

地基梁配筋设计方法研究

汪基伟¹, 赵曰平²

(1. 河海大学土木工程学院, 江苏 南京 210098; 2. 江苏省水利厅, 江苏 南京 210029)

摘要 采用非线性钢筋混凝土有限单元法, 同时考虑工作和钢筋混凝土的材料非线性特性, 对较多地基梁算例进行了有限元计算, 得出地基梁和位移随钢筋用量的变化规律, 并根据该规律指出地基梁可不进行承载能力极限状态计算, 钢筋用量由正常使用极限状态允许裂缝宽度来确定的概念, 给出了地基梁裂缝宽度计算公式, 形成了新的地基梁配筋设计方法。

关键词 地基梁 配筋设计方法 弯矩 混凝土裂缝 钢筋混凝土有限单元法

中图分类号 :TU470 **文献标识码** :A **文章编号** :1000-1980(2006)05-0542-04

地基梁(板)是常见的钢筋混凝土结构, 目前一般按线弹性体计算内力, 用规范的截面极限状态法计算配筋, 这在逻辑上是矛盾的, 实用上也过于保守和浪费。因为地基梁(板)在设计荷载作用下, 土体和混凝土表现出明显的非线性特性, 土体受压缩后弹性模量变大。地基梁(板)中受拉区混凝土开裂, 钢筋屈服。受压区混凝土达到极限压应变, 刚度明显降低, 这些都将使地基梁(板)的弯矩大为减小。由于同时考虑土体和混凝土非线性对地基梁(板)内力影响的研究不多^[1-4], 因而有必要对地基梁(板)的受力特性和配筋设计方法作进一步研究。

本文采用非线性钢筋混凝土有限单元法, 对地基梁进行研究, 通过较多的算例, 同时考虑土体和钢筋混凝土的材料非线性特性, 根据地基梁弯矩和位移随钢筋用量的变化规律, 提出地基梁的配筋设计方法。

1 混凝土裂缝特性对地基梁弯矩的影响

设一地基梁长 20.0 m, 高 2.0 m, 宽 1.0 m, C25 混凝土, 卧置在黏土地基上, 承受设计值为 308 kPa 的均布荷载, 分别按下列 2 种模式计算并讨论地基梁弯矩随混凝土开裂的变化。模式 1, 土体非线性, 混凝土线弹性, 所得最大弯矩为 M_1 。模式 2, 土体及混凝土均为非线性, 考虑钢筋的作用, 所得最大弯矩为 M_2 。

地基梁与土体均采用 4 结点等参单元, 在地基梁与土体之间放置界面单元, 界面单元的切向刚度取为零。有限元网格划分时, 地基深取 20 m, 长取 70 m。地基梁沿长度方向单元边长取 0.2 m, 沿高度方向单元边长取 0.1 m。

土体计算采用邓肯-张模型, 计算参数为: $R_f = 0.75$, $K = 300$, $n = 0.50$, $K_{ur} = 900$, $K_b = 350$, $m = 0.40$, $\varphi_0 = 29^\circ$, $\Delta\varphi = 0$, $c = 0.05$ 。混凝土弹性模量 $E = 28$ GPa, 泊松比 $\nu = 0.167$ 。混凝土为非线性时, 采用等效单轴应变本构模型和片状裂缝模型^[5-7], 强度采用标准值, 抗压强度 $f_c = 17.0$ MPa, 抗拉强度 $f_t = 1.7$ MPa。钢筋规格由设计荷载作用下的弯矩 M_1 按规范计算得到, 为 $\Phi 25 @ 150$, $A_s = 3\,272$ mm²。表 1 为各级荷载作用下的 M_1 和 M_2 。

表 1 弯矩 M_1 和 M_2 的比较

Table 1 Comparison between bending moment M_1 and M_2

荷载/ kPa	裂缝 状态	模式 1 弯矩 $M_1 / (\text{kN} \cdot \text{m})$	模式 2 弯矩 $M_2 / (\text{kN} \cdot \text{m})$	M_2 / M_1
44.0	未裂	309.9	312.4	1.01
176.0	未裂	1 124.7	1 132.9	1.01
220.0	开裂	1 384.5	1 191.1	0.86
308.0	开裂	1 858.0	1 454.2	0.72

由表 1 可见, 在地基梁出现裂缝前, 2 种模式的计算结果十分接近。地基梁开裂后, M_2 小于 M_1 , 且随荷载增加, 梁中裂缝越多, M_2 / M_1 比值越小。荷载达到设计值时, M_2 / M_1 只有 0.72, 钢筋应力最大值仅为 187.0 MPa, 比其设计值 310 MPa 小。

当土体受压后,其弹性模量将增加,地基梁弯矩将减小,即 M_1 小于土体与混凝土均假定为线弹性时的弯矩 M_e .

从该算例可以看出,即使按弯矩 M_1 配筋,钢筋用量也过多.因而对于地基梁,按 M_e 配筋的设计方法很不经济.

2 钢筋用量对地基梁受力性能的影响

2.1 计算参数

为了分析钢筋用量对地基梁受力性能的影响,进一步讨论地基梁现有设计方法的合理性,共计算了 12 种情况,对每种工况又计算了若干种不同的配筋,其中钢筋面积最大的配筋是根据 M_1 得到的.考虑的参数有:(a)2种地基梁的长度,20m和15m;(b)3种地基梁的高度,2.0m,1.5m和1.0m;(c)2种地基土,分别为黏土和沙土;(d)2种荷载类型,均布荷载和3点等距离施加集中荷载.混凝土强度等级为 C25,钢筋为 II 级钢,混凝土保护层厚度 50 mm.

由于各情况下弯矩、位移和裂缝随钢筋用量的变化规律相同,本文仅列出情况 1 的计算结果.情况 1 的地基梁长 20 m、高 1.0 m,均布荷载作用,黏结土.

2.2 荷载设计值作用

表 2 为情况 1 不同配筋的计算结果,图 1 为 $\Phi 22@150$, $\Phi 14@150$ 和不配筋时的裂缝分布,图 2 为线弹性、 $\Phi 22@150$, $\Phi 14@150$ 和不配筋时的弯矩分布.

表 2 情况 1 荷载设计值作用下的计算结果

Table 2 Calculated results under design load for case 1				
顺序	配筋	钢筋应力/MPa	最大竖向位移/mm	最大弯矩/(kN·m)
1	混凝土为线弹性体			735.9
2	$\Phi 22@150$	136.2	58.9	391.1
3	$\Phi 20@150$	158.1	58.5	383.7
4	$\Phi 18@150$	181.5	58.9	368.2
5	$\Phi 16@150$	227.0	59.2	353.6
6	$\Phi 14@150$	253.0	59.6	314.2
7	不配筋		65.8	252.6

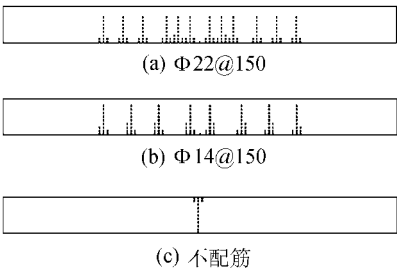


图 1 情况 1 设计荷载作用下不同配筋时的裂缝分布

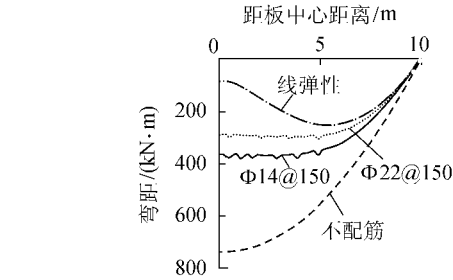


图 2 情况 1 设计荷载作用下不同配筋时的弯矩分布

Fig.1 Distribution of cracks in beams with different reinforcement ratios under design load for case 1

Fig.2 Distribution of bending moment of beams with different reinforcement ratios under design load for case 1

由图 1,2 和表 2 可以看出:

- a. 有配筋时, M_2 沿地基梁的分布与 M_1 相同,都为抛物线型,但数值明显小于 M_1 . 当配筋为 $\Phi 22@150$ 时,弯矩从混凝土为线弹性时的 735.9 kN·m 降低到 391.1 kN·m,降低了近 46.8%.
- b. 随配筋率减小, M_2 有所降低,但降低的幅度小于配筋率,当配筋从 $\Phi 22@150$ 变化到 $\Phi 14@150$,降低了近 59.5%时, M_2 只从 391.1 kN·m 降低为 314.2 kN·m,降低了 19.7%.
- c. 当无配筋时,整个地基梁只贯穿一条裂缝,将地基梁一分为二.与有配筋相比,且弯矩最大值有较大的降低,弯矩分布差别很大,其分布图出现 2 个峰值,相当于 2 个独立的地基梁.
- d. 随配筋率减小,钢筋应力、裂缝宽度和裂缝间距增大,但竖向位移最大值变化很小.最大配筋 $\Phi 22@150$ 和无配筋时的竖向位移最大值分别为 58.9 mm 和 65.8 mm,后者比前者绝对值增加了 6.9 mm,相对值增加了 11.7%.

2.3 荷载标准值作用

表 3 为情况 1 在荷载标准值作用下钢筋应力与裂缝宽度的有限元计算值.从表 3 可知,随着配筋率的减小,钢筋应力增大,裂缝宽度加大.

按荷载效应短期组合计算的裂缝宽度,《水工混凝土结构设计规范》^[8] 的计算公式为

$$\omega_{\max} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \left(3c + 0.1 \frac{d}{\rho_{te}} \right) \tag{1}$$

式中： α_1 ——构件受力特征系数；
 α_2 ——钢筋表面形状系数； α_3 ——荷
载长期作用影响系数； c ——保护层
厚度，mm； d ——受拉钢筋直径，mm；
 ρ_{te} ——纵向受拉钢筋的有效配筋率，
 $\rho_{te} < 0.03$ ，取 $\rho_{te} = 0.03$ ； σ_{ss} ——按荷
载效应短期组合计算的构件纵向受力
时钢筋应力。

情况1式(1)的计算值见表3。分
析表中数据可知：

- a. 当采用线弹性弯矩 M_e 计算钢筋应力时，所得裂缝宽度比有限元计算值大许多，误差很大，其中 M_e 由郭氏表查得。主要原因是混凝土开裂后，地基梁实际的弯矩比线弹性弯矩小。
- b. 当钢筋应力采用有限元计算值时，所得裂缝宽度与有限元计算值仍有较大差别，其规律为钢筋应力小时误差大，钢筋应力大时误差小。其原因可能是：(a)式(1)的统计数据主要为简支梁的试验结果，简支梁的受力特性与地基梁不同；(b)所试验的简支梁保护层较小，使得式(1)保护层厚度 c 前的系数过大，因此式(1)应用于保护层厚度较大的构件时会引起误差。

若仍采用式(1)的形式，将12种情况的有限元计算结果进行回归，则得到适用于地基梁裂缝宽度的计算公式

$$\omega_{\max} = \alpha_2 \alpha_3 \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \left(c + 0.12 \frac{d}{\rho_{te}} \right) \tag{2}$$

当 $\rho_{te} < 0.015$ 时，取 $\rho_{te} = 0.015$ 。式(2)的计算值与有限元计算值符合较好。

表3同时列出了荷载标准值作用下 M_2/M_e 的比值。从表3和其他情况的计算结果知，若在荷载标准值作用下地基梁出现裂缝，则 M_2/M_e 在0.58~0.78之间变化。地基梁越刚， M_2/M_e 值越大。

要得到在荷载标准值作用下的 M_2/M_e 计算公式有些难度，因为 M_2/M_e 值除与地基梁的尺寸有关外，还与荷载的大小和作用方式有关。不同的荷载作用方式，不同的荷载大小，裂缝开展均不同。但从现有的计算结果可知，若地基梁出现裂缝， M_2/M_e 小于0.8，可简单取荷载标准值作用下的 $M_2/M_e = 0.8$ 。

3 地基梁配筋设计方法探讨

现行混凝土设计规范均采用极限状态设计法，其极限状态分为承载能力和正常使用2种极限状态。对应于结构或构件达到最大承载能力或不适于继续承载的变形，规范规定了5种承载能力极限状态^[8]，但对地基梁而言只可能出现其中的2种，一是构件的截面因强度不足而发生破坏，二是结构或构件产生过大的塑性变形而不适合继续承载。

从本文的计算结果可知，随着配筋的减小，钢筋应力增大。当配筋减小到某一程度后，在小于荷载设计值时地基梁某个截面就会出现钢筋屈服、混凝土达到极限压应变的现象，即截面出现了破坏。但截面破坏后，地基梁仍能承受荷载。当配筋减小到零，即无配筋时，地基梁一开裂就出现贯穿裂缝，截面破坏，但地基梁分为2个梁后仍能继续承受荷载。因而对于地基梁，某些截面强度不足并不妨碍结构继续承载。

另外，随着配筋的减小，荷载设计值作用下的地基梁最大竖向位移虽有所增大，但变化幅度很小，即使在不配筋情况下最大竖向位移也增加不多。因而，由于有地基的支撑，地基梁不会出现像少筋破坏一样因过大的变形而不适合继续承载的现象。

笔者认为，均质地基上的地基梁可不进行承载能力极限状态的计算。由于有地基的支撑，配筋对地基梁的最大竖向位移影响不大。因而，均质地基上的地基梁的配筋可由正常使用极限状态的允许裂缝宽度来控制。

综上所述：(a)均质地基上的地基梁可不进行承载能力极限状态的计算，配筋由正常使用极限状态允许

的裂缝宽度来确定 ;(b)正常使用极限状态的弯矩可取相应线性弯矩的 0.8 倍,即 $M = 0.8M_e$. 裂缝宽度可用式(2)计算.

4 结 语

- a. 地基梁开裂后,考虑混凝土与土体非线性所得弯矩 M_2 小于将混凝土和土体假设为线弹性体所得 M_e ,且梁中荷载越大,裂缝越多, M_2/M_e 越小,地基梁按 M_e 进行配筋设计是不经济的.
- b. 随着配筋率的减小, M_2 有所降低,但降低的幅度小于配筋率. 当无配筋时,整个地基梁只出现一条贯穿裂缝,将地基梁一分为二,相当于 2 个独立的地基梁. 与有配筋时相比,弯矩最大值有较大的降低.
- c. 随配筋率减小,设计荷载作用下的竖向位移最大值变化很小. 即使在无配筋条件下,竖向位移最大值也增大不多.
- d. 规范计算公式给出的裂缝宽度计算值与本文有限元计算结果差别较大,不适用于地基梁裂缝宽度的计算. 本文根据有限元计算结果,回归得到适用于地基梁的裂缝宽度计算公式.
- e. 对于位于均质地基上的地基梁,可不进行承载能力极限状态的计算,配筋由正常使用极限状态允许的裂缝宽度来确定. 正常使用极限状态时的弯矩可取 $M = 0.8M_e$, M_e 可由郭氏表等表格查得. 裂缝宽度可采用本文回归得到的式(2)计算.
- f. 需要指出的是,正常使用极限状态时取 $M = 0.8M_e$ 是十分粗略的, M 的取值方法还需要进一步研究.

参考文献 :

[1] 胡坚,李永盛. 弹性地基上梁的非线性分析[J]. 土工基础,1999(12) :21-24.
[2] 张伟钢. 弹性地基上钢筋混凝土板计算新方法[J]. 安徽建筑工业学院学报,2006,14(2) :25-27.
[3] 张伟星. 弹性地基上钢筋混凝土板样条边界元法计算[J]. 青岛建筑工程学院学报,2000,21(1) :16-19.
[4] 傅衣铭,鲁永红. 损伤对钢筋混凝土板非线性静动力响应的影响[J]. 湖南大学学报 :自然科学版,2005,32(3) :61-65.
[5] 汪基伟,朱虹. 平面应变状态混凝土等效单轴应变本构模型[J]. 河海大学学报 :自然科学版,2002,30(1) :6-10.
[6] 汪基伟,陈玉泉. 平面应变混凝土强度变形试验与等效单轴应变本构模型[J]. 东南大学学报,2005,35(5) :775-779.
[7] 汪基伟,张雄文. 水工钢筋混凝土结构有限元设计的计算原则[J]. 水利水电科技进展,2005,35(5) :775-779.
[8] 西北勘测设计研究院. SL/T 191—96 水工混凝土结构设计规范[S]. 北京 :中国水利水电出版社,1997.

Reinforcement design for beam on foundation

WANG Ji-wei¹, ZHAO Yue-ping²

- (1. College of Civil Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China ;
- 2. Jiangsu Provincial Department of Water Resources, Nanjing 210029, China)

Abstract :In consideration of the nonlinearity of soil and reinforced concrete, a lot of beams on foundation are analyzed by use of reinforced concrete finite element method for evaluation of influences of reinforcement ratio on behavior of the beams. According to the regulation of bending moment and displacement of beams varying with the reinforcement ratio obtained in above research, a new reinforcement design method for beams on foundation is put forward, in which the amount of reinforcement is determined only based on the allowable crack width of beams in serviceability limitid state, while the ultimate strength design is not required. Moreover, the formula for calculation of crack width of beams on foundation is also derived.

Key words :beam on foundation ; reinforcement design method ; bending moment ; concrete crack ; reinforced concrete finite element method