦力 F_f 可按下列式计算:

$$F_f = \mu G \quad (5)$$

式中: G 为结构重力荷载代表值; μ 为摩擦系数, 取值参见表 6^[14]。

表 6 结构与地基土之间摩擦系数

Table 6 Friction coefficient between structure and foundation soil

土的类型		摩擦系数 μ
黏性土	可塑	0.25~0.30
	硬塑	0.30~0.35
	坚塑	0.35~0.45
粉土	密实、中密(稍湿)	0.30~0.40
	中砂、粗砂、砾砂	0.40~0.50
	碎石土	0.40~0.60
	软岩、软质岩	0.40~0.60
	表面粗糙的较硬岩、坚硬岩	0.65~0.75

在地震与风荷载作用下, 基底剪力通常远小于摩擦力 F_f , 结构不发生水平位移。当采用桩基础时, 桩顶伸入基础底板, 可以提供较大的侧向约束。故此, 在本文的计算模型中, 忽略基础底板的侧向变形。

2.2 桩基础的刚度

迄今, 国内外对桩基础刚度的研究主要集中于单桩的水平刚度和转动刚度。对于带有多层地下室的高层建筑, 由于基础底板与土体之间的摩擦力以及地下室周边土体的约束作用, 基础底板的侧向变形很小。故此, 可以忽略桩顶的水平变形, 仅考虑桩的竖向变形。

桩顶在竖向力作用下产生的轴向变形包括桩身材料的弹性压缩变形 δ_c 以及桩端沉降 δ_k 两部分, 桩顶竖向位移 w 可由下列式计算:

$$w = \delta_c + \delta_k = \frac{N_k \zeta l}{EA} + \frac{N_k}{C_0 A_0} \quad (6)$$

桩基竖向刚度 K_p 为:

$$K_p = \frac{N_k}{w} = \frac{1}{\frac{\zeta l}{EA} + \frac{1}{C_0 A_0}} \quad (7)$$

式中: N_k 为重力荷载代表值; ζ 为桩身轴向压力

传递系数, 取 0.5~1.0, 摩擦桩取小值, 端承桩取大值; l 为桩的入土深度; E 、 A 为桩身弹性模量和截面面积; C_0 为桩底面地基土竖向抗力系数; A_0 为桩底土压力分布面积, 对于端承桩, A_0 为单桩地面面积, 对于摩擦型桩, A_0 为有效扩散面积。

2.2.1 桩身变形

假定荷载效应基本组合下的桩顶轴向压力设计值 N 与标准值 N_k 之比为 1.25, $N_k / f_c A_c = 0.6$, 考虑不同桩身轴向压力传递系数的影响后, 三种桩长的桩身变形见表 7。从表中可知, 桩长越长, 桩身变形量越大。与纯摩擦桩相比, 理想端承桩的桩身变形增加 1 倍。对于常见的桩基础, 桩身变形通常为 5 mm~15 mm 左右。

表 7 桩身变形 δ_c

/mm

Table 7 Deformation of pile δ_c

ζ	桩长 L/m		
	25	35	45
0.5	4.4	6.2	7.9
0.6	5.3	7.4	9.5
0.7	6.2	8.6	11.1
0.8	7.1	9.9	12.7
0.9	7.9	11.1	14.3
1.0	8.8	12.3	15.9

桩基础的总沉降量受到很多因素影响, 如建筑高度、下卧层岩土工程性质、桩距、是否采用后注浆工艺等, 端承桩以桩身压缩变形主要为, 总沉降量较小; 摩擦桩桩身变形较小, 总沉降量较大。根据大量工程经验, 高层建筑基础的最终沉降量一般在 30 mm~80 mm 左右。

根据式(6), 桩基础总沉降量由桩身变形与桩底地基土变形两部组成。在进行结构抗震计算时, 可认为基础沉降已经全部完成, 故此在估算桩端下卧层的刚度时, 可以考虑回弹再压缩对模量的提高。

不失一般性, 本文在考虑桩基础竖向刚度时, 分别假定桩基弹性变形为 20 mm、10 mm、5 mm 和 0 mm, 将桩顶轴力标准值代入式(7), 即可得到单桩的竖向刚度。桩基础的竖向弹性变形与计算模型编号见表 8。

表 8 单桩竖向弹性变形与计算模型编号

Table 8 Vertical elastic deformation of single pile and calculation model number

地上层数/地下层数	竖向变形 w/mm			
	20	10	5	0
21/2	A1	A2	A3	A4
32/2	B1	B2	B3	B4
41/2	C1	C2	C3	C4

3 基础刚度对结构影响分析

本文采用 ETABS 软件^[16]进行结构计算分析, 基桩竖向弹簧和地下室周边土体水平弹簧均采用非线性 GAP 单元进行模拟, 只考虑弹簧的抗压刚度。剪力墙和楼板均采用壳单元模拟, 连梁采用框架梁单元模拟。地震作用时程分析采用快速非线性分析法(FNA), 首先对结构进行拟静力分析, 模拟重力荷载代表值, 然后输入 7 条地震波进行结构时程响应分析, 结构阻尼取 5%。为了避免各地震波计算结果之间的离散性, 分析时主要采用 7 条地震波最大结构响应的平均值。为简单起见, 在进行基础刚度对结构影响分析时, 假定地下室周边土体的 m 值均为 30 MN/m^4 。

3.1 21 层剪力墙结构计算结果

3.1.1 周期与振型

为了考察基础刚度的影响, 对 21 层剪力墙结构进行计算分析, 模型 A1~A4 自振周期与振型的计算结果见表 9。从表中可知, 基础刚度对自振周期影响较大, 柔性基础比刚性基础的自振周期明显加长, 基础竖向刚度越小, 周期加长幅度越大。刚性基础模型 A4 的竖向振型出现在第 9 阶, 柔性基础模型 A2 与 A3 的竖向振型出现在第 7 阶, 模型

表 9 21 层剪力墙结构的自振周期与振型

振型阶数	模型 A1		模型 A2	
	周期/s	振型描述	周期/s	振型描述
1	1.765	y 向平动	1.661	y 向平动
2	1.310	x 向平动	1.230	x 向平动
3	0.975	扭转	0.969	扭转
4	0.390	y 向平动	0.389	y 向平动
5	0.359	x 向平动	0.359	x 向平动
6	0.305	竖向	0.278	扭转
7	0.278	扭转	0.239	竖向
8	0.252	竖向	0.214	y 向平动
9	0.189	y 向平动	0.185	x 向平动

振型阶数	模型 A3		模型 A4	
	周期/s	振型描述	周期/s	振型描述
1	1.558	y 向平动	1.348	y 向平动
2	1.185	x 向平动	1.131	x 向平动
3	0.960	扭转	0.919	扭转
4	0.393	y 向平动	0.393	y 向平动
5	0.359	x 向平动	0.370	x 向平动
6	0.277	扭转	0.289	扭转
7	0.200	竖向	0.206	x 向平动
8	0.191	y 向平动	0.198	y 向平动
9	0.188	x 向平动	0.160	竖向

A4 的竖向振型出现在第 6 阶, 说明基础刚度越小, 越容易发生竖向振动。

3.1.2 楼层位移与层间位移角

在 7 条地震波作用下, 计算模型 A1~A4 的侧向位移与层间位移角分别见图 6 和图 7。从图中可知, 随着基础刚度增大, 结构的侧向位移与层间位移角均随之减小, 其中 x 方向变化幅度较小, 而高宽比较大的 y 方向变化幅度较大。考虑桩基础的竖向刚度后, 地下室高度范围内层间位移角增加的幅度很大, 地面以上层间位移角增加的幅度相对较小。

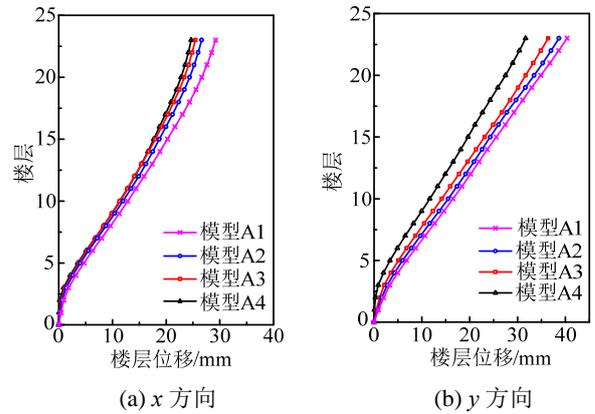


图 6 21 层剪力墙结构的水平位移
Fig.6 Horizontal displacement of twenty-one story shear wall structure

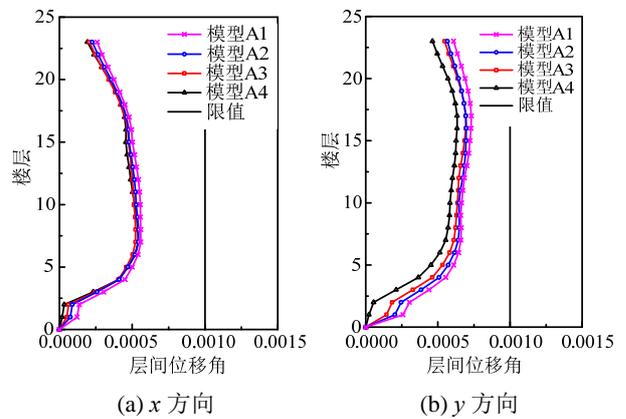


图 7 21 层剪力墙结构的层间位移角
Fig.7 Inter-story drift ratio of twenty-one story shear wall structure

7 条地震波的位移谱曲线、位移谱曲线的平均值与模型 A1~A4 的第 1 周期如图 8 所示。从图中可知, 不同地震波作用下结构的位移响应存在较大差异。表 10 为模型 A1~A4 第 1 周期值对应的位移谱值 S_d 和结构顶点最大位移 u_{max} 。从表中可看出, 地震作用下结构顶点的最大位移平均值与结构第 1 周期相应的位移谱平均值大致呈线性关系。

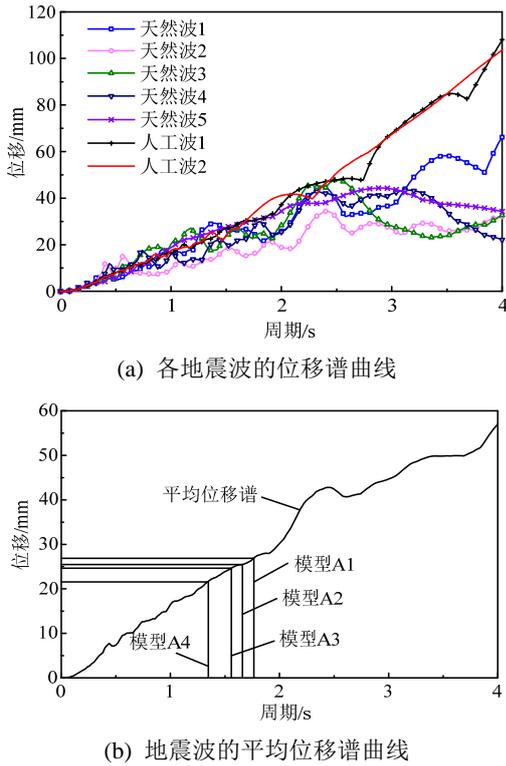


图8 地震波的位移谱曲线与模型 A1~A4 的基本自振周期
Fig.8 Displacement spectrum curves of earthquake waves and fundamental natural period of Model A1 to A4

表 10 y 方向模型 A1~A4 顶点位移谱值和最大位移值
Table 10 y direction spectra displacement and maximum top lateral displacement of Model A1 to Model A4

模型	S_d 与	地震波							平均值
		u_{max}/mm	天然波 1	天然波 2	天然波 3	天然波 4	天然波 5	人工波 1	
A1	S_d	24.4	16.3	23.6	28.3	30.7	30.5	34.0	26.8
	u_{max}	36.7	29.7	32.1	35.2	46.1	47.5	55.4	40.4
A2	S_d	26.8	15.0	25.1	22.2	29.4	30.2	29.5	25.5
	u_{max}	37.3	27.6	32.2	38.0	43.7	44.6	47.3	38.7
A3	S_d	25.7	18.2	26.4	20.0	28.2	27.3	26.8	24.7
	u_{max}	39.1	26.1	38.1	30.2	42.1	38.0	41.3	36.4
A4	S_d	28.3	13.6	18.2	18.9	25.0	22.5	24.4	21.6
	u_{max}	40.2	24.7	24.5	27.7	36.7	34.4	33.5	31.7

3.1.3 楼层剪力与倾覆力矩

在 7 条地震波作用下，模型 A1~A4 各楼层的剪力见图 9。从图中可知，楼层剪力均随着基础刚度增大而逐渐增大。结构在 x 方向的高宽比较小，基础刚度对楼层剪力沿竖向分布的规律影响也较小。结构在 y 方向的高宽比较大，考虑基础刚度后，周边土体反力对地下室的楼层剪力影响很大。当地下室周边土体发生较大变形后，弹簧反力可能大于上部楼层的总剪力，地下室的楼层剪力发生突变，剪力作用方向与上部结构相反。

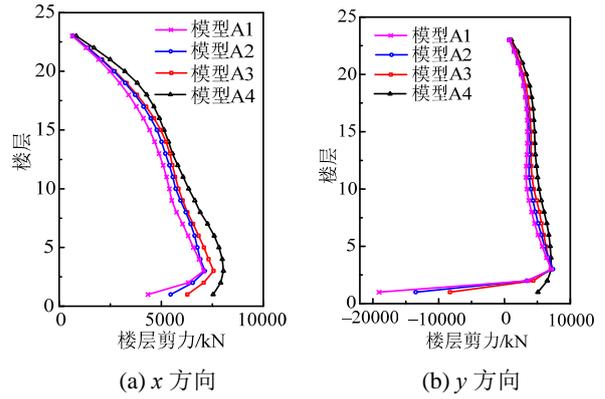


图 9 21 层剪力墙结构的楼层剪力
Fig.9 Shear force of twenty-one story structure

在 7 条地震波作用下，模型 A1~A4 各楼层的倾覆力矩分布见图 10。从图中可知，基础刚度对 x 方向的倾覆力矩分布影响很小，仅在底部存在差异，而 y 方向的倾覆力矩变化较大，倾覆力矩随着基础刚度增大而明显增大。

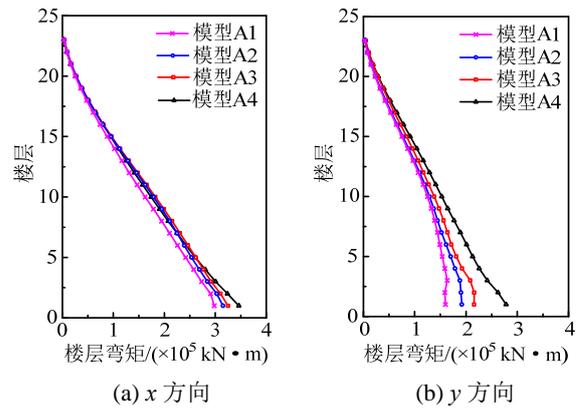


图 10 21 层剪力墙结构的倾覆弯矩

Fig.10 Overturning moment of twenty-one story structure

3.2 32 层剪力墙结构计算结果

3.2.1 周期与振型

32 层剪力墙结构自振周期与振型的计算结果见表 11。从表中可知，基础竖向刚度越小，自振周期加长幅度越大，基础刚度对第 1 周期的影响最大，对第 2 阶以后的周期影响较小。刚性基础模型 B4 在前 9 阶模态中未出现竖向振型，柔性基础模型 B3 在第 9 阶出现竖向振型，模型 B1 和模型 B2 均在第 8 阶出现竖向振型。

3.2.2 楼层位移与层间位移角

在 7 条地震波作用下，计算模型 B1~B4 的侧向位移与层间位移角分别见图 11 和图 12。从图中可知，随着基础刚度增大，结构在 x 方向的侧向位移与层间位移角均随之减小。在 y 方向，柔性基础模型 B2 和模型 B3 在地震作用下的侧向位移和层间位

表 11 32 层剪力墙结构的自振周期与振型

Table 11 Period and vibration mode of thirty-two story shear wall structure

振型阶数	模型 B1		模型 B2	
	周期/s	振型描述	周期/s	振型描述
1	2.526	y 向平动	2.304	y 向平动
2	1.856	x 向平动	1.735	x 向平动
3	1.248	扭转	1.239	扭转
4	0.537	x 向平动	0.537	x 向平动
5	0.49	y 向平动	0.485	y 向平动
6	0.352	扭转	0.351	扭转
7	0.318	x 向平动	0.263	x 向平动
8	0.285	竖向	0.256	竖向
9	0.228	y 向平动	0.225	y 向平动

振型阶数	模型 B3		模型 B4	
	周期/s	振型描述	周期/s	振型描述
1	2.101	y 向平动	1.727	y 向平动
2	1.669	x 向平动	1.591	x 向平动
3	1.225	扭转	1.160	扭转
4	0.537	x 向平动	0.543	x 向平动
5	0.479	y 向平动	0.460	y 向平动
6	0.350	扭转	0.357	扭转
7	0.253	x 向平动	0.311	x 向平动
8	0.222	y 向平动	0.224	y 向平动
9	0.221	竖向	0.212	x 向平动

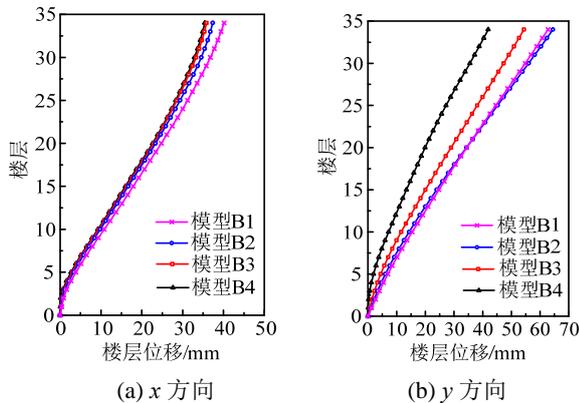


图 11 32 层剪力墙结构的水平位移

Fig.11 Lateral displacement of thirty-two story structure

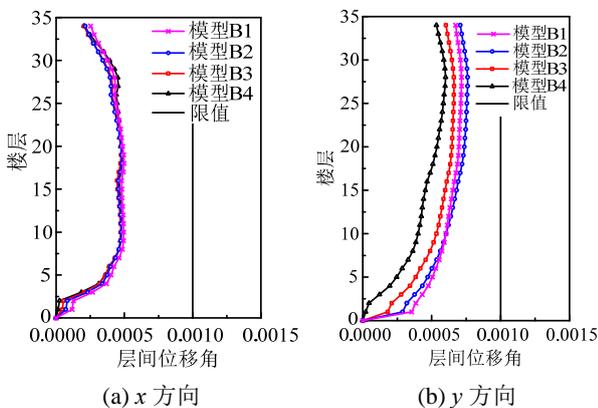


图 12 32 层剪力墙结构的层间位移角

Fig.12 Inter-story drift ratio of thirty-two story structure

移角均比刚性基础模型 B4 有所增加, 但模型 B1 的位移值小于模型 B2, 这是由于模型 B1 第 1 周期相应的位移谱平均值小于模型 B2 第 1 周期相应的位移谱平均值的缘故。

3.2.3 楼层剪力与倾覆力矩

在 7 条地震波作用下, 模型 B1~B4 各楼层的剪力见图 13。从图中可知, 与 21 层剪力墙结构类似, 楼层剪力均随着基础刚度增大而逐渐增大, 由于地下室受到周边土体反力的作用, 楼层剪力变化剧烈。

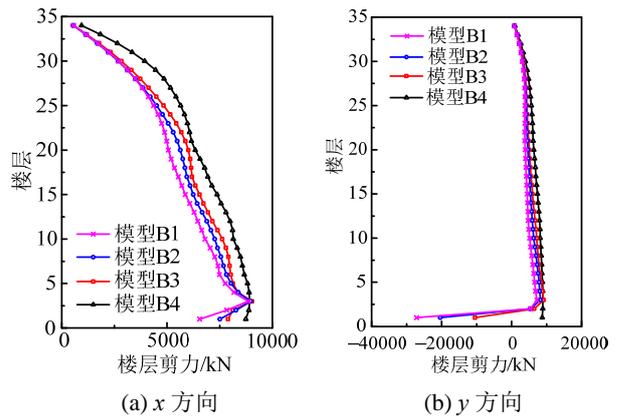


图 13 32 层剪力墙结构的楼层剪力

Fig.13 Shear force of thirty-two story structure

在 7 条地震波作用下, 模型 B1~B4 各楼层的倾覆力矩分布见图 14。从图中可知, 基础刚度变化对 x 方向的倾覆力矩影响较小, 而对 y 方向的影响较大, 倾覆力矩随着基础刚度增大而明显增大。

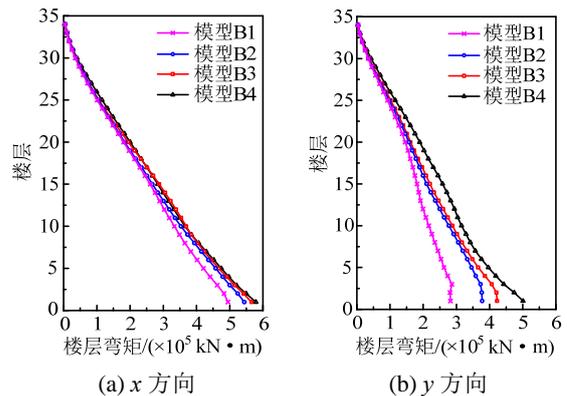


图 14 32 层剪力墙结构的倾覆弯矩

Fig.14 Overturning moment of thirty-two story structure

3.3 43 层剪力墙结构计算结果

3.3.1 周期与振型

43 层剪力墙结构自振周期与振型的计算结果见表 12。从表中可知, 与 21 层和 32 层模型相似, 考虑基础刚度对结构第 1 周期的影响显著, 且竖向振动效应随之增大。

表 12 43 层剪力墙结构的自振周期与振型

Table 12 Period and vibration mode of forty-three story shear wall structure

振型阶数	模型 C1		模型 C2	
	周期/s	振型描述	周期	振型描述
1	3.653	y 向平动	3.317	y 向平动
2	2.588	x 向平动	2.439	x 向平动
3	1.803	扭转	1.791	扭转
4	0.782	x 向平动	0.781	x 向平动
5	0.726	y 向平动	0.715	y 向平动
6	0.524	扭转	0.522	扭转
7	0.396	x 向平动	0.386	x 向平动
8	0.339	竖向	0.333	y 向平动
9	0.336	y 向平动	0.284	竖向

振型阶数	模型 C3		模型 C4	
	周期	振型描述	周期	振型描述
1	3.033	y 向平动	2.570	y 向平动
2	2.359	x 向平动	2.266	x 向平动
3	1.774	扭转	1.696	扭转
4	0.781	x 向平动	0.787	x 向平动
5	0.701	y 向平动	0.667	y 向平动
6	0.520	扭转	0.522	扭转
7	0.381	x 向平动	0.456	x 向平动
8	0.329	y 向平动	0.325	y 向平动
9	0.255	竖向	0.314	x 向平动

3.3.2 楼层位移与层间位移角

在 7 条地震波作用下,计算模型 C1~C4 的侧向位移与层间位移角分别见图 15 和图 16。从图中可知,与 21 层与 32 层剪力墙结构类似,43 层剪力墙结构的侧向位移与层间位移角受基础刚度的影响显著,地下室高度范围层间位移角增幅很大,y 方向结构下部层间位移角增幅明显大于结构上部。

3.3.3 楼层剪力与倾覆力矩

在 7 条地震波作用下,模型 C1~C4 各楼层的剪力见图 17。从图中可知,楼层剪力均随基础刚度的变化规律与 21 层、32 层剪力墙结构类似,而且随

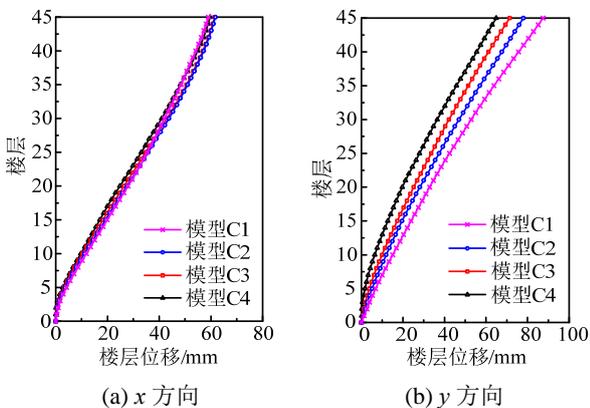


图 15 43 层剪力墙结构的水平位移

Fig.15 Lateral displacement of forty-three story structure

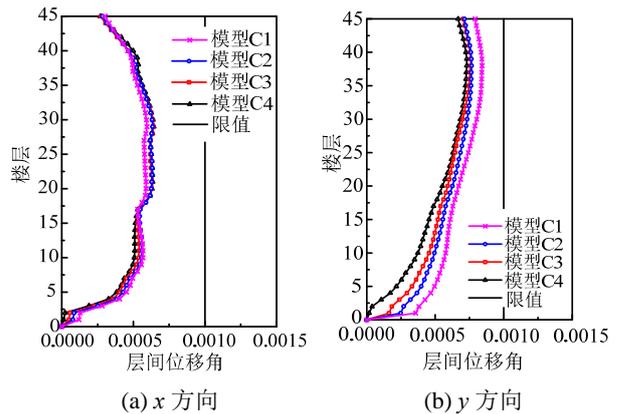


图 16 43 层剪力墙结构的层间位移角

Fig.16 Inter-story drift ratio f forty-three story structure

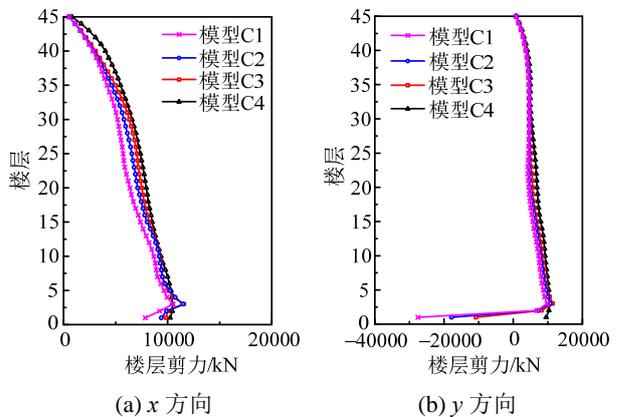


图 17 43 层剪力墙结构的楼层剪力

Fig.17 Shear force of forty-three story structure

着高宽比增大,地下室周边土体反力随之增大,楼层剪力变化更加显著。

在 7 条地震波作用下,计算模型 C1~C4 各楼层的倾覆力矩分布见图 18。从图中可知,倾覆力矩随基础刚度的变化规律与 21 层、32 层剪力墙结构类似,而且随着高宽比增大,结构下部的倾覆力矩变化幅度增大,但结构上部的倾覆力矩基本上没有差别。

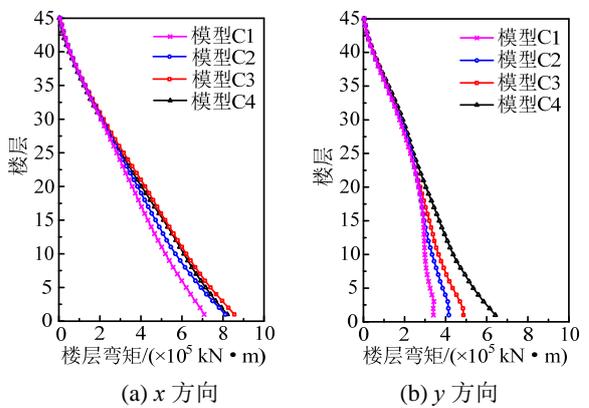


图 18 43 层剪力墙结构的倾覆弯矩

Fig.18 Overturning moment of forty-three story structure

4 基础刚度对地下室外墙与桩反力影响分析

4.1 地下室侧向变形与周边土体反力

4.1.1 地下室顶部位移

为了考察基础刚度对地下室外墙与桩顶反力的影响, 选用前述 43 层剪力墙结构。基础刚度分别考虑弹性变形为 20 mm、10 mm、5 mm 和 0 mm 四种情况, 地下室周边土体分别考虑 m 值为 30 MN/m^4 、 60 MN/m^4 和 90 MN/m^4 三种情况。在 7 条地震波作用下, 地下室最大侧向位移的平均值如表 13 所示。从表中可以看出, 基础刚度对地下室侧向位移的影响较大, 而地下室周边土体 m 值的影响较小。地下室侧向位移绝对值很小, B2 层的侧向位移约为 B1 层的二分之一。

表 13 43 层剪力墙结构地下室的侧向位移 /mm

Table 13 Basement lateral displacement of forty-three story structure

桩基变形/mm	楼层	周边土体 m 值/(MN/m^4)					
		$m=30$		$m=60$		$m=90$	
		x 向	y 向	x 向	y 向	x 向	y 向
20	B1	0.888	2.662	0.859	2.101	0.834	1.744
	B2	0.428	1.287	0.409	0.987	0.399	0.805
10	B1	0.585	1.862	0.569	1.585	0.555	1.402
	B2	0.276	0.891	0.266	0.742	0.256	0.640
5	B1	0.381	1.247	0.372	1.093	0.363	0.977
	B2	0.174	0.586	0.168	0.502	0.162	0.438
0	B1	0.129	0.203	0.128	0.196	0.126	0.189
	B2	0.046	0.062	0.045	0.058	0.043	0.054

4.1.2 地下室周边土体反力

在 7 条地震波作用下, 地下室外墙承受土体最大反力的平均值如表 14 所示。从表中可以看出, 基础刚度对地下室侧向土体反力影响很大, 土弹簧反力随着基础刚度增大迅速减小。随着地下室周边

表 14 43 层剪力墙结构周边土体的反力 /kN

Table 14 Surrounding soil reaction force of forty-three story structure

桩基变形/mm	楼层	周边土体 m 值/(MN/m^4)					
		$m=30$		$m=60$		$m=90$	
		x 向	y 向	x 向	y 向	x 向	y 向
20	B1	690	6468	1337	10211	1944	12713
	B2	2663	25019	5095	38380	7440	46964
10	B1	455	4525	885	7705	1294	10223
	B2	1719	17326	3307	28865	4774	37333
5	B1	296	3030	578	5313	847	7125
	B2	1085	11383	2088	19517	3023	25535
0	B1	100	494	198	954	293	1380
	B2	287	1213	556	2247	808	3120

土体 m 值增大, 地下室外墙承受的土体反力随之增大。B2 层的土体反力远大于 B1 层。

4.2 基础刚度对桩顶反力的影响

43 层剪力墙结构在 7 条地震波作用下, ①轴与②轴交点处桩顶的最大竖向反力、最小竖向反力与重力荷载代表值之比见表 15。从表中可以看出, 基础刚度对桩顶反力影响显著, 基础竖向刚度越大, 桩顶反力值越大。地下室周边土体的 m 值对桩顶反力的影响很小, 可以忽略不计。

表 15 43 层剪力墙结构桩顶最大和最小竖向反力与重力荷载代表值之比

Table 15 Ratio of the maximum and minimum vertical reaction forces to gravity representative value for forty-three story structure

桩基变形/mm	比值	周边土体 m 值/(MN/m^4)					
		$m=30$		$m=60$		$m=90$	
		x 向	y 向	x 向	y 向	x 向	y 向
20	最大	1.13	1.14	1.13	1.12	1.13	1.1
	最小	0.86	0.86	0.86	0.89	0.86	0.91
10	最大	1.16	1.2	1.16	1.18	1.16	1.16
	最小	0.83	0.81	0.84	0.83	0.84	0.85
5	最大	1.19	1.26	1.19	1.24	1.18	1.22
	最小	0.82	0.75	0.82	0.78	0.82	0.79
0	最大	1.29	1.49	1.29	1.48	1.29	1.47
	最小	0.72	0.52	0.73	0.53	0.73	0.53

5 结论

(1) 考虑基础刚度后, 结构基本自振周期显著加长, 第 2、第 3 周期略有增加, 第 4 及其后各周期变化很小。地下室高度范围内层间位移角增幅很大, 地面标高以上层间位移角增幅相对较小。

(2) 考虑基础刚度后, 地面标高以上各楼层在地震作用下的水平剪力略有减小。由于受到周边土体反力的作用, 地下室结构的水平剪力变化幅度很大, 水平剪力作用方向可能发生改变。结构倾覆力矩减小, 但变化幅度较小。

(3) 基础刚度对地下室外墙在地震作用下的土体反力影响显著, 随着基础刚度增大, 土体反力迅速减小。

(4) 在地震作用下, 基础刚度对桩顶反力影响很大, 桩顶反力变化幅值随基础刚度增大而加大, 地下室周边土体的 m 值对桩顶反力的影响可以忽略不计。

(5) 对于矩形平面的建筑, 考虑基础刚度对短边方向的影响远大于对长边方向的影响。当结构高宽比大于 4 时, 基础刚度引起的各种效应较为显著。

(6) 本文根据桩基础得到的考虑基础刚度影响研究的相关结论,同样可以适用于天然地基的情况。

(7) 桩基础与地下室周边土体的阻尼特性非常复杂,其对结构动力响应的影响还需要进一步研究。

参考文献:

- [1] 熊建国. 土-结构动力相互作用问题的新进展(I)[J]. 世界地震工程, 1992, 8(2): 22—29.
Xiong Jianguo. New progress of soil structure dynamic interaction (I) [J]. World Earthquake Engineering, 1992, 8(2): 22—29. (in Chinese)
- [2] ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings [S]. USA: Applied Technology Council, 1996.
- [3] Takewaki I, Nakamura T, Hirayama K. Seismic frame design via inverse mode design of frame-ground system [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1998, 17(3): 153—163.
- [4] Mylonakis G, Gazetas G. Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental? [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2000, 4(3): 277—301.
- [5] Carbonari S, Dezi F, Leoni G. Nonlinear seismic behavior of wall-frame dual systems accounting for soil-structure interaction [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2012, 41(12): 1651—1672.
- [6] Torabi H, Rayhani M T. Three dimensional finite element modeling of seismic soil-structure interaction in soft soil [J]. Computers and Geotechnics, 2014, 60(1): 9—19.
- [7] 王开顺, 王有为, 李林友. 土与结构相互作用地震反应研究及实用计算[J]. 建筑结构学报, 1986, 7(2): 64—76.
Wang Kaishun, Wang Youwei, Li Linyou. Study on seismic response of soil and structure interaction and its practical calculation [J]. Journal of Building Structures, 1986, 7(2): 64—76. (in Chinese)
- [8] 林皋, 栾茂田, 陈怀海. 土-结构相互作用对高层建筑非线性地震反应的影响[J]. 土木工程学报, 1993, 26(4): 1—13.
Lin Hao, Luan Maotian, Chen Huaihai. Effect of soil structure interaction on nonlinear seismic response of tall buildings [J]. China Civil Engineering Journal, 1993, 26(4): 1—13. (in Chinese)
- [9] 陈国兴, 王志华, 宰金珉. 土与结构动力相互作用体系振动台模型试验研究[J]. 世界地震工程, 2002, 18(4): 47—54.
Chen Guoxing, Wang Zhihua, Zai Jinmin. Experimental study on shaking table model of soil and structure dynamic interaction system [J]. World Earthquake Engineering, 2002, 18(4): 47—54. (in Chinese)
- [10] 宿金成, 王幼清. 接触非线性对土-结构动力相互作用的影响[J]. 土木工程学报, 2012, 45(增刊 1): 126—130.
Su Jincheng, Wang Youqing. Impact of nonlinear contact on dynamic soil-structure interaction [J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(Suppl 1): 126—130. (in Chinese)
- [11] 尚守平, 鲁华伟, 邹新平, 等. 土与结构相互作用大比例模型试验研究[J]. 工程力学, 2013, 30(9): 41—46.
Shang Shouping, Lu Huawei, Zou Xinping, et al. Experimental study on soil-structure interaction through large scale model tests [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(9): 41—46. (in Chinese)
- [12] 蒋玉敏, 钱德玲, 张泽涵, 等. 框架-核心筒结构与地基基础动力相互作用振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(2): 34—40.
Jiang Yumin, Qian Delin, Zhang Zehan, et al. Shaking table tests on dynamic interaction of frame-core tube structure and subgrade [J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(2): 34—40. (in Chinese)
- [13] GB 50011-2010, 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
GB 50011-2010, Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [14] JGJ 94-2008, 建筑桩基技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
JGJ 94-2008, Technical code for building pile foundation [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008. (in Chinese)
- [15] JTG D63-2007, 公路桥涵地基与基础设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2007.
JTG D63-2007, Design criterion for road bridge culvert base foundation [S]. Beijing: China Communication Press, 2007. (in Chinese)
- [16] 北京金土木信息技术有限公司, 中国建筑标准设计研究院. ETABS 中文版使用指南[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.
Beijing Civil King Information Technology Co., Ltd, China Institution of Building Standard Design & Research. ETABS guide for use in Chinese [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2004. (in Chinese)