

计算碎石桩复合地基变形模量的新方法

姜 前

(长沙铁道学院土木系)

一、前 言

我国从1977年开始采用振冲碎石桩加固地基,据不完全统计,至1985年为止,全国碎石桩总进尺约420万延米,取得了巨大的经济效益。在工程实践的同时,国内对于振冲碎石桩地基进行了理论研究。例如,文献[1]曾将 Brauns 理论推广到振冲置换复合地基以及各种群桩情况;南京水利科学研究院提出了复合地基容许承载力的经验公式;在复合地基沉降计算方面,国内也做了一些有益的探讨^[2-4]。

目前,由于计算理论尚不成熟,因此,对于比较重要的工程,在设计之前一般要做复合地基大型载荷试验和单桩载荷试验,进而决定设计参数。复合地基大型载荷试验的费用高达几万至十几万元。但是,单桩载荷试验的费用仅是前者的 $\frac{1}{15}$ 左右。因此,用单桩载荷试验来推算复合地基大型载荷试验的(p - S)曲线,具有明显的经济意义和一定的理论意义。

二、碎石桩变形模量 E_p 的计算

笔者认为:得到了单桩载荷试验 p - S 曲线之后,碎石桩的变形模量不宜采用下列均匀介质弹性理论公式进行计算。

$$\text{圆形压板} \quad E = \frac{\pi}{4} \frac{(1-\mu^2)}{S} p \cdot D \quad (1)$$

$$\text{方形压板} \quad E = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \frac{(1-\mu^2)}{S} p \cdot B \quad (2)$$

式中 μ 为泊松比; p 为压应力; D 为圆板直径; B 为方板边长。

现在,国内往往根据单桩载荷试验,采用式(1)计算碎石桩变形模量 E_p 的计算方法值得商榷。因为碎石桩比周围土体的变形模量大得多,例如大2~4倍,所以载荷板下桩和土的压应力分布与均匀介质的情况不同。由于没考虑非均匀介质的影响,式(1)的计算值将比碎石桩变形模量的实际值要小得多。文献[4]引用有限元计算,其结果也指出了这一点。可见,正确计算振冲碎石桩变形模量是很重要的。

本文假定单桩载荷试验时,压应力 p 由 H 深度内的桩侧凝聚力和摩阻力共同承担,如图1。已知:土的容量 γ ,凝聚力 c ,内摩擦角 ϕ ,泊松比 μ (采用0.3),土的静止侧压力系数

$K_0 = \frac{\mu}{1-\mu}$ 。碎石桩的平均半径为 r 。则 H 深度内

$$p\pi r^2 = \pi r \gamma K_0 \tan \phi H^2 + 2\pi r cH \quad (3)$$

由式(3)解得

$$H = \frac{\sqrt{c^2 + r\gamma K_0 \tan \phi p} - c}{\gamma K_0 \tan \phi} \quad (4)$$

式中 H 表示单桩载荷试验时, 压应力 p 对碎石桩的影响深度。任一深度 h 处桩身压应力 p_h , 可利用桩顶压力减去 h 深度内摩阻力与凝聚力之和的关系得到

$$\begin{aligned} p_h &= \frac{p\pi r^2 - \int_0^h 2\pi r \gamma h K_0 \tan \phi dh - 2\pi r ch}{\pi r^2} \\ &= p - \frac{\gamma K_0 \tan \phi h^2 + 2ch}{r} \end{aligned} \quad (5)$$

从式(5)可以看出, 碎石桩桩身压应力沿深度 h 成抛物线变化。当 $h=0$ 时, $p_h=p$; 当 $h=H$ 时, $p_h=0$, 如图2所示。

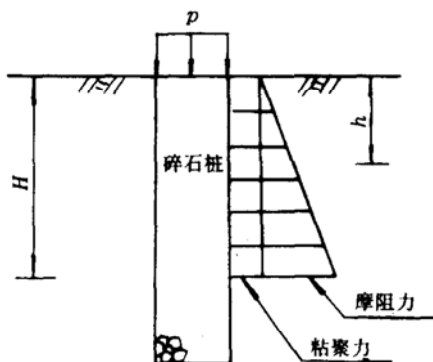


图1 摩阻力和凝聚力的分布

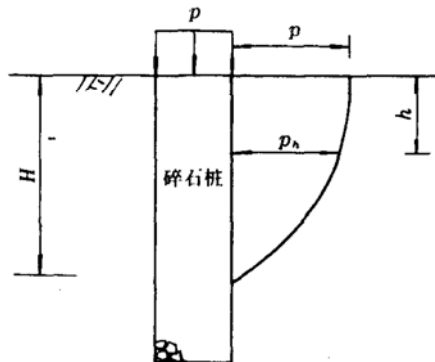


图2 压应力沿桩身的分布

若 $\bar{p}$ 表示碎石桩桩身平均压应力, 则

$$\begin{aligned} \bar{p} &= \frac{\int_0^H p_h \cdot dh}{H} = \frac{\int_0^H \left(p - \frac{\gamma K_0 \tan \phi h^2 + 2ch}{r} \right) dh}{H} \\ &= p - \frac{\gamma K_0 \tan \phi H^2}{3r} - \frac{cH}{r} \end{aligned} \quad (6)$$

根据虎克定律可知

$$\bar{\epsilon}_z H = S = \frac{1}{E_p} [\bar{p} - \mu(\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y)] H \quad (7)$$

式中 S 为碎石桩沉降量; $\bar{\epsilon}_z$ 为碎石桩平均竖向应变。

碎石桩桩间土比碎石桩桩体要松软得多, 因此, 可以假定试验前后桩侧静止土压力不变, 即 $\Delta \sigma_x = \Delta \sigma_y = 0$ 。

故式(7)可写为

$$\bar{\epsilon}_z H = S = \frac{1}{E_p} \cdot \bar{p} \cdot H$$

$$\text{即 } E_p = \frac{\bar{p}H}{S} \quad (8)$$

比较按式(8)和式(1)计算的碎石桩变形模量见表1, 实测资料是采用文献[5]中47#碎石桩载荷试验的 p - S 曲线。

表1 47#碎石桩载荷试验

载荷板压力 (kPa)	沉降量 (mm)	碎石桩变形模量(MPa)	
		按式(1)计算	按式(8)计算
273	9.16	16.243	21.027
386	21.91	10.073	15.899
463	38.90	6.805	13.378

三、计算复合地基变形模量 $E_{\text{复}}$

计算复合地基变形模量 $E_{\text{复}}$ 时应考虑桩土的应力比、碎石桩的置换率, 以及大型载荷板面积大小等影响因素。下面, 我们利用碎石桩载荷试验和桩间土载荷试验各自得到的 p - S 曲线, 计算复合地基大型载荷试验在某级压应力 p_i 作用时的变形模量 $E_{\text{复}}$, 其具体步骤如下:

1. 假定复合地基大型载荷板上作用了某级压应力 p_i 。
2. 假定桩土应力比 n 。 n 又相当于桩土变形模量之比, 即

$$n = \frac{\sigma_{pi}}{\sigma_{si}} = \frac{E_{pi}}{E_{si}} \quad (9)$$

式中 σ_{pi} , σ_{si} 分别为桩和土的压应力, E_{pi} , E_{si} 分别为桩和土的变形模量。

3. 求出大型载荷板 F 作用在碎石桩和桩间土的压应力 σ_{pi} 和 σ_{si} 。

$$p_i = \frac{\sigma_{pi} \cdot A_p + \sigma_{si} \cdot A_s}{A} = \sigma_{pi} \cdot m + \sigma_{si}(1-m) \quad (10)$$

上两式中 A_p 为载荷板下碎石桩的面积; A_s 为载荷板下桩间土的面积; A 为载荷板面积;

m 为碎石桩置换率, $m = \frac{A_p}{A}$ 。

联立求解式(9)和式(10), 可以得到 σ_{pi} 和 σ_{si} 。

4. 在碎石桩载荷试验 p - S 曲线上, 根据 σ_{pi} 查得相应的沉降量 S_{pi} ; 在桩间土载荷试验 p - S 曲线上, 根据 σ_{si} 查得相应的沉降量 S_{si} 。

5. 计算碎石桩变形模量 E_{pi} 。

先根据式(4)计算深度 H , 再根据式(6)求出桩身平均压应力 $\bar{p}$, 式中 p 均以 σ_{pi} 代入。然后, 根据式(8)计算碎石桩变形模量 E_{pi} , 式中 S 以 S_{pi} 代入。

6. 计算桩间土的变形模量 E_{si} 。

因为桩与桩的间距比载荷板的尺寸大得多, 因此进行桩间土的载荷试验时受碎石桩的影响较小, 所以计算 E_{si} 时仍然可以近似采用弹性力学的公式, 即按式(1)或式(2)计算。式中, p 以 σ_{si} 代入。 S 以 S_{si} 代入。

7. 采用步骤5和6求得 E_{pi} 和 E_{si} , 再代入式(9)重新计算桩土应力比 n 。得到新的桩土应力比 n 之后, 又按照步骤3~7, 重新计算 E_{pi} 和 E_{si} , 并且再重新计算 n 。循环几次, 直至前

后二次 n 的相对误差满足一定的要求为止。例如, 相对误差小于0.05。这样, 就求得了当复合地基大型载荷板上作用某级压应力 p_i 时, 碎石桩和桩间土的变形模量 E_{pi} 和 E_{sti} 。

8. 计算均匀地基大型载荷板的沉降量

如果想象某一均匀地基, 其变形模量与碎石桩的变形模量 E_{pi} 相同, 而这一均匀地基大载荷板上作用压应力 σ_{pi} , 利用式(1)或式(2)可以求出大型载荷板的沉降量 S_{Lpi} 。又如果均匀土地基的变形模量均为 E_{sti} , 而这一均匀地基大载荷板上作用压应力 σ_{sti} , 同样可以利用式(1)或式(2)求出大型载荷板的沉降量 S_{Lsi} 。这样就考虑了均匀地基条件下, 载荷板面积大小对沉降量的影响。

9. 计算复合地基大型载荷板的沉降量 S_i

由于置换率 m 不同, 复合地基大型载荷板的实际沉降量 S_i 应界于 S_{Lpi} 与 S_{Lsi} 之间。 S_i 可以按下式计算:

$$S_i = S_{Lpi} \cdot m + S_{Lsi}(1 - m) \quad (11)$$

通过以上步骤1~9, 求得了某一 p_i 作用下大型载荷板的实际沉降量 S_i 。如果改变 p_i 的值, 又同样可以求出相应的 S_i 。这就得到了复合地基大型载荷试验的 p - S 曲线。

10. 计算复合地基变形模量 $E_{复}$

根据复合地基的 p_i 和 S_i , 应用式(1)或式(2)求出复合地基变形模量 $E_{复}$ 。

综合上述步骤, 本文编写了电算程序。

四、计算实例

宝钢地区碎石桩工程试验实测资料^[6]如图3~5。其桩间土为淤泥质亚粘土, 厚度7.5m, 含水量 $w=37.2\%$, 孔隙比 $e=1.01$, 饱和度 $S_r=0.96$, $\gamma=18.4\text{kN/m}^3$, $\phi=21.8$, $c=41\text{kPa}$ 。碎石桩单桩直径约为0.85m, 复合地基碎石桩置换率 $m=0.252$ 。我们采用这一实例来检验本文方法的计算结果, 见图5。本文方法和文献[3]方法的计算结果列于表2。

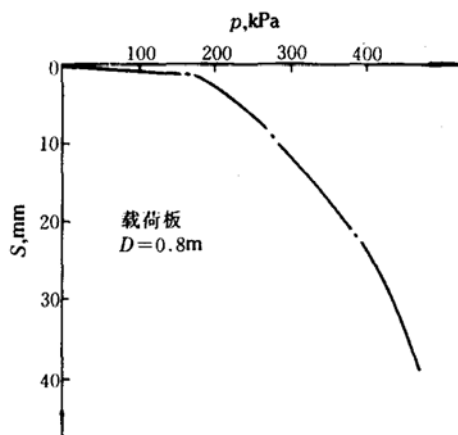


图3 p - S 曲线(47#碎石桩)

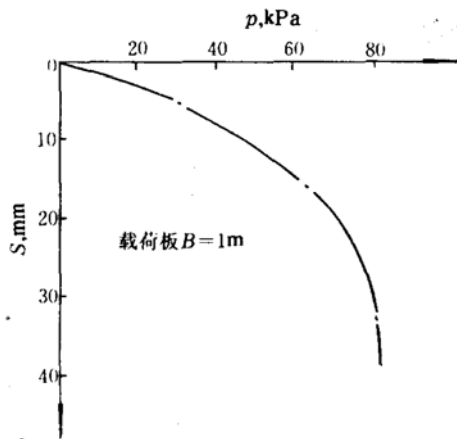


图4 p - S 曲线(桩间土)

从表2可见, 由本文方法计算的总沉降量与实测值的相对误差为5%~12.7%。在本例中, 文献[3]方法的计算值与实测值相差很大。初步分析原因, 可能文献[3]中的载荷板几何尺寸影响系数 N_i 是由砂土载荷试验经验公式计算得来的。然而, 这一经验公式不一定适用于振冲置换碎石桩复合地基。还可能是碎石桩载荷试验桩身应力分布与均匀介质中应力分布不同

所造成的。

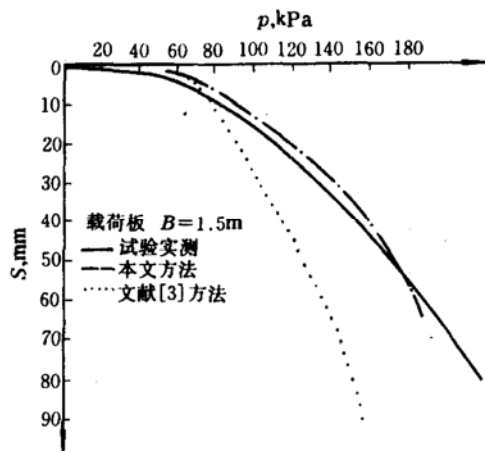


图5 p - S 曲线(32*碎石桩复合地基)

表2

实测值与计算值比较

复合地基载	本 文 方 法					文献[3]方法		总沉降量(cm)		
荷试验压力	应力比 n	H	E_{pt}	E_{st}	$E_{\text{复}}$	应力比 n	$E_{\text{复}}$	实测值	计算值	
(kPa)		(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)		(MPa)		本文方法	文献 ^[3]
98	4.9	1.12	22.580	4.606	9.070	5.4	4.966	1.5	1.31	2.59
142	5.5	1.69	16.440	2.975	5.682	5.5	2.590	3.43	3.02	6.82
184	6.2	2.22	12.370	1.983	3.673	5.5	1.421	5.77	6.06	15.51

五、结 语

1. 采用本文方法计算得到复合地基的变形模量 $E_{\text{复}}$ 之后, 可以将它换算成复合地基的压缩模量 E_s , 然后再按常用的分层总和法计算建筑物复合地基的总沉降量 S 。若碎石桩没有达到相对硬层, 那么, 除了考虑复合地基的沉降量之外, 还应当考虑没有打桩的天然土层的沉降量。这与一般土层的沉降计算是一致的。

2. 本文考虑了碎石桩单桩载荷试验应力分布与均匀介质中的应力分布不相同这一实际情况, 提出了碎石桩变形模量的计算公式。又考虑了碎石桩置换率和载荷板尺寸等影响因素, 提出了计算复合地基变形模量的新方法, 其计算原理比较合理, 计算过程比较简便。

3. 本文方法是通过碎石桩和桩间土的载荷试验, 计算得到复合地基大型载荷试验的 p - S 曲线, 这就可以节省大量试验经费, 加快工程进度。

参 考 文 献

- [1] 盛崇文. 软土地基用碎石桩加固后的极限承载力计算. 水利水运科学研究, 1980, (2): 1~9.
- [2] 盛崇文. 碎石桩复合地基的沉降计算. 土木工程学报, 1986, (1): 72~80.
- [3] 孟广训. 复合地基大型载荷试验与单桩载荷试验 p - S 曲线相互关系的探讨. 南京水利科学研究院, 1983.
- [4] 陈振建, 盛崇文. 满堂加固碎石桩地基的强度与变形. 第五届土力学及基础工程学术会议论文选集, 中国建筑工业出版社, 1990: 449~454.
- [5] 林孔镛. 复合地基荷载板面积对试验的影响. 第五届土力学及基础工程学术会议论文集. 中国建筑工业出版社, 1990: 443~448.