

# CFG复合地基在高层建筑中的应用

杜云晶<sup>1</sup>, 王坤<sup>1</sup>, 王益超<sup>1</sup>, 葛月珍<sup>1</sup>, 王占学<sup>2</sup>, 孙好斌<sup>3</sup>

(1 聊城市规划建筑设计院有限公司, 聊城 252000; 2 濮阳市泽鲁置业有限公司, 濮阳 457000;  
3 濮阳市规划建筑设计研究院, 濮阳 457000)

[摘要] 结合工程实例,对CFG复合地基承载力、变形和稳定性进行系统计算,将计算结果与现场检测结果进行对比,二者均满足规范要求,论证了CFG复合地基在黄河冲积平原地区高层建筑应用的可行性。分析得出,基础底面无软土层时CFG复合地基可不进行稳定计算。研究成果为CFG复合地基在该地区成熟应用提供科学依据和理论支撑。

[关键词] 高层建筑; CFG复合地基; 地基承载力; 变形; 稳定

中图分类号: TU441+.6 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2016)02-0071-05

## Application of CFG composite foundation in high-rise buildings

Du Yunjing<sup>1</sup>, Wang Kun<sup>1</sup>, Wang Yichao<sup>1</sup>, Ge Yuezhen<sup>1</sup>, Wang Zhanxue<sup>2</sup>, Sun Haobin<sup>3</sup>

(1 Company Limited of Planning and Architectural Design Institute of Liaocheng, Liaocheng 252000, China;  
2 Company Limited of Zelu Real Estate Co., Ltd. of Puyang, Puyang 457000, China;  
3 Planning and Architectural Design Research Institute of Puyang, Puyang 457000, China)

**Abstract:** The systematic calculations of bearing capacity, deformation and stability of CFG (Cement Fly-Ash Gravel) composite foundation were carried out combined with the actual engineering. Comparison of the calculation results with field test ones shows that both of them can meet the requirements of code and the feasibility of applying CFG composite foundation in high-rise buildings in the Yellow River alluvial plain area is verified. Analysis shows that stability calculation is not needed for CFG composite foundation when no soft substratum is in foundation bottom. The study achievements can provide the scientific basis and theoretical support for the mature application of the CFG composite foundation in the Yellow River alluvial plain area.

**Keywords:** high-rise building; CFG composite foundation; bearing capacity of foundation; deformation; stability

## 1 工程概况

濮阳市现代商贸广场项目位于濮阳市市区,本项目是以住宅为主,商业购物、行政办公、公寓、酒店为辅的一体现代化高档小区,项目规划占地面积176 758.4m<sup>2</sup>,总建筑面积1 108 654.3m<sup>2</sup>。在规划建筑红线范围内布置了30栋高层住宅,其中小区四周主楼设有2层商业裙房,总平面示意图如图1所示。住宅部分采用钢筋混凝土剪力墙结构,商业裙房采用框架结构,其他采用框架-核心筒结构,基础形式均采用钢筋混凝土平板式筏基。

高层住宅1~6层(含地下2层)剪力墙厚250mm,混凝土强度等级为C40,7层及以上剪力墙厚200mm,混凝土强度等级为C35和C30,其中楼层数超过30层、采用CFG复合地基的主楼有11栋。主、裙楼均设置2层地下室,且与车库相连接,如图2所示。

本工程抗震设防烈度为7度(0.15g),设计地震分组为第二组,场地特征周期值 $T_g=0.55s$ ,建筑场地类别为Ⅲ类,属建筑抗震一般地段,抗震设防类别为丙类;地基基础设计等级为甲级,取50年一遇

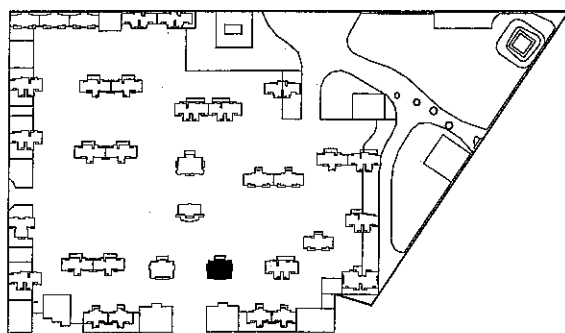


图1 总平面示意图

基本风压为0.55kPa。

本场地设防烈度为7度时为非液化场地,故不考虑液化土层对地基基础计算的影响。本工程设防水位绝对高程为35.800m。拟建场区地形平坦,地貌单一,无斜坡地段、无活动断层和活动地裂缝通过。

## 2 典型主楼桩型选择及地质条件

本工程所有主楼均采用CFG复合地基处理方

作者简介:杜云晶,学士,一级注册结构工程师,Email:duyj@lcadi.com。

式,以10#主楼(见图1涂黑位置)为代表,详细阐述CFG复合地基承载力、变形和稳定性的计算。

本工程结构高、荷载重,普通天然地基难以满足上部结构承载力的要求。勘察单位提供了两种地基基础方案,一为灌注桩后注浆桩基;二为CFG复合地基。经与甲方、勘察单位反复论证后,决定采用CFG复合地基处理方式,CFG桩位平面定位图如图3所示。

本工程室内±0.000的绝对高程为53.800m,现场勘察时场地已开挖至绝对高程48.000m左右。具体岩土参数详见图4及表1。

### 3 CFG复合地基设计

根据《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2012)<sup>[1]</sup>(简称地规)3.0.5条:处理后的地基应满足建筑地基承载力、变形和稳定性要求。设计CFG桩桩径为400mm,桩间距为1400mm,桩长为24m,采用正方形布桩,面积置换率为0.064。桩端持力层为⑥层粉土,且进入该土层深度不小于1.0m,基础持力层为②层粉土,当CFG桩顶位于①层粉质黏土时,将该层土清除,采用中砂分层夯实回填至设计标高。

表1 各土层物理参数

土层	天然重度 /(kN/m <sup>3</sup> )	承载力特 征值/kPa	土层平均 厚度/m	内摩擦 角/°	黏聚力 /kPa
①粉质黏土	18.2	130	2.7	17.4	27.1
② <sub>1</sub> 粉土	17.9	160	3.0	26.0	12.7
② <sub>2</sub> 粉土	17.9	160	5.2	26.0	12.7
③粉质黏土	18.6	140	4.1	14.7	29.6
④粉砂	—	200	9.1	—	—
⑤粉质黏土	19.6	180	4.0	—	—
⑥粉土	19.7	200	7.4	—	—
⑦粉质黏土	20.0	200	13.5	—	—
⑧粉砂	—	250	>5	—	—

复合地基范围内的筏板面积 $A=540\text{m}^2$ ,考虑车库柱网等因素总筏板面积取为 $613.6\text{m}^2$ 。经计算,上部结构传至基础底的荷载标准值为276357kN,上部结构传至基础底的荷载准永久值为265798kN。

#### 3.1 复合地基的承载力计算

##### 3.1.1 轴心荷载作用时计算

相应于标准荷载组合作用时,基础底面处的平均压力 $p_k$ 按《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)<sup>[2]</sup>(简称地规)式(5.2.2-1)计算:

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{276357}{540} = 512\text{kPa}$$

增强体单桩竖向承载力特征值估算值按地规式(7.1.5-3)计算:

$$\begin{aligned} R_a &= u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_{pi} + \alpha_p q_p A_p \\ &= 1.25 \times (28 \times 7.40 + 4.2 \times 25 + 5.7 \times 30 + \\ &\quad 4.7 \times 30 + 2 \times 35) + 1.0 \times 0.1256 \times 600 \\ &= 947.3\text{kN} \end{aligned}$$

结合濮阳市当地的试验经验,本工程取单桩竖向承载力特征值 $R_a=890\text{kN}$ 。有粘结强度增强体复合地基的承载力特征值 $f_{spk}$ 按地规式(7.1.5-2)计算:

$$\begin{aligned} f_{spk} &= \lambda m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{sk} \\ &= 0.85 \times 0.064 \times \frac{890}{0.1256} + 0.95 \times \\ &\quad (1-0.064) \times 160 \\ &= 528\text{kPa} \end{aligned}$$

设计取 $f_{spk}=520\text{kPa}$ 。

由图5可知,依据地规5.2.4条条解释,复合地基的折算修正深度 $d=2040\text{mm}$ (未考虑车库顶面

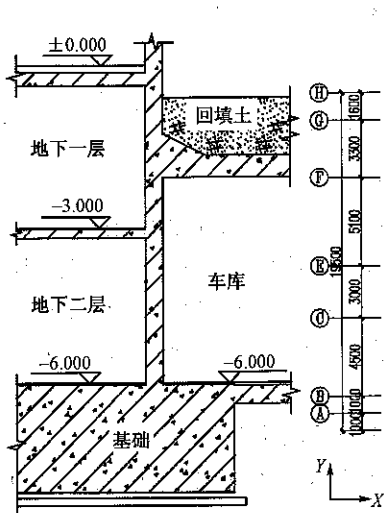


图2 主楼地下室与车库关系图

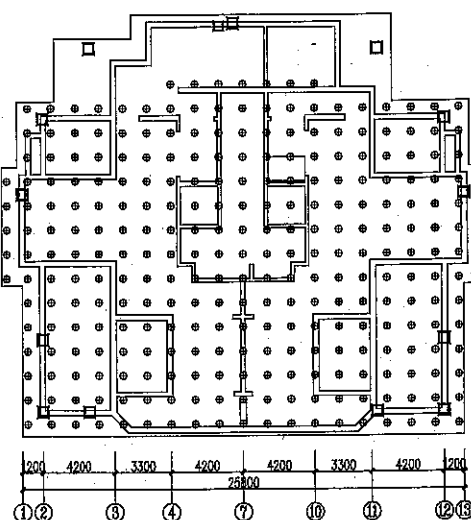


图3 10#楼CFG桩位平面定位图

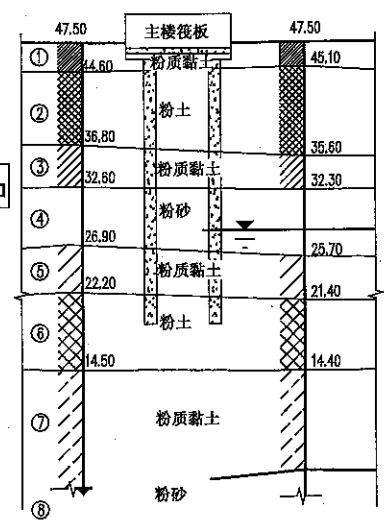


图4 工程地质剖面图

荷载的折算厚度)。处理后的基础宽度的承载力修正系数  $\eta_b$  应取零 (即  $\eta_b = 0$ ), 基础埋深的承载力修正系数  $\eta_d$  应取 1.0 (即  $\eta_d = 1.0$ )。则修正后地基承载力特征值  $f_a$  按地规式 (5.2.4) 计算:

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5) = 548.5 \text{ kPa}$$

$p_k = 512 \text{ kPa} < f_a = 548.5 \text{ kPa}$ , 满足地规式 (5.2.1-1) 的要求。

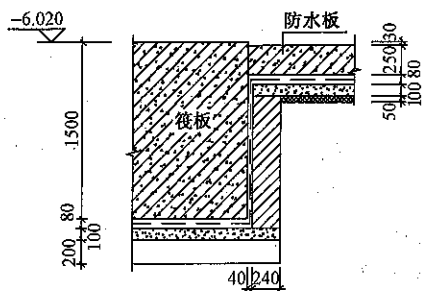


图 5 筏板与防水板连接节点

### 3.1.2 偏心荷载作用时的计算

读取 SATWE 软件中标准荷载组合偏心作用下得到的基础底面边缘 (①轴交④轴的筏板角部) 的  $x$  向、 $y$  向最大压力值, 分别为  $p_{kmax}^x = 647 \text{ kPa}$ ,  $p_{kmax}^y = 618 \text{ kPa}$ , 故基础底面边缘的最大压力值  $p_{kmax} = 647 \text{ kPa}$ 。

$p_{kmax} < 1.2 f_a = 1.2 \times 548.5 = 658.2 \text{ kPa}$ , 满足地规中式 (5.2.1-2) 的要求。

### 3.1.3 桩身强度验算

本工程 CFG 桩体采用 C30 混凝土, 边长 150mm 立方体桩体试块标准养护 28d 的立方体抗压强度平均值  $f_{cu} = 30 \text{ MPa}$ , 根据地规式 (7.1.6-2) 有:

$$f_{cu} = 30 \text{ MPa} \geq 4 \frac{\lambda R_a}{A_p} \left[ 1 + \frac{\gamma_m (d - 0.5)}{f_{spa}} \right] = 25.3 \text{ MPa}$$

由此可知, C30 混凝土满足《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010) 表 3.5.3 中环境等级二 a 的要求。综上可知, 桩身强度及耐久性均满足规范要求。

### 3.1.4 软弱下卧层验算

复合地基 CFG 桩桩底持力层为⑥层粉土, 该层土的地基承载力特征值  $f_{ak}^6 = 200 \text{ kPa}$ ; 桩底以下 3m 左右为⑦层粉质黏土, 该层土的地基承载力特征值  $f_{ak}^7 = 200 \text{ kPa}$ 。该两层均非软弱土层, 故不需要进行下卧层的验算。

### 3.2 复合地基的变形计算

根据地规式 (7.2.10)、式 (5.3.5), 按下式计算复合地基的最终变形量  $s$ :

$$s = \psi_{sp} s' = \psi_{sp} \sum_{i=1}^n \frac{P_0}{E_{si}} (z_i \alpha_i - z_{i-1} \alpha_{i-1})$$

式中相应于作用的准永久组合时基础底面的附

加压力  $p_0$  按下式<sup>[2]</sup>计算:

$$p_0 = \frac{G_g}{A} - \gamma h = 432 \text{ kPa}$$

各土层压缩模量取值经参考勘察报告<sup>[3]</sup> 及计算得到, 见表 2。其中  $E_{s1}^4, E_{s1}^8$  的取值为勘察报告给出值, 其余压缩模量值是根据图 6 计算得到的。以⑥层土为例给出其压缩模量值的计算, ⑥层土的自重应力为 436kPa, 其作用到⑤层土底的附加应力为 202.4kPa, 则⑥层土的压缩模量为:

$$E_{s4-6}^6 = \frac{P_6 - P_4}{e_4 - e_6} (1 + e_0) = \frac{600 - 400}{0.612 - 0.60} \times (1 + 0.668) = 27.8 \text{ MPa}$$

式中:  $p_6, p_4$  分别为固结试验结果中⑥层土对应的 600, 400kPa 的压力值;  $e_4, e_6$  分别为固结试验结果  $p_4, p_6$  对应的孔隙比;  $e_0$  为天然孔隙比。

复合土层的压缩模量提高系数  $\xi$  按地规式 (7.2.12-2) 计算:

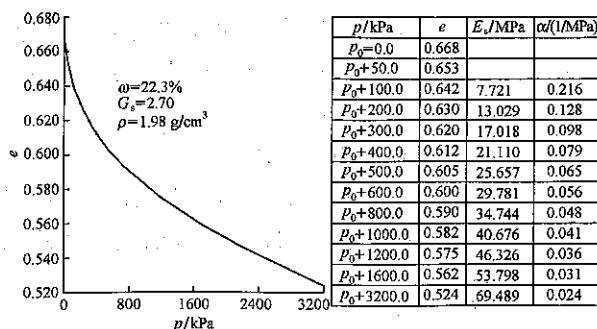
$$\xi = \frac{f_{spk}}{f_{ak}} = 3.25$$

各土层力学参数

表 2

土层	承载力特征值 $f_{ak}/\text{kPa}$	桩侧摩阻力 $q_{si}$ (桩端阻力 $q_p$ )/kPa	压缩模量 $E_{si}/\text{MPa}$	压缩性
①粉质黏土	130	25	$E_{s1-2}^1 = 5$	中压缩性
② <sub>1</sub> 粉土	160	28	$E_{s1-2}^{2-1} = 10$	中压缩性
② <sub>2</sub> 粉土	160	28	$E_{s2-3}^{2-2} = 13$	中压缩性
③粉质黏土	140	25	$E_{s2-3}^3 = 10.5$	中压缩性
④粉砂	200	30(500)	$E_s^4 = 15$	低压缩性
⑤粉质黏土	180	30(500)	$E_{s4-5}^5 = 21$	中压缩性
⑥粉土	200	35(600)	$E_{s4-6}^6 = 27.8$	中压缩性
⑦粉质黏土	200	35	$E_{s5-6}^7 = 28$	中压缩性
⑧粉砂	250	35	$E_s^8 = 17$	低压缩性

注: 根据当地经验仅需给出④~⑥层桩端阻力  $q_p$  值; ②粉土依据压应力不同分为两段。



注:  $w$  为塑限;  $G_s$  为土粒比重;  $\rho$  为重力密度。

图 6 固结试验结果

地基变形计算深度范围内的压缩模量的当量值  $\bar{E}_s$  按地规式(7.2.11)计算:

$$\bar{E}_s = \frac{\sum_{i=1}^n A_i + \sum_{j=1}^m A_j}{\sum_{i=1}^n \frac{A_i}{E_{spi}} + \sum_{j=1}^m \frac{A_j}{E_{sj}}} = 38.3 \text{ MPa}$$

则由地规表 7.2.10 得出  $\psi_{sp} = 0.2$ 。

地基变形计算深度  $z_n$  由地规式(5.3.7)及表 5.3.7 确定,因筏板宽度大于 8m,根据地规表 5.3.7 得  $\Delta z = 1.0\text{m}$ 。地基变形计算深度取为 38.44m 时,经计算  $s' = 220.7\text{mm}$ 。

在计算深度内向上取厚度为  $\Delta z$  的土层计算变形值  $\Delta s_n' = 2.4\text{mm} < 0.025 \times 220.7 = 5.5\text{mm}$

可见地基变形计算深度  $z_n$  满足地规式(5.3.7)要求(未考虑地基土的回弹变形)。则复合地基的最终沉降量为:

$$s = \psi_{sp} s' = 44.14\text{mm} < 200\text{mm}$$

故地基变形满足地规表 5.3.4 的要求。

图 7 为采用 SATWE 软件计算得出的筏板沉降图,由图 7 可知,筏板四周的沉降值基本相同,故不存在整体倾斜,满足地规表 5.3.4 的要求。

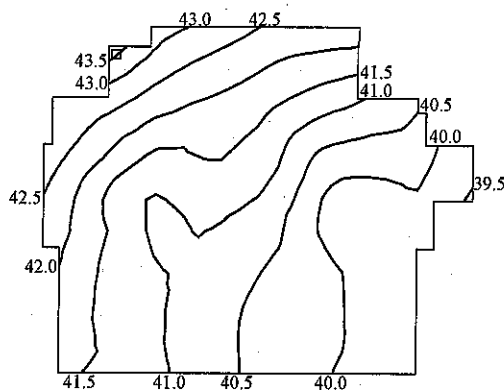


图 7 筏板沉降图/mm

车库独立基础在不考虑主楼的附加沉降时,计算得出的基础中点的沉降值  $s = 0.94 \times 64.5 = 60.63\text{mm}$ 。

车库独立基础之所以有如此大的变形,主要是因为甲方提前开挖基槽使其附加压力增加,提高了沉降计算经验系数  $\psi_{sp}$  值。

### 3.3 CFG 复合地基的稳定计算

因本工程与车库相连,车库后期施工。车库未施工期间,主楼埋深为车库地面至基础地面的距离 ( $H = 1.85\text{m}$ )。

#### 3.3.1 建筑物滑移计算

根据文献[4]可知:

$$KQ \leq F_1 + F_2 + P$$

式中:  $F_1$  为基底摩擦合力;  $F_2$  为侧壁摩擦合力,本项目不考虑该项;  $P$  为被动压力合力,本项目不考虑该项;  $K$  为安全系数,取 1.2 ~ 1.5;  $Q$  为作用在箱形或筏形基础顶部的水平荷载(风荷载、地震荷载或其他荷载)。

地基土的抗剪强度  $S$  为:

$$S = C_{cu} + ptg\varphi_{cu}$$

式中:  $C_{cu}$ ,  $\varphi_{cu}$  分别为黏聚力与内摩擦角,均为固结不排水抗剪强度试验指标;  $p$  为基底平均压力。

$$F_1 = \tau S = 179\,733\text{kN} > 1.5Q$$

$$= 1.5 \times 7\,463 = 11\,194.5\text{kN}$$

式中:  $A_1$  为基底面积;  $Q$  为作用于筏形基础顶部的水平荷载,本工程  $Q$  取值 7 463kN。

抗滑移安全储备系数  $C_1 = 179\,733/1.5Q = 16$ , 满足要求。

#### 3.3.2 建筑物的倾覆计算

圆弧滑动面简图见图 8。则滑动力矩  $M_0$  为:

$$M_0 = (P - \gamma db)x + QZ$$

$$= \left( \frac{247\,804}{25.2} - 18.6 \times 1.85 \times 20.7 \right) \times 2.4 +$$

$$\frac{6\,387.5}{25.2} \times 38.13$$

$$= 31\,556\text{kN} \cdot \text{m}$$

式中:  $x$  为被动土压力合力  $P$  距圆心的水平距离;  $Z$  为水平荷载  $Q$  距圆心的垂直距离。

抗滑动力矩  $M_1$  为:

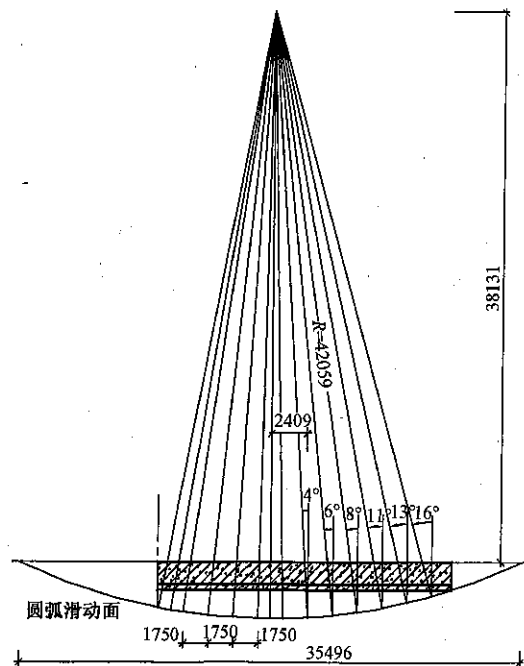


图 8 圆弧滑动面简图

$$\begin{aligned}
 M_x &= \left( \sum p_i b_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + \sum C_i L_i \right) R \\
 &= 520 \times 1.75 \times 42 \times \tan 29^\circ \times (\cos 11^\circ + \cos 10^\circ + \cos 8^\circ + \\
 &\quad \cos 6^\circ + \cos 4^\circ + 2 \cos 1^\circ + \cos 4^\circ + \cos 6^\circ + \cos 8^\circ + \\
 &\quad \cos 11^\circ + \cos 13^\circ + \cos 16^\circ) + 42 \times 13.6 \times 24.3 \\
 &= 286\,076 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

式中:  $p_i$  为  $i$  土条处压力的平均值;  $b_i$  为  $i$  土条宽度;  $\alpha_i$  为通过  $i$  土条  $N_i$  作用线与滑弧交点的半径  $R$  与垂直线的交角, 其中  $N_i$  为基底压力在相应土条宽度  $b_i$  范围内滑动面上产生的法向力的合力;  $\varphi_i$  为地基土内摩角;  $C_i$  为  $i$  土条内土黏聚力;  $L_i$  为  $i$  土条内滑弧长度。

其中  $\varphi_i = 29^\circ$ , 则  $\frac{M_x}{M_0} = 8.6 > 1.3$ 。

抗倾覆安全储备系数  $C_2 = 8.6/1.3 = 6.6$ , 满足要求。

上述分析结果表明, 本工程抗滑移及抗倾覆都有较大的安全储备 ( $C_1 = 16, C_2 = 6.6$ ), 由此得出在竖向和水平荷载共同作用下, 地基内不存在软土或软土夹层时, 相似工程 (指建筑高度、高宽比、土质条件相近的工程) 可不进行地基整体稳定验算。

#### 4 检测结果及沉降数据

CFG 复合地基单桩竖向抗压静载试验结果见表 3, CFG 复合地基竖向抗压静载试验结果见表 4, 两者终止加载条件均为已达到设计要求的最大加载量。

由表 3 和表 4 可知, 本工程 CFG 单桩和 CFG 复合地基的检测沉降变形值均小于设计要求的极限承载力所对应的地规所规定的变形限值, 本工程地基沉降量可控在较小数据范围内。截止到本工程主体封顶时, 地基变形平均值为 17.2mm, 为理论沉降值的 38.9%。

理论计算结果与检测、沉降数据的对比, 证实了本工程采用 CFG 复合地基是满足现行有关规范及

CFG 复合地基单桩竖向抗压静载试验结果 表 3

桩号	试验日期	试验历时/min	最大加载量/kN	桩顶最大沉降量/mm	桩顶残余沉降量/mm
1#	2013.11.12	1 530	1 780	1.65	1.18
2#	2013.11.15	1 560	1 780	3.86	2.01
3#	2013.11.17	1 500	1 780	2.08	1.40

CFG 复合地基竖向抗压静载试验结果 表 4

桩号	试验日期	试验历时/min	最大加载量/kN	桩顶最大沉降量/mm	桩顶残余沉降量/mm
4#	2013.11.13	758	1 040	2.40	1.55
5#	2013.11.14	1 298	1 040	14.51	10.77
6#	2013.11.16	1 658	1 040	17.08	12.88

实际设计需要的。

#### 5 结论

(1) 本文验证了 CFG 复合地基应用于 30 层高层建筑的可行性。

(2) 本工程抗滑移及抗倾覆都有较大的安全储备, 当工程所处地基土范围内没有软土或软土夹层 (地基承载力特征值均不小于 130kPa) 时, 相似工程可不进行地基整体稳定验算。

(3) 经理论计算、试验检测及沉降观测得出, 在该地区采用 CFG 复合地基能大幅度降低地基沉降。

#### 参 考 文 献

[1] JGJ 79—2012 建筑地基处理技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.  
 [2] GB 50007—2011 建筑地基基础设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.  
 [3] 中国濮阳现代商贸广场一期岩土工程勘察报告详细勘察[R]. 濮阳: 濮阳市规划建筑设计研究院, 2013.  
 [4] 钱力航. 高层建筑箱形与筏形基础的设计计算[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.

(上接第 42 页)

变化规律与荷载-挠度曲线变化规律不一致, 因此该方法也不适用于评价钢纤维轻骨料混凝土的韧性。

#### 参 考 文 献

[1] 董祥. 纤维增强高性能轻骨料混凝土物理力学性能、抗冻性及微观结构研究[D]. 南京: 东南大学, 2005.  
 [2] 孙家瑛. 混杂聚丙烯纤维混凝土性能研究[J]. 混凝土, 2003(11): 16-20.  
 [3] ASTM-C 1018-97 Standard test method for flexural toughness and first-crack strength of fiber reinforced concrete [S]. West Conshohocken: ASTM International, 2005.  
 [4] ASTM-C 1399-07 Standard test method for obtaining

average residual strength of fiber-reinforced concrete[S]. West Conshohocken: ASTM International, 2007.

[5] JSCE-SF4 Method of test for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete[S]. Tokyo: Japan Concrete Institute, 1984.  
 [6] 高丹盈, 赵亮平, 冯虎, 等. 钢纤维混凝土弯曲韧性及其评价方法[J]. 建筑材料学报, 2014, 17(5): 783-789.  
 [7] 沈荣焘, 王璋水, 崔玉忠. 纤维增强水泥与纤维增强混凝土[M]. 北京: 化学工业出版社, 2006.  
 [8] NEMKUMAR BANTHIA, JEAN-FRANCOIS TROTTIER. Test methods for flexural toughness characterization of fiber reinforced concrete: some concerns and a proposition[J]. ACI Materials Journal, 1995, 92(1): 48-57.