

多高层筏板基础设计探讨

梁伟盛 冯俊伟

(广州市城市规划勘测设计研究院 广州 510060)

【摘要】本文针对多高层建筑筏板基础设计中常见的地基承载力取值、地基稳定性验算、沉降计算、筏板结构设计和抗浮力设计等进行了全面的阐述,并结合实际工程设计实例作进一步的探讨,以供参考。

【关键词】筏板基础 补偿性 回弹再压缩 简化的叶果罗夫法 有限元

1 前言

在我国的基建工程中,建筑物采用天然地基上的浅基础设计曾流行一时,但从70年代后期开始,随着高层建筑的大量兴建,桩基础越来越成为一种重要的基础型式。其原因一方面是桩基础设计较简便,设计风险小,而更主要的是高层建筑不仅竖向荷载大而集中,而且风荷载和地震荷载引起的倾覆力矩成倍增长,这就要求基础和地基提供更高的竖向和水平承载力,同时将沉降和倾斜控制在允许的范围,并保证建筑物在风荷载下具有足够的稳定性。桩基础应用于软土地区及基岩埋藏较浅的地区,能满足高层建筑的特殊要求,无疑是理想的基础型式。

但实际上当基岩埋藏较深而其上又为硬塑、坚硬的残积土或强风化岩等承载力较高的土层时,采用天然地基上的筏板基础往往会是最佳的选择。因为在这种情况下,端承桩施工会十分困难,而摩擦桩又无法满足单桩承载力的要求,所以即使可以实现桩基础的设计,也必然导致工程造价的大幅提高。据文献[4]介绍,除了钢结构和直接建造在基岩上的浅基础以及基岩埋藏较浅的桩基础以外,就钢筋混凝土结构与一般地质条件而言,采用筏板基础的高层建筑其基础工程(包括基坑支护和开挖施工)的费用约占建筑总造价的10%~20%、施工

工期约占建筑总工期的20%~25%,但若采用桩基础,则其所占比例分别达20%~30%和30%~40%。

针对上述情况,笔者结合实际工程设计体会,对广州地区多高层建筑筏板基础的设计作了较全面的论述,以供商榷。

2 筏板基础的可行性分析

高层建筑能否考虑选定筏板基础,主要应对以下3个方面进行验算:

2.1 基础埋深的确定

高层建筑一般均设有地下室,所以筏板基础的埋置深度往往取决于建筑高度、地下室层数及层高,如果建筑物的抗倾覆力能满足要求,就可根据该深度结合下卧土层的岩土工程性质,进行筏板基础的天然地基承载力及沉降计算,以确定其是否可行。而多层建筑当不设地下室或地下室埋深很浅时,还须考虑基础对地下管线的影响。

2.2 天然地基承载力的确定

(1) 按规范方法确定

规范规定除岩石地基外,首先通过载荷试验、室内试验、标准贯入、静力触探、轻便触探、旁压仪及其它原位测试等方法来确定地基承载力标准值,经对深度和宽度修正后便可获得地基承载力设计值。对一级建筑物以及须验算沉降变形的二级建筑物,或者按室内试验、标

准贯入、静力触探、轻便触探确定的数值与当地经验有明显差异时,尚须根据理论公式计算来综合确定。

室内土工试验由于取样的扰动和失水,其结果通常不能反映场地岩土的真实物理力学性质,实际设计中,我们主要是根据实际情况,以载荷试验或标准贯入试验为主,室内土工试验作参考综合确定。对于载荷试验如何确定地基承载力标准值,规范已有明确规定。对于标准贯入试验,可取 12~15N(标贯击数)作为地基承载力标准值,强风化岩取低值,残积土取高值。广州地区的风化残积土及强风化软岩的标贯值一般为 15~40N,对 $N=30$ 的土层,可取地基承载力标准值 $f_k=360\sim450\text{kPa}$,经深度和宽度修正后获得的地基承载力设计值更为可观,因此在这种地基上兴建多高层建筑是可行的。

(2) 按补偿性基础确定

设有地下室 的筏板基础其设计与一般的浅基础设计有很多不同之处,其中由于地下室开挖所引起的土自重应力补偿 P_0 及地下水的水平力补偿 P_w 是它与一般浅基础设计的重要区别之一。也就是说,我们在验算地基承载力时,基底压力 P_1 应取 $P_1=P(\text{平均压力})-P_w(\text{水浮力})$;基底附加压力 P_0 应取 $P_0=P_1-P_d$ 。显然,当 $P\leq P_w+P_d$ 时, P_0 的计算已毫无意义,此时只需 $f_k\geq P_0$,地基承载力即可满足要求。

2.3 沉降计算

沉降计算是地基验算的重要组成部分,它不仅影响建筑物的可使用性,而且在筏板基础的结构设计中起重要作用。在实际设计中,工程师往往对确定地基承载力有较大把握,而在地基变形的计算上却拿不定主意。笔者认为,虽然目前未能从理论上对地基的变形进行精确计算,但只要能对变形的计算参数合理取值,选用合适的计算方法,并根据地区经验作出修正,仍能获得与实际情况较接近的总沉降计算值。按计算参数划分,可分为按压缩模量 E_s 、变形模量 E_0 以及按 E_s 、 E_0 计算共 3 类方法。有些文献认为不应采用 E_s ,但笔者认为,在

一定的范围内对某些计算参数作出修正后,仍可用 E_s 进行沉降计算。现分别介绍如下:

2.3.1 按压缩模量 E_s 计算地基变形

(1) 修正规范法

最终沉降量 s 按传统分层总法和计算:

$$s = m_s \sum_{i=1}^n \frac{P_0}{E_{si}} (z_i - z_{i-1}) \alpha_{i-1} \quad (1)$$

式中符号含义和参数取值均以规范为准,但经验修正系数 m_s 和基底有效附加压力 P_0 应作如下修正:① P_0 扣除水浮力;② m_s 按地区经验取值,对埋深 $<6\text{m}$ 的基础,其取值可参照表 1。

表 1 沉降经验修正系数 m_s

基底有效附加应力 P_0 (kPa)	不同持力层地基对应的 M_s 值	一般
	淤泥或淤泥质粘土	第四纪土
≤ 40	0.5~0.7	--
40~60	0.7~1.0	--
60~80	1.0~1.2	0.6~0.9
80~100	--	0.6~0.9
100~150	--	0.5~0.7
150~200	--	0.7~0.9

该法适用于筏板基础补偿量或预计的回弹再压缩量在总沉降中占的比例很小 (5%~10%) 的情况。式(1)中的压缩模量 E_s 应按实际应力范围取值。

(2) 分段计算法

这实际上是将土的回弹再压缩沉降与附加沉降分别独立计算,最后叠加得出总沉降,其基本原理仍为分层总法,不同之处在于引入了回弹再压缩模量。可按规范公式计算:

$$s = \sum_{i=1}^n \left(\psi \frac{P_c}{E_{si}} + \psi_s \frac{P_0}{E_{si}} \right) (z_i - z_{i-1}) \alpha_{i-1} \quad (2)$$

式中各符号含义同《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》(JGJ6-99),压缩模量按实际应力范围取值。

该法适用于筏板基础补偿量较大 (10%~30%) 时的总沉降计算,当筏板基础属于补偿或超补偿阶段时,也可按此法只计算回弹再压缩部分的沉降。

2.3.2 按变形模量 E_0 计算地基变形

最终沉降量 s 按简化的叶果罗夫法计算:

$$s = p_k b \eta \sum_{i=1}^n \frac{q_i - q_{i-1}}{E_{qi}} \quad (3)$$

式中各符号含义同《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》(JGJ6-99), 变形模量 E_0 可按下列式取值:

$$E_0 = (2.0 \sim 2.5) N \quad (4)$$

式中 E_0 对强风化岩取高值, 对残积土取低值, N 为标贯值。

该法适用性最强, 对于筏板基础属于欠补偿、全补偿或超补偿的阶段, 均可按此法计算总沉降。

2.3.3 按压缩系数和弹性模量计算地基变形

该法将总沉降分解为瞬时沉降 s_e 和固结沉降 s_c , 根据 $e \sim \log p$ 曲线提供的压缩系数按分层总和法计算 s_c , 而按叶果罗夫法计算 s_e 。由于该法中弹性模量的准确取值难度较大, 故在我国不大常用, 具体可参考文献[4]。

2.3.4 沉降计算深度的确定

规范[1]中 5.2.6 规定, 地基沉降计算深度 z_n 应符合下式:

$$\Delta s'_i \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s'_i \quad (5)$$

式中各符号含义按《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89), 该式是由应变比法得到的, 与早期的应力比法相比, 虽然已在确定沉降计算深度时用的向上反算深度 Δz 中考虑了基础宽度的影响, 对宽度较小的独立基础是可行的, 但同应力比法一样, 对筏板基础而言, 都过分地强调了荷载对地基压缩深度的影响, 而实际上其影响恰是较小的, 基础宽度只在确定沉降计算深度时才起主要作用。故笔者主张当按压缩模量 E_s 计算地基变形时, 地基沉降计算深度 z_n 按下式确定^[3]:

$$z_n = b(2.5 - 0.4 \ln b) \quad (6)$$

当按变形模量 E_0 计算地基变形时, 地基沉降计算深度 z_n 按下式确定^[3]:

$$z_n = (z_m + \xi b) \beta \quad (7)$$

式(6)、(7)中各符号均按相应规范取值。

3 地基稳定性及整体倾斜验算

地基稳定性验算可用圆弧滑动面法按规范^[1]中 5.3.1 条进行, 即:

$$K = M_R / M_S \geq 1.2 \quad (8)$$

当地基受力层范围内有软弱下卧层时, 应进一步进行挤出验算, 可按规范^[1]中 5.1.6 条进行, 即:

$$p_z + p_{az} \leq f \quad (9)$$

式(8)、(9)中各符号均按规范取值。

整体倾斜可根据竖向偏心荷载、地基不均匀性和相邻荷载影响, 用沉降计算方法按角点法进行计算。

4 基础的抗浮力设计

设有地下室的高层建筑在采用筏板基础时, 存在是否需要设置抗浮锚杆的问题, 实际设计中可按下列几点考虑, 以节省建设投资。

4.1 施工过程中应将水位限制在基础板底以下, 当建至地下室结构和上部结构的重量大于水浮力时方可停止降水, 若建成后仍不能大于水浮力, 则须采取抗浮设计。

4.2 计算水浮力时, 考虑到底板受的是地基岩土裂隙水压力或孔隙水压力, 其大小与地基岩土的裂隙发育程度和孔隙率有关, 实际的水压比静水压要小。

4.3 要考虑底板与地基岩土粘结成整体后所能提供的粘结力, 它与两者的有效粘结面积有关。

4.4 对必须设置抗浮锚杆的底板, 可根据抗浮锚杆的设置数量适当减少底板配筋。

5 筏板的结构设计

对于筏板基础板厚的确定和配筋构造等, 规范中已有明确规定, 本文不再详述, 仅对下列几方面进行探讨;

5.1 影响基础板厚的因素

除柱底轴力及冲切面积的大小外,尚应考虑下列因素:

(1) 基础沉降的不均匀性

荷载分布和地基岩土的不均匀性势必导致基础的不均匀沉降,若无法控制在允许范围内,则有必要增加基础底板的刚度或对较软弱的地基进行加固处理。

(2) 基础与地基岩土的相对刚度

规范规定筏板基础的板厚由抗冲切和剪切来确定,而在抗冲切验算时必须减除冲切范围内的反力,基础与地基岩土的相对刚度对该反力的大小有一定程度的影响。当基础相对地基岩土有较大的刚度时,该反力会相对较小,因而由抗冲切确定的板厚会相对较大,反之基础板厚会相对较小。

(3) 柱或剪力墙的位置

由于基础边缘的地基反力通常比中间大,因此当柱底具有相同的轴力及冲切面积时,缘于基础与地基岩土的相对刚度对基础板厚影响的同样道理,基础边缘的柱或剪力墙抗冲切确定的板厚会相对较大。这时,可将柱或剪力墙处一定范围内的基础底板适当加厚,以满足抗冲切的要求。

5.2 基础板的内力计算

鉴于方法较多,笔者根据工程实践经验,主张按以下方法进行基础板的内力分析:

(1) 筏板基础的板厚通常较大,其空间受力性强,普通的薄板理论已不再适用,而应采用考虑板剪切变形的中厚板理论或三维实体单元来分析。对于规则或可简化为规则的筏板基础结构,可采用笔者提出的类似边界元法的域外奇点法^[5]来进行分析。

(2) 当进行筏板基础内力分析时,宜考虑上部结构的刚度,但会大大增加计算的工作量。笔者认为,对多层建筑可以不考虑上部结构的刚度;而对高层建筑,只须将地下室部分的结构刚度考虑进去,便可有足够的工程精度,而不必考虑所有的上部结构刚度。

(3) 当采用有限元法或域外奇点法^[5]计算

基础内力时,会遇到如何考虑地基弹簧刚度的问题。有些文章提出在计算地基弹簧刚度时就考虑地基土的相互影响,这种方法理论上是最好的,但实际却行不通。笔者在设计中的做法是先计算基础的总沉降,然后求得地基土的总弹簧刚度,再根据局部的地基情况对地基的弹簧刚度进行修正,在计算基础内力的过程中考虑地基土的相互影响。实践证明这种处理手段是合适的。

(4) 由于筏板基础的空间受力性强,按三维实体单元求得基础板的内力不仅有弯矩及剪力,而且有轴力,按该法求出的基础板的内力进行配筋计算时,应按偏心受拉或偏心受压构件进行计算。

6 设计实例

由我院设计的淘金花园小区位于广州市淘金路,地下1~2层,地上6~10层不等,采用异型柱框架结构,最大柱轴力6170kN,基底平均压力150~180kPa。地下静止水位为地面以下3~6m,地质资料见表2。

表2 场地土概况

土层序号	土层描述	土层厚度 (mm)	标贯值 N
1	杂填土	1.5~3.6	--
2	素填土	2.4~6.5	--
3	粉质粘土,硬塑	2.2~13.0	13~27
4	含砾粉土,中密	2.5~6.0	20~30
5	粉质粘土,硬塑~坚硬	12.0~18.5	25~35
6	含砾粉土,中密~密实	10.0~14.1	30~37

岩土工程报告建议用人工挖孔桩或钻孔桩,按端承摩擦桩设计。考虑到基底标高位于防空洞中,施工安全难以保证,如果等基坑开挖后再进行桩的施工,则工期将大为延长。因此在设计时结合地下室将基础设计成筏板基础,把持力层主要放在第3土层,既缩短了工期,又节省了混凝土用量。

设计中第3土层标贯值取为20,按本文方

法,取地基承载力标准值 $f_k=250\text{kPa}$,故地基承载力已足够有余。第3、4、5、6层的 E_0 取值分别为45,55,60,75MPa。按简化的叶罗夫法计算,其最终总沉降不足1cm,目前该工程A区已将封顶,尚未有明显沉降。该工程在控制不均匀沉降上采取了以下措施:

(1) 若局部持力层为素填土,则当土层较薄如不足1m时,采用换土浇填素混凝土的方法;而当土层较厚如超过6m时,采用局部加摩擦桩的方法,摩擦桩的设计以控制沉降为目的。

(2) 防空洞部分用3:7砂石分层压实,并浇适量水灌实。

(3) 对局部中风化孤石,为了改善筏板的受力及节省投资,将孤石打掉50cm后回填3:7砂石并作分层压实处理。

筏板厚0.6m,基础内力用有限元按本文方法分析,有限元网格划分如图1所示,其中(b)中的L转角断开处为后浇带位置。

有限元计算结果与倒楼盖法对比,其配筋要少1/3,且比弹性板减少1/4,考虑到地基具有许多不可预知的因素,设计中按有限元计算并考虑不利因素适当调整配筋,即便如此,其工程造价仍比倒楼盖法和弹性板法要节省。

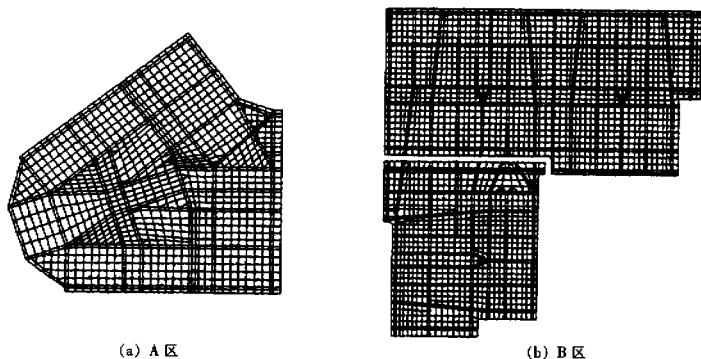


图1 有限元网格划分图

7 结论

高层建筑筏板基础设计是结构设计中的重要一环,其设计合理与否,关系到建筑物的安全和使用。本文结合工程实例对高层建筑筏板基础设计中值得注意的问题作了全面的阐述和研讨,并对设计中容易混淆的概念及误区进行澄清,对工程设计中的实际做法进行剖析。基于本文的观点,笔者目前还设计了广州市内一座在建的36层高层筏板基础,其方案已通过由省建委组织的专家评审。

参考文献

- 1 GBJ 7-89 建筑地基基础设计规范
- 2 DBJ 15-3-91(广东省标准) 建筑地基基础设计规范
- 3 JGJ 6-99 高层建筑箱形与筏形基础技术规范
- 4 宰金珉,宰金璋,高层建筑基础分析与设计,北京:中国建筑工业出版社,1993