

文章编号:1674-2869(2012)2-0044-06

# 中欧规范关于基桩承载力确定方法的比较

李元松<sup>1</sup>,夏进<sup>1</sup>,余顺新<sup>2</sup>,邓涛<sup>2</sup>

(1. 武汉工程大学环境与城市建设学院,湖北 武汉 430074;

2. 中交第二公路勘察设计研究院有限公司,湖北 武汉 430056)

**摘要:**介绍欧洲岩土工程设计规范的设计原理包括作用、效应、抗力与极限状态验算不等式,分析3种设计方法用于桩基设计分项系数的取值特点.以《建筑桩基技术规范》为例对比分析中欧岩土工程设计规范基桩承载力确定方法的异同点.3个实例表明欧洲规范确定基桩承载力与国内规范确定基桩承载力平均相差25%,国内规范更为保守.

**关键词:**中欧规范;岩土工程;基桩承载力;对比分析

**中图分类号:**TU 443

**文献标识码:**A

**doi:**10.3969/j.issn.1674-2869.2012.2.011

## 0 引言

规范是工程设计的灵魂,系统性地研究掌握国外标准规范,是企业跨出国门走向海外市场的第一步,是增强国际竞争力的关键;同时修订与完善国内现行规范,必须借鉴与吸收国际标准的先进经验.欧洲规范是一套用于建筑和土木工程设计及施工的欧洲标准,由欧洲标准化委员会(CEN)编制.这是各成员国的经验与研究的结晶,也是CEN技术委员会250(CEN/TC250)及国际科学技术机构专业技术的结晶,代表了结构设计的世界级标准.欧洲规范由10卷欧洲结构设计标准组成,每卷包含若干分册.综合涵盖所有主要建筑材料、主要结构工程领域以及各种结构类型等的设计、施工、使用与维护等规则与规定<sup>[1-4]</sup>.

EN1997为欧洲规范第7卷,由EN1997-1:岩土工程设计与EN1997-2:场地勘察与岩土试验两部分组成.3种设计方法是EN1997-1的核心内容,基桩承载力的确定是3种设计方法的典型应用,也是与我国岩土工程设计规范较大差异所在,对其设计原理、计算公式以及计算精度进行深入研究,并与国内规范设计方法对比分析,其结果可供涉外工程技术人员及国内规范修订时参考.

## 1 欧洲规范 EN1997-1 设计原理

EN1997-1的主要设计思想是极限状态设

计,规范中要求明确区分承载力极限状态(ULS)和正常使用极限状态(SLS),使用不同的计算方法验算ULS和SLS.而传统的岩土工程设计通常对于ULS和SLS使用同样的破坏分析计算,只是使用较大的全局安全系数限制结构变形,从而满足SLS要求.对于正常使用极限状态,EN1997-1沿用EN1990的规定,即验算时,分项系数取1.0;对于承载能力极限状态,EN1997-1采用DA1(Design Approach)、DA2和DA3三种设计方法<sup>[5]</sup>.

### 1.1 岩土(GEO)和结构(STR)的破坏

检查地层和结构中出现破坏或过度变形的极限状态时,必须满足以下不等式:

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

式(1)中, $E_d$ 为所有作用效应的设计值, $R_d$ 为对应地层或结构抗力设计值.

### 1.2 作用的设计效应

作用效应是作用本身、土体特性和岩土参数的函数.可将作用的分项系数作用于:

a. 作用的代表值 $F_{rep}$

$$E_d = E \{ \gamma_F F_{rep}, X_k / \gamma_M, a_d \} \quad (2a)$$

b. 作用效应 $E$

$$E_d = \gamma_E E \{ F_{rep}, X_k / \gamma_M, a_d \} \quad (2b)$$

式(2)中, $\gamma_F$ 为作用的分项系数, $\gamma_M$ 为材料特性分项系数, $\gamma_E$ 为作用效应分项系数, $a_d$ 为岩土参数的设计值.

### 1.3 设计抗力

地基抗力为地基强度 $X_k$ 、作用 $F_{rep}$ 和岩土参

收稿日期:2011-12-06

基金项目:国家自然科学基金资助(51054005)

作者简介:李元松(1964-),男,湖北应城人,博士,教授.研究方向为:岩土工程.

数的函数.若需获得抗力的设计值  $R_d$ ,可将分项系数用于土体特性(X)或抗力(R),或同时作用于二者:

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}, X_k / \gamma_M, a_d \} \quad (3a)$$

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}, X_k, a_d \} / \gamma_R \quad (3b)$$

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}, X_k / \gamma_M, a_d \} / \gamma_R \quad (3c)$$

式(3)中,  $\gamma_R$  为地基抗力分项系数.

#### 1.4 3种设计方法

##### a. 设计方法1

使用分项系数的两种组合分别检查设计中土体和结构的破坏情况.对于非桩与锚固结构:

组合1: A1 + M1 + R1

组合2: A2 + M2 + R1

对于桩和锚固结构设计:

组合1: A1 + M1 + R1

组合2: A2 + (M1 或 M2) + R4

当各分项系数集合的某一组合起决定作用时,设计不需计算其它组合.通常,岩土工程“尺寸确定”由组合2控制,而结构设计则由组合1控制.

##### b. 设计方法2

设计方法2中将分项系数集合的单一组合用于地层和结构承载能力极限状态的检查计算.

组合: A1 + M1 + R2.

岩土作用和结构所承受或结构所施加作用采用相同的分项系数值.地层抗力以及作用(DA2)或作用效应(DA2\*)也采用分项系数.

##### c. 设计方法3

设计方法3将各分项系数集合的单一组合用于检查地层和结构承载能力极限状态的计算.

组合: (A1 或 A2) + M2 + R3.

#### 1.5 EN1997-1 桩基设计分项系数

根据作用组合计算 ULS 荷载  $F_{c,d}$ ,作用组合遵循一般形式的分项系数法,即用于永久或瞬时设计条件的组合,偶然状况和地震条件的组合.

可以通过静载试验,土体试验结果或根据动荷载试验确定基桩承载力设计值  $R_{c,d}$ .

表1给出了附录A中适用于永久和瞬时状况下使用3种设计方法进行桩基设计分项系数集合.

设计方法1和2计算土体抗力时,对土体参数作用等于1.0的分项系数,而对抗力作用大于1.0的分项系数.相反,设计方法3计算土体抗力时,对土体参数应用大于1.0的分项系数,而对抗力应用等于1.0的分项系数.

表1 桩设计的分项系数集合

Table 1 Sets of partial factors for pile design

| 设计方法 | 结构作用 | 岩土工程作用  | 土体抗力    |
|------|------|---------|---------|
| DA-1 |      |         |         |
| 组合1  | A1   | M1 + A1 | M1 + R1 |
| 组合2  | A2   | M2 + A2 | M1 + R4 |
| DA-2 | A1   | M1 + A1 | M1 + R2 |
| DA-3 | A1   | M2 + A2 | M2 + R3 |

对于偶然和地震设计状况,使用通常等于1.0的作用分项系数形成作用组合.欧洲规范7未建议偶然状况下抗力分项系数的取值.通常采用等于1.0的值.有关地震条件下桩设计的抗力分项系数值,见欧洲规范8第5部分<sup>[6-7]</sup>.

## 2 基桩承载力确定

### 2.1 根据静载试验确定基桩承载力设计值

根据静载试验确定桩基设计承载力的步骤如下:

a. 根据式(4)由实测抗力  $R_{c,m}$  确定特征值  $R_{c,k}$

$$R_{c,k} = \text{Min} \{ R_{c,m,\text{mean}} / \xi_1, R_{c,m,\text{min}} / \xi_2 \} \quad (4)$$

式(4)中,  $\xi_1$  和  $\xi_2$  为与所试验桩数量  $n$  相关的相关系数.附录A中给出相关系数的推荐值.

b. 如果联接桩的结构刚度和强度能将荷载从弱桩传递至强桩,可将  $\xi_1$  和  $\xi_2$  的值除以1.2,但应保证,  $\xi_1 \geq 1.0$ .

c. 桩承载力的设计值  $R_{c,d}$

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t \text{ 或 } R_{c,d} = R_{b,k} / \gamma_b + R_{s,k} / \gamma_s$$

运用DA1和DA2桩荷载试验结果和表A.6、A.7和A.8中给出的分项系数  $\gamma_t$  或  $\gamma_s$  和  $\gamma_b$  的推荐值,计算永久和瞬时条件下的  $R_{c,d}$ .DA3不适用于桩荷载试验情形,因为使用荷载试验结果时直接对特征抗力  $R_{c,k}$  或  $R_{s,k}$  和  $R_{b,k}$  作用分项系数,而DA3对土体强度参数作用分项系数.

### 2.2 利用土体室内试验计算基桩承载力设计值

可以使用基于土体试验结果预测桩的承载力,但前提是这些方法已通过桩荷载试验和类似经验得到验证.

欧洲规范7介绍两种程序考虑土体变异性:

第一种程序,称为“模型”程序,使用土体试验结果计算模型桩的承载力.此程序与静载试验类似,该程序也对计算承载力作用系数  $\xi$ ,以考虑桩承载力的变异性.

第二种程序称为“备选”程序,即首先将土体试验的结果进行综合保守评估,然后,在不作用系数  $\xi$  的情况下,基于保守评定结果估算不同地层

中桩端和桩身抗力特征值。

### 2.2.1 模型桩程序

1) 根据土体剖面试验结果, 确定承载力计算值  $R_{c,cal}$ :

$$R_{c,cal} = R_{b,cal} + R_{s,cal} \quad (5)$$

式(5)中,  $R_{b,cal}$  和  $R_{s,cal}$  分别为桩端和桩身抗力的计算值。

2) 确定特征值  $R_{c,k}$ 、 $R_{b,k}$  和  $R_{s,k}$ :

$$R_{c,k} = (R_{b,k} + R_{s,k}) = (R_{b,cal} + R_{s,cal}) / \xi = R_{c,cal} / \xi = \text{Min} \{ R_{c,cal,mean} / \xi_3; R_{c,cal,min} / \xi_4 \} \quad (6)$$

式(6)中,  $\xi_3$  和  $\xi_4$  是取决于土体剖面试验数量  $n$  的相关系数, 分别作用于:

a) 平均值:

$$(R_{c,cal})_{mean} = (R_{b,cal} + R_{s,cal})_{mean} = (R_{b,cal})_{mean} + (R_{s,cal})_{mean}$$

b) 最小值:

$$(R_{c,cal})_{min} = (R_{b,cal} + R_{s,cal})_{min}$$

3) 如果连接桩的结构刚度和强度足以将荷载从弱桩传递至强桩, 可将  $\xi_3$  和  $\xi_4$  的值除以 1.1, 但应保证,  $\xi_3 \geq 1.0$ 。

4) 承载力设计值:

$$R_{c,b} = R_{b,d} + R_{s,d} = R_{b,k} / \gamma_b + R_{s,k} / \gamma_s$$

使用模型桩设计程序时, 可同时运用 DA1 和 DA2, 以及附录 A 中给出的永久或瞬时状况的分项系数  $\gamma_s$  和  $\gamma_b$  的推荐值。模型桩程序不适用于 DA3, 其原因与根据桩荷载试验得出承载力时相同, 即模型桩程序包括对抗力作用分项系数, 而 DA3 对土体强度参数的特征值作用分项系数。

### 2.2.2 备选程序

对于备选程序, 欧洲规范 7 允许直接根据土体参数值确定承载力特征值  $R_{b,k}$  和  $R_{s,k}$ :

$$R_{b,k} = A_b q_{b,k} \\ R_{s,k} = \sum_i A_{s,i} q_{s,k,i} \quad (7)$$

式(7)中,  $q_{b,k}$  和  $q_{s,k,i}$  分别为不同地层中单位面积的桩底和桩身抗力特征值, 选用合适的方法和土体参数值计算。

使用 DA3 进行桩设计时, 直接按照以下计算模型输入土体强度参数的设计值  $X_d$ , 从而导出承载力设计值  $R_{c,d}$ :

$$R_{c,d} = R_{b,d} + R_{s,d} = R_{b,cal}(X_d) + R_{s,cal}(X_d)$$

### 2.3 根据动力试验确定基桩承载力设计值

根据动力试验确定基桩承载力程序与前述室内试验程序相同。按式(7)确定特征值:

$$R_{c,k} = \text{Min} \{ (R_{c,m})_{mean} / \xi_5, (R_{c,m})_{min} / \xi_6 \} \quad (8)$$

式(8)中,  $R_{c,m}$  为动态测量静态承载力,  $\xi_5$  和

$\xi_6$  为与所试验桩数  $n$  有关的相关系数。附录 A 给出其推荐值。应注意的是, 不同动测结果使用不同的  $\xi$  值。

按式(8)计算设计承载力:

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t \quad (9)$$

式(9)中, 作用于总抗力的分项系数  $\gamma_t$  与使用其他方法确定基桩承载力时的分项系数相同。

## 3 算 例

**实例 1:** 根据静载试验结果确定基桩承载力

设计欧洲大桥深基础。垂直永久荷载为 31 MN, 垂直偶然荷载为 16 MN。设计目的在于确定承受荷载所需打入桩 (长 55.5 m) 数量, 设计之前需根据以下一组静载试验结果确定基桩承载力特征值:  $R_{m1} = 14.0$  MN,  $R_{m2} = 14.4$  MN,  $R_{m3} = 12.1$  MN,  $R_{m4} = 13.9$  MN。

a. 按欧洲规范 EN1997-1 确定

1) 根据 EN1997-1 规定, 使用以下公式计算桩轴向抗力标准值  $R_k$ 。

$$R_k = \text{Min} \{ R_{m,mean} / \xi_1, R_{m,min} / \xi_2 \}$$

相关系数取决于桩静载试验次数  $n$ 。对于  $n = 4$ , 表 A.9 建议  $\xi_1 = 1.10$ ,  $\xi_2 = 1.00$ 。

$$R_{m,mean} = 13.6 \text{ MN}, R_{m,min} = 12.1 \text{ MN}$$

$$R_k = \text{Min} \{ 13.6 / 1.10; 12.1 / 1.00 \} =$$

$$\text{Min} (12.4, 12.1) = 12.1 \text{ MN}$$

2) 根据 EN1997-1 设计方法确定基桩承载力设计值  $R_d$ 。

DA1 组合 1, 作用附录 A 中集合 A1 和 R1 分项系数:

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t = 12.1 / 1.0 = 12.1 \text{ MN}$$

DA1 组合 2, 作用附录 A 中集合 A2 和 R4 分项系数:

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t = 12.1 / 1.3 = 9.3 \text{ MN}$$

DA2, 作用附录 A 中集合 A1 和 R2 分项系数:

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t = 12.1 / 1.1 = 11.0 \text{ MN}$$

在运用桩荷载试验结果时, 不能使用 DA3, 因其属于“材料系数”<sup>[8]</sup>法, 涉及到使用土体强度参数。

b. 按国内规范确定

根据《建筑基桩检测技术规范》中 4.4.3 条规定: 参加统计的试桩结果, 当满足其极差不超过平均值的 30% 时, 取其平均值为单桩竖向抗压承载力标准值。

$$R = \frac{R_{m1} + R_{m2} + R_{m3} + R_{m4}}{4} = \frac{14.0 + 14.4 + 12.1 + 13.9}{4} = 13.6 \text{ MN}$$

$$\frac{R_{\max} - R_{\min}}{R} = \frac{14.4 - 12.1}{13.6} = 16.9\% < 30\%$$

所以单桩竖向抗压承载力标准值  $R = 13.6$  MN.

单桩承载力特征值:

$$R_a = \frac{R}{K} = \frac{13.6}{2} = 6.8 \text{ MN}$$

显然,按中欧规范计算所得结果,相差较大,EN1997-1 计算最小承载力为 9.3 MN,而国内规范计算值为 6.8 MN,相差 27%. 其主要原因在于欧洲规范使用较小的分项系数 1.0 (DA1 组合 1) 和 1.3 (DA1 组合 2),而 JGJ94-2008 与 JGJ106-2003 则对静载试验统计结果作用安全系数 2. 因此,对基桩承载力计算,国内规范比欧洲规范保守得多.

**实例 2:**根据原位试验结果确定基桩承载力

超固结粘土中打入桩基础,永久荷载特征值  $G_k = 3\,900$  kN,可变荷载特征值  $Q_k = 800$  kN. 假设涉及区域是均质. 桩直径  $B = 400$  mm,其设计埋置长度  $L = 13$  m. 表 2 给出根据三个土体剖面测得的极限压力  $P_1$  确定的桩端平均净极限压力值  $P_{1,\text{base}}$  和桩身土的净极限压力值  $P_{1,\text{shaft}}$ .

表 2 旁压试验测定桩极限压力

Table 2 Limit pressure on the pile by PMT test

|                                 | 旁压试验剖面 |       |       | 平均值  |
|---------------------------------|--------|-------|-------|------|
|                                 | $P_1$  | $P_2$ | $P_3$ |      |
| $P_{1,\text{base}}/\text{MPa}$  | 0.98   | 0.78  | 0.81  | 0.86 |
| $P_{1,\text{shaft}}/\text{MPa}$ | 0.77   | 0.73  | 0.78  | 0.76 |

按欧洲规范 EN1997-1 确定基桩承载力.

1) 模型桩程序

对于 DA1 和 DA2,根据 EN1997-1 规定,基桩承载力特征值  $R_{c,k}$ .

$$R_{c,k} = \text{Min} \{ R_{\text{cal,mean}}/\xi_3, R_{\text{cal,min}}/\xi_4 \}$$

相关系数  $\xi_3$ 、 $\xi_4$  取决于所测土体剖面数量  $n$ .

对于旁压试验,应用以下设计标准<sup>[3]</sup>:

土体为“A 类粘土”,承压(基底)抗力系数  $k = 1.4$ .

对于桩身抗力,使用设计曲线 1,处理结果见表 3.

表 3 运用 PMT 法计算基桩承载力值

Table 3 Values of pile resistance by the PMT method

| PMT 剖面 | $R_b/\text{kN}$ | $R_s/\text{kN}$ | $(R_b + R_s)/\text{kN}$ | $R_{c,\text{cal}} = [(R_b + R_s)/\gamma_{\text{RD}}]/\text{kN}$ |
|--------|-----------------|-----------------|-------------------------|---|
| 1      | 172             | 498             | 670                     | 638   |
| 2      | 137             | 482             | 619                     | 590   |
| 3      | 143             | 503             | 646                     | 615   |
|        |                 |                 | 最小值                     | 590   |
|        |                 |                 | 平均值                     | 614   |

查表 A.10,  $n = 3$ ,  $\xi_3 = 1.33$ ,  $\xi_4 = 1.23$ . 假设结构刚度和强度足以将荷载从弱桩传递至强桩,则可将这些值除以 1.1. 此时:  $\xi_3 = 1.33/1.1 = 1.21$  和  $\xi_4 = 1.23/1.1 = 1.12$ , 则, 桩抗力特征值为:

$$R_k = \text{Min} \{ 614/1.21; 590/1.12 \} = \text{Min} (507; 527) = 507 \text{ kN}$$

对计算出的平均桩身和桩底抗力作用  $\xi_3 = 1.21$ , 则特征值为:

$$R_{b,k} = (172/1.05 + 137/1.05 + 143/1.05) / (3 \times 1.21) = 143/1.21 = 118 \text{ kN}$$

$$R_{s,k} = (498/1.05 + 482/1.05 + 503/1.05) / (3 \times 1.21) = 471/1.21 = 389 \text{ kN}$$

$$R_{c,k} = 118 + 389 = 507 \text{ kN}$$

**实例 3:**根据室内试验结果计算基桩承载力

3 个土体剖面 BH1、BH2 和 BH3 试验结果如表 4 所示. 表中给出桩身附近粘土的不排水抗剪强度 ( $c_{u,\text{shaft}}$ ) 和 18.5m 深度处桩端周围粘土的不排水抗剪强度 ( $c_{u,\text{base}}$ ) 的平均值, 据此确定基桩承载力设计值.

表 4  $c_{u,\text{shaft}}$  和  $c_{u,\text{base}}$  特征值的确定

Table 4 Determination of characteristic value of

|                                 | $c_{u,\text{shaft}}$ and $c_{u,\text{base}}$ |     |     |     |     |
|---------------------------------|--|-----|-----|-----|-----|
|                                 | $c_u$ 平均值                                    |     |     | 平均值 | 特征值 |
|                                 | BH1  | BH2 | BH3 |     |     |
| $c_{u,\text{shaft}}/\text{kPa}$ | 52   | 46  | 51  | 50  | 47  |
| $c_{u,\text{base}}/\text{kPa}$  | 33   | 30  | 42  | 35  | 32  |

a. 按欧洲规范 EN1997-1 确定基桩承载力.

按照公式(9)计算桩的轴向承载力特征值:

$$R = R_s + R_b \quad (9)$$

式(9)中:

$R_s = \pi B L \alpha c_u$ , 为桩身抗力(本例中  $\alpha = 0.75$ );

$R_b = (\pi B^2/4) 9 c_u$ , 为桩底抗力.

1) 模型桩程序

对于 DA-1 和 DA-2, 根据 EN 1997-1 的规定:

$$R_k = \text{Min} \{ R_{\text{mean}}/\xi_3; R_{\text{min}}/\xi_4 \}$$

相关系数取决于所测土体剖面数量  $n$ ; 当  $n = 3$  时,  $\xi_3 = 1.33$ ,  $\xi_4 = 1.23$ .

运用  $c_u$  的平均值计算孔底抗压力  $R_c$ , 然后算出  $R_{\text{mean}}$  和  $R_{\text{min}}$ .

$$R_c = R_s + R_b = \pi B L \alpha c_{u,\text{shaft}} + (\pi B^2/4) 9 c_{u,\text{base}} = 34.9 c_{u,\text{shaft}} + 4.5 c_{u,\text{base}}$$

因此,

$$R(\text{BH1}) = 1\,815 + 148 = 1\,963 \text{ kN}$$



$$R(\text{BH2}) = 1\ 605 + 135 = 1\ 740\ \text{kN}$$

$$R(\text{BH3}) = 1\ 780 + 189 = 1\ 969\ \text{kN}$$

得出

$$R_{\text{mean}} = (1\ 963 + 1\ 740 + 1\ 969)/3 = 1\ 891\ \text{kN}$$

$$R_{\text{min}} = 1\ 740\ \text{kN}$$

$$R_k = \text{Min}(1\ 891/1.33; 1\ 740/1.23) =$$

$$\text{Min}(1\ 422\ \text{kN}; 1\ 415\ \text{kN}) = 1\ 415\ \text{kN}$$

抗力以最小值为主,表明整个场地土体不排水抗剪强度具有 10 % 以上的变异性,桩抗力具有 10 % 以上的变异性。

## 2) 基桩承载力设计值

DA1 组合 1,作用附录 A 的集合 A1 和 R1 分项系数,基桩承载力设计值为:

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s =$$

$$1\ 305/1.0 + 110/1.25 = 1\ 393\ \text{kN}$$

DA1 组合 2,作用附录 A 的集合 A2 和 R4 分项系数,基桩承载力设计值为:

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s =$$

$$1\ 305/1.3 + 110/1.6 = 1\ 073\ \text{kN}$$

DA2,作用附录 A 的集合 A1 和 R2 分项系数,基桩承载力设计值为:

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s =$$

$$1\ 305/1.1 + 110/1.1 = 1\ 286\ \text{kN}$$

DA3,作用附录 A 的集合 A1 和 M2 分项系数,基桩承载力设计值为:

对于桩身:

$$c_{u,shaft,d} = c_{u,shaft,k}/\gamma_{cu} = 47/1.4 = 33.6\ \text{kPa}$$

对于桩底:

$$c_{u,base,d} = c_{u,base,k}/\gamma_{cu} = 32/1.4 = 22.9\ \text{kPa}$$

$$R_c = 34.9c_{u,shaft} + 4.5c_{u,base} =$$

$$1\ 172.6 + 103 = 1\ 276\ \text{kN}$$

## b. 按国内规范确定基桩承载力

### 1) 单桩承载力极限

根据《工程地质手册》(第四版)中十字板剪切成果整理公式:

$$Q_{u\max} = N_c c_u A + U \sum_{i=1}^n c_{ui} L \quad (10)$$

由表 3 数据可知,  $c_u = 47\ \text{kPa}$ ,  $c_{ui} = 32\ \text{kPa}$ ,  $N_c$  按均质土取 9,桩长  $L = 18.5$  代入式(10),有

$$Q_{u\max} = N_c c_u A + U \sum_{i=1}^n c_{ui} L =$$

$$9 \times 47 \times \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} + 3.14 \times 0.8 \times 32 \times 18.5 =$$

$$1\ 699\ \text{kN}$$

### 2) 单桩承载力特征值

根据《建筑桩基技术规范》单桩竖向承载力特征值应按式(11)确定:

$$R_a = \frac{Q_{u\max}}{K} = \frac{1\ 699}{2} = 850\ \text{kN} \quad (11)$$

按欧洲规范计算基桩承载力设计值最小为 1 073 kN,国内规范计算值为 850 kN,相差 21 %,再一次说明国内规范比欧洲规范保守得多。

## 4 中欧规范的异同点

a. 《建筑桩基技术规范》(JGJ94-2008)确定基桩承载力的方法主要有原位试验法、土体力学参数经验公式法和静力试验法。这与欧洲规范 EN1997 基本相同,所不同的是欧洲规范原位试验法使用旁压试验,而国内规范采用的是静力触探试验。

b. 欧洲规范 EN1997-1 因对荷载作用或效应、抗力或材料指标作用不同的分项系数,导致同一问题,采用不同的方法时,基桩承载力设计值不同,而国内规范使用统一的安全系数法( $k=2$ ),不存在这种现象。

c. 欧洲规范确定基桩承载力标准值时,考虑土层特性的变异性与试验次数的统计特性,按统计学方法乘以试验次数相关系数,而国内规范则简单地取试验数据的平均值。

d. 欧洲规范统一使用概率极限状态设计法,而国内规范目前仍为安全系数法与概率极限法混用,比如确定上部作用荷载,承台结构设计等使用概率极限法,而对基桩承载力却使用安全系数法。

e. 算例计算结果表明,国内规范对基桩承载力设计值的确定,明显比欧洲规范保守,平均相差 25 %,有时甚至更大。

## 参考文献:

- [1] European Committee for Standardization. EN1990:2002 Eurocode; Basis of Structural Design [S]. London: BSI,2002.
- [2] European Committee for Standardization. BS EN 1997-1:2004. Eurocod 7: Geotechnical Design - Part1: General rules[S]. London: BSI,2004.
- [3] European Committee for Standardization. BS EN 1997-2:2007. Eurocode7: Geotechnical Design - Part2: Ground investigation and testing [S]. London: BSI, 2007.
- [4] Frank R, Bauduin C, Driscoll R, et al. Designers' Guide to EN1997-1: Eurocode7 Geotechnical design and General rules [M]. London : Thomas Telford Ltd, 2004.
- [5] Andrew Bond, Andrew Harris. Decoding Eurocode7 [M]. Taylor&Francis 2 Park Square, Milton Park,

- Abingdon, Oxon OX 14 4RN, 2008. 2006, 153:59 – 66.
- [6] 陈立宏. 欧洲岩土工程设计规范 Eurocode 简介[J]. 岩土工程学报, 2009(1): 135 – 138. [8] 王桂林, 王靖, 王韵斌, 等. Eurocode7 直接法中极限状态三种分项系数组合的选择[J]. 建筑结构, 2011(3): 84 – 87.
- [7] ORR TLL. Progress toward harmonized geotechnical design in Europe[J]. Geotechnical Special Publication,

## Comparing methods of determining foundation pile bearing capacity in EN1997 – 1 with those in Chinese Geotechnical Design Code

*LI Yuan-song<sup>1</sup>, XIA Jin<sup>1</sup>, YU Shun-xin<sup>2</sup>, DENG Tao<sup>2</sup>*

(1. School of Environmental and Civil Engineering, Wuhan Institute of Technology, Wuhan 430074, China;

2. China Communication Construction Company Second Highway Consultants Co. Ltd, Wuhan 430056, China)

**Abstract:** The basic principle of the European geotechnical engineering design code, including the action, effect, resistance and limit state calculation inequality was introduced. The characteristics taking value of partial factors of three design approaches for pile foundation design were analyzed. Taking “Technical code for building pile foundations” as an example, the similarities and differences in determining pile bearing capacity of the China-Euro geotechnical design code were compared and analyzed. Study of three work examples illustrates the relative errors upto 25% among three kinds of design approaches of European standard and those of domestic design code. Domestic design code is more conservative.

**Key words:** China-Eurocode; geotechnical; foundation pile bearing capacity; comparing analysis

本文编辑: 龚晓宁



(上接第 43 页)

## Analysis on structure damage induced by frequency characteristic of blasting vibration

*CHAI Xiu-wei, SHU Sheng-dong, WANG Shao-feng, GAO Zhong-liang*

(School of Environment and Civil Engineering, Wuhan Institute of Technology, Wuhan 430074, China)

**Abstract:** The blasting vibration is the most negative effect of the blasting, and the particular vibration velocity of blasting is mostly used to reflect the degree of blasting vibration now. At the same time, the frequency of blasting vibration influences the damage degree of the structure, and varies with the structure characteristic. From the point of frequency characteristic of blasting vibration, the effect of structure damage induced by the blasting vibration was researched based on theoretical analysis. The results show that the structure has the selective amplification characteristic on the blast wave from the medium.

**Key words:** blasting vibration; frequency characteristic; structure damage; amplification effect

本文编辑: 龚晓宁