

含有自重湿陷性黄土夹层的场地 上群桩负摩擦力的计算^{*}

A calculation method of negative skin friction on the pile group
in the self-weight collapsible loess stratum

刘明振

(西安建筑科技大学土木工程学院, 西安, 710055)

中图法分类号 TU 473.1

作者简介 刘明振, 男, 1943 年生, 西安建筑科技大学教授。研究湿陷性黄土地基及深基础。

1 前言^{*}

自重湿陷性黄土场地上的桩基在浸水时桩周土将对桩产生负摩擦力。规范规定, 这类场地上的单桩承载力的确定, 除不计湿陷土层范围内的桩周正摩擦力外, 尚应扣除桩侧的负摩擦力。正负摩擦力数值, 宜通过现场试验确定^[1]。目前关于负摩擦力的研究工作主要集中在单桩上, 但在桩基工程中, 群桩也是常见的。由于经济和技术上的困难, 这种场地上群桩负摩擦力的试验研究, 不仅在原位没有进行过, 即使是室内试验也都未见有关报导。

在研究群桩的负摩擦力问题之前, 首先要讨论的一个问题是: 是不是场地的自重湿陷量一定要 ≥ 7.0 cm, 也就是说, 是不是只有在自重湿陷性场地上才考虑桩的负摩擦力问题。自重湿陷量 7.0 cm 是判别场地湿陷类型的标准, 它在一定程度上反映了地基浸水后自重湿陷变形量的大小和对建筑物的危害程度。而负摩擦力的产生与桩-土之间的相对位移量有关。实验证明, 桩-土相对位移量在几毫米之内便可产生可观的负摩擦力^[2]。因此, 即使场地的自重湿陷量达不到 7.0 cm, 只要桩周土在浸水时使桩体某一段上土的下沉量大于同一位置上桩的下沉量, 就会有负摩擦力出现。这已为现场试验结果所证实^[3]。

2 浸水前后单桩承载的机理

在建立群桩负摩擦力计算模型之前, 分析一下单桩在浸水前后的承载机理是有益的。设某一单桩穿过若干自重与非自重湿陷性土层后, 经过一定厚度的非湿陷性土层, 支承在相对坚硬的非湿陷性土层上, 在工作荷载作用下, 变形已经稳定。浸水前, 无论是自重湿陷性土层还是非自重湿陷性土层, 对桩体都提供正摩擦力。由于浸水, 湿陷土层软化, 对桩的摩擦作用减

弱; 湿陷土层产生湿陷变形, 对桩体产生下拖作用。如果浸水充分, 发生湿陷变形的最大深度应为埋深最大的自重湿陷土层的底面(以下称“下界面”)。在下界面以上的所有土层都会随之下沉。在负摩擦力和桩顶工作荷载的共同作用下桩端压力增加, 桩身轴向力变化, 引起桩体下沉和压缩。这种下沉和压缩变形将抵消一部分自重湿陷量, 使中性点位置向上移动, 负摩擦力减少。与此同时, 下界面以下的非自重湿陷和非湿陷性土层中的桩侧正摩擦力和桩端阻力增大, 阻止沉降继续发展。正、负摩擦力和桩端阻力就这样反复交替变化着, 直到新的平衡产生。因此, 负摩擦力的大小还和浸水后桩的下沉量有关。

3 负摩擦力的群桩效应

当桩以群桩的形式出现时, 它在很多方面与单桩的工作状态不同。研究这些差异, 对计算群桩的负摩擦力是必要的。和承受正摩擦力的群桩一样, 承受负摩擦力的群桩也具有它特殊的群桩效应。为方便起见, 本文将群桩外包线以内的土称为“群内土”, 以外的称为“群外土”; 将群桩周边上的桩称为“边桩”, 内部的桩称为“内桩”。

3.1 排土桩的挤密效应

湿陷性黄土是一种高孔隙率的非饱和土, 排土桩置入时的挤压作用将导致土层密实^[4], 对群内土的影响尤甚。自重湿陷性黄土被挤密到某种程度后, 其自重湿陷性就会消失。如果把达到自重湿陷性消失所需的桩间土的平均孔隙比的临界值用 e_{cr} 表示, 则可根据群桩中桩的布置方式, 单桩截面积 A_p 以及自重湿陷土层的天然孔隙比 e_0 来计算群内土的平均孔隙比达到 e_{cr} 时所需的桩距 S_{cr} 。例如, 桩按正方形布置时,

^{*} 到稿日期: 1998-12-31

$$S_{cr} = \sqrt{\frac{A_p(1+e_0)}{e_0 - e_{cr}}} \quad (e_0 > e_{cr}) \quad (1)$$

e_{cr} 可通过试验或地区经验确定, 在西安地区约为0.9。当实际桩距 $\leq S_{cr}$ 时, 可认为浸水时群内土不再发生自重湿陷, 和桩一起下沉, 不产生负摩擦力。

3.2 承台的卸载作用

当桩体穿过的土层中含有自重湿陷性土层时, 在群桩的设计中通常不考虑承台底面土对荷载的分担作用, 上部结构的荷载、承台及承台上土的重量应全部由桩来承担。因此承台以下的群内土中的自重应力小于同一深度处群外土中的自重应力。本文将此称为承台的卸载作用。当这种卸载作用使各层群内土浸水饱和后($S_r = 0.85$)的自重应力小于相应土层的湿陷起始压力时, 也可认为浸水时群内土不再产生自重湿陷。

3.3 群桩的屏蔽作用

自重湿陷性黄土浸水产生的自重湿陷变形主要由两部分构成, 其一是自身孔隙比的缩小; 其二是土体的侧向挤出。对于群内土来说, 由于群桩的存在, 阻止了它的侧向挤出, 从而减少了湿陷变形量。边桩的存在同时也阻止了群外土的挤入, 遮挡了群外土中应力向群内土中传递, 因此在群内土和群外土之间不仅存在着变形的差异, 同时还存在着应力场的不连续。

本文所指的群桩为一个承台下排数大于3、根数大于9, 考虑了上述群桩效应后, 群内土和桩一起下沉的摩擦群桩。

4 群桩负摩擦力的计算

4.1 中性点的位置

负摩擦力计算的首要问题是确定中性点的位置。由浸水前后单桩承载机理的分析可以得到启示, 在工作荷载下的摩擦群桩浸水时, 必将经历一个桩周土软化, 自重湿陷土层发生湿陷, 群桩下沉, 桩体压缩, 中性点上升, 中性点以下土层中的正摩擦力和端阻增加, 重新达到平衡的过程。负摩擦力的大小和中性点的位置不是固定的, 它与浸水过程中的沉降量有关。设浸水前群桩桩体外侧面上有一点A, 在与A相邻的群外土中有一点B, 浸水后两点发生的沉降量分别为 S_A 和 S_B , 当相对沉降量 $\Delta S = (S_B - S_A) > 0$ 时, 桩侧摩擦力为负值, 等于零时, A点的位置即为中性点的位置。

4.2 S_B 的计算

S_B 为承台底面以下群外土中某一点的浸水湿陷量, 最可靠的确定方法是现场浸水试验。其实, 由于土自身的不均匀性, 局部浸水试验的结果也未必能准确地代表整个场地的情况。另外由于现场浸水试验费用

高、周期长, 并非所有工程都能承受。对于大量的一般性工程, 还只能根据室内试验的结果进行计算。现场试验结果表明, 室内和现场试验所测得的发生自重湿陷的土层深度是相同的, 但用室内试验所得的自重湿陷系数计算的自重湿陷量与现场试验实测值之间存在着差异^[3,5]。在没有浸水试验资料的条件下, B点的自重湿陷变形量可按式计算:

$$S_B = \beta_0 \sum \delta_{si} h_i \quad (2)$$

式中 δ_{si} 为B点以下第*i*层土的自重湿陷系数; h_i 为第*i*层土的厚度; β_0 可按文献[1]或地区经验确定。

4.3 S_A 的计算

在忽略浸水前桩和土之间的相对位移的条件下, S_A 可分为两部分, 它们是: 浸水后桩端压力增加所引起群桩的下沉量 S_{A1} 和桩侧摩擦力变化引起A点以下桩体的压缩量 S_{A2} 。A点的沉降量 $S_A = S_{A1} + S_{A2}$ 。

S_{A1} 的计算简图如图1所示, 计算 S_{A1} 时作了如下假设:

a) 浸水前后上部结构的荷载 Q 、承台及其以上土的重量 G 全部由桩来承担, 在中心荷载下每根桩的桩顶荷载为 $\frac{Q+G}{n}$, n 为群桩中的桩数。

b) 浸水前, 桩身轴力沿桩长呈直线分布, 桩端处为零, 桩顶处为 $\frac{Q+G}{n}$ 。

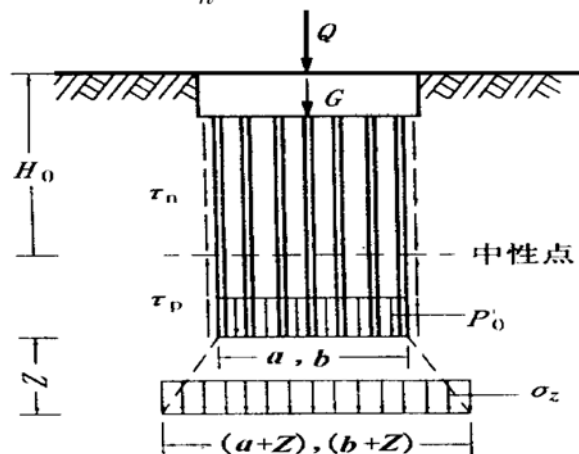


图1 S_{A1} 计算简图

Fig. 1 Calculation of S_{A1}

c) 浸水后, 中性点以上的群内土随群桩同步下沉。可将群桩以实体基础看待, 中性点以上第*k*层土中的负摩擦力强度

$$\tau_{nk} = \alpha_{nk} C_{uk} \quad (3)$$

式中 C_{uk} 为第*k*层土浸水饱和($S_r = 0.85$)时的不排水抗剪强度; α_{nk} 为第*k*层的负摩擦力系数, 可取0.6~0.9。

d) 中性点以下的桩和群内土也作为一实体基础

考虑, 周边第 j 层土中的正摩擦力强度

$$\tau_{ij} = \alpha_{ij} C_{uj} \quad (4)$$

式中 α_{ij} 为第 j 层非自重湿陷土中的正摩擦力系数, 可取 0.5 ~ 1.0。其余同式(3)。

e) 桩端处的附加压力 p_0 按均匀分布。桩端的下沉量 S_{A1} 等于下部土层的压缩量, 可用分层总和法计算。土层的附加应力 σ_z 按 2:1 扩散法(如图 1) 计算, 当附加应力等于自重压力的 0.1 倍时为压缩层的底面。

f) 忽略承台及以上土体与周围土体间的摩擦力。

以上假设出于如下几方面的考虑:

a) 在进行桩基设计时, 如果桩体穿过的土层中有一定厚度的自重湿陷性黄土夹层, 由于要考虑浸水发生自重湿陷的可能, 设计者不可能也不应该考虑承台底面土的分担作用。

b) 由于浸水后只有中性点以下的土层对桩提供承载能力, 但浸水前, 中性点以上的土层也提供正摩擦力, 这就使得浸水前, 桩在工作荷载作用下具有较大的富裕承载力, 下部土层的正侧摩擦力得不到发挥, 桩端阻力接近于零, 这已为文献[3, 5]的试验所证实。文献[3]的试验还证明, 尽管各土层间的差异很大, 但浸水前在工作荷载作用下, 桩身轴力基本呈倒三角形分布。

c) 由于上述群桩效应, 浸水时, 群内土产生自重湿陷沉降的可能性极小, 而群外土则比较接近无桩的情况。群内和群外土之间的沉降差造成在群桩周边上发生土与土之间的剪切, 这种剪切力通过群内土传给桩体, 可视为群桩的荷载。 α_{nk} 和 α_{ij} 的取值是经过对比试验确定的。黄土为结构性土, 其饱水后的应力应变关系如图 2 所示。在不同深度处, 群内土和群外土之间的相对位移不同, 应取不同的剪应力值; 另外置桩的扰动和排土桩的挤密作用都有可能致土体的强度变化。因此 α_{nk} 和 α_{ij} 的取值应视相对位移的大小及成桩方法而定。

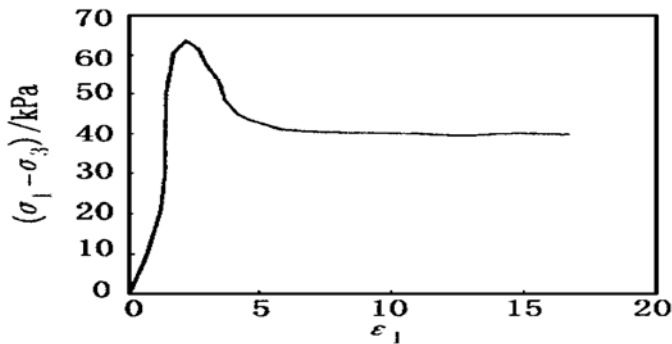


图 2 饱和黄土的应力-应变关系

Fig. 2 Stress-strain relationship of satural loess

d) 将中性点以下的桩与群内土作为一个整体基础是一种简化考虑, 当桩距较近时与实际情况接近。

e) 通常在自重湿陷性土层中, 自重湿陷变形往往是偶然发生的, 其变形速率大、不均匀, 具有较强的破坏性, 因此在桩基设计时对其限制得较严格。桩端又往往支承在较坚硬的非湿陷土层上, 桩尖刺入持力层的变形量一般很小。为简化计算, 忽略了桩尖的刺入沉降。

由以上假设, S_{A1} 的计算公式为

$$S_{A1} = \sum \frac{h_m}{1 + e_{0m}} \left[C_{em} \log \frac{p_{cm}}{\sigma_{cm}} + C_{cm} \log \frac{\sigma_{cm} + \sigma_{zm}}{p_{cm}} \right] \quad (5)$$

式中 h_m 和 e_{0m} 分别为桩端以下第 m 层土的厚度和天然孔隙比; C_{em} 和 C_{cm} 分别为第 m 层土在饱和时的回弹指数和压缩指数; σ_{cm} 和 σ_{zm} 分别为第 m 层土在饱和状态下的前期固结压力、天然状态下的平均竖向自重应力和附加应力。由图 1 知,

$$\sigma_z = \frac{p_0 ab}{(a + Z)(b + Z)} \quad (6)$$

$$p_0 = \frac{Q + G + F_n - F_p + \Delta W}{ab} \quad (7)$$

式中 a 和 b 分别为群桩外包矩形的边长; F_n 和 F_p 分别为群桩总的负摩擦力和正摩擦力, 按式(8)、(9) 计算; ΔW 为浸水引起的群内土重量的增加, 浸水后的饱和度按 $S_r = 0.85$ 计算, 并认为 ΔW 通过群内土传给桩端土层, 不计它对桩身轴力的影响。

$$F_n = ab \sum \alpha_{nk} C_{uk} L_k \quad (8)$$

$$F_p = ab \sum \alpha_{ij} C_{uj} L_j \quad (9)$$

式中 L_k 为桩在中性点以上第 k 层土中的长度; L_j 为桩在中性点以下第 j 层土中的长度。

S_{A2} 的计算: 浸水前, 轴力沿桩长呈倒三角形分布。浸水后, 由于桩侧摩擦力变化使轴力增加, 分布如图 3, 则 A 点因其下各段桩的压缩引起的沉降量为:

$$S_{A2} = \frac{1}{2nE_p A_p} \sum (\Delta N_{i-1} + \Delta N_i) L_i \quad (10)$$

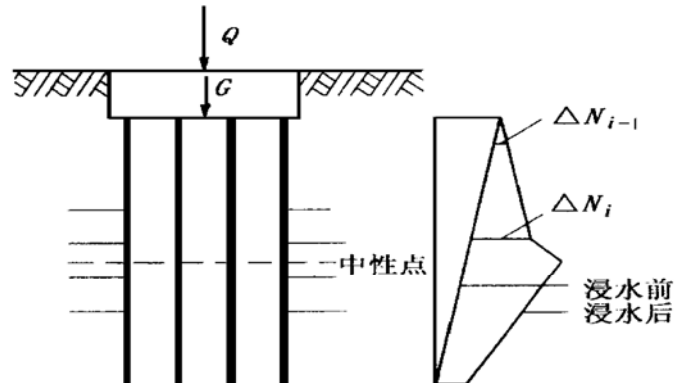


图 3 浸水前后的轴力分布

Fig. 3 Distribution of axial load before and after immersion

式中 E_p 和 A_p 分别为桩体材料的弹性模量和单桩截面积; L_i 为 A 点以下桩在第 i 层土中的长度; ΔN_{i-1} 和 ΔN_i 为第 i 层土中的桩段上、下界面处浸水后群桩轴力的增加值。

4.4 用试算法计算中性点的位置

式(5)~(10)的计算都与中性点位置 H_0 有关,需用试算法解之。其步骤如下:

第一步:由式(2)计算承台底面到下界面之间不同深度处土的自重湿陷量 S_B 并绘出 S_B 沿桩长的分布图。

第二步:对于给定的中性点位置,绘出浸水前后群桩的轴力图,由式(5)和式(10)计算 S_{A1} 和 S_{A2} ,然后绘出下界面以上沿桩长各点的下沉量 S_A 的分布图。在第一次试算时,可将下界面作为中性点的假定位置。

第三步:在 S_A 和 S_B 的分布图上,找出 $S_A = S_B$ 的点 O ,则 O 点的位置即中性点的位置。将第一次试算得到的 H_0 记为 H_{01} ;

第四步:将 H_{01} 作为新的中性点位置重复第二至第三步的计算过程,直到两次计算的 H_0 之差 不大于 0.5 m,其计算精度已能满足工程要求。在进行下一轮计算时可根据相对位移情况采用不同于上一轮的 α_{nk} 和 α_{py} 值,使计算更切合实际。当自重湿陷土层降至中性点以下时,自重湿陷性土层内的 α_p 取 0.2~0.5。

第五步:将最终的 H_0 值代入,计算出 F_n , F_p 及承台的浸水沉降量,同时对桩身强度进行验算。

4.5 群桩承载力的确定

群桩的承载力应由地基土充分浸水后的承载能力所决定。如前所述,湿陷变形具有偶然性、突发性和不均匀性,其破坏能力较强,所以这种地基上群桩的承载能力往往应由变形来控制,其中:

a) 承台的总沉降量应不大于容许值,总沉降量等于浸水前的沉降量 S_1 与浸水引起沉降 S_2 之和。浸水前的沉降量计算可以只考虑桩体的压缩,轴力按呈倒三角形分布计:

$$S_1 = \frac{Q+G}{2nE_pA_p}L \quad (11)$$

式中 L 为桩长,其余同前。

S_2 的计算方法同 S_A ,但 A 点应设在承台底面处。

b) 承台浸水变形不大于容许值,即 S_2 小于容许的浸水沉降量。

c) 可能发生局部性浸水时,应控制相邻群桩之间的沉降差不大于容许值。

限于篇幅,计算示例从略。

关于考虑自重湿陷情况下桩基的总沉降量、浸水沉降量和沉降差的容许值,尚无统一规定。由设计者根据上部结构和地基的具体情况以及结构物的重要性自行确定。

5 结 语

由于群桩现场浸水试验难度大、费用高,至今未见有关试验报导。即使室内试验,也因湿陷性黄土具有很强的结构性而无法模拟,所以本文提出的方法未能用试验和实测结果来验证。本文给出的方法适用于桩距较密、桩端持力层较好、承台刚度较大,地基土充分浸水的情况。最大负摩擦力并不发生在地基土全部被浸湿的情况,但在多数情况下,沉降控制着群桩承载力,充分浸水时的沉降量和沉降差往往对群桩设计起决定作用。影响计算可靠性的主要参数是系数 β_0 , α_n , α_p , 目前对它们的研究还非常不够,有待深入。

参 考 文 献

- 1 GBJ25-90 湿陷性黄土地区建筑规范. 北京:中国计划出版社, 1991
- 2 钱鸿缙等. 湿陷性黄土地基. 北京:中国建筑工业出版社, 1985
- 3 李大展等. 湿陷性黄土中大直径扩底桩垂直承载性状的试验研究. 岩土工程学报, 1994, 16(2): 11~21
- 4 Liu Mingzhen. The compactive effect of driven pile in loess. Proc of Conference on Deep Foundation Practice. Singapore, 1990
- 5 张献辉. 黄土地区大直径桩的垂直承载力试验研究: [硕士学位论文]. 西安:西安建筑科技大学, 1995