

# 砂土中桩端阻力深度影响机理分析

俞季民

魏 杰

(武汉水利电力学院水利工程系) (华北水电学院基建处)

## 提 要

在人工均匀填筑的平潭标准砂中, 对数种不同入土深度的模型桩, 贯入不同填筑密度的砂中, 利用读数显微镜详细地对数百个观测点进行桩周土体变形场的观测, 利用土压传感器观测桩端周围的附加应力场。通过试验, 观察到桩模在各种不同入土深度和不同填筑密度的砂中, 端阻力在临界深度以下均出现似稳值的现象。随着似稳值现象的出现, 土体变形场及变形增量场的变形特征均近于稳定。

本文还分析了桩贯入土体某一深度和再贯入一定深度后土的剪切机理和压缩机理的具体特征及两种机理的区别和过渡。从而进一步解释了端阻力的深度效应, 为建立合理反映深度影响的端阻力计算方法提供了依据。

## 一、前 言

为求解桩端阻力和静力触探探头阻力, 形成了以刚塑性理论为基础的许多计算方法<sup>[1-4]</sup>, 其公式的基本形式是 $q_c = \gamma h N_q$ 。此公式描述了端阻力 $q_c$ 值随深度 $h$ 而线性增加(式中 $\gamma$ 是土的容重, 系数 $N_q$ 由土的内摩擦角 $\phi$ 确定)。对于粘土地基, 计算值与实测值相差不大, 而对于砂土地基则不然, 大量的实测和室内试验资料<sup>[5-8]</sup>表明: 在砂土中, 桩贯入到一定深度后, 其极限端阻力 $q_c$ 不再增加而趋于稳值, 此处的深度称为临界深度, 通常以 $h_{c\gamma}$ 表示。这一现象说明刚塑性理论的计算方法有明显的局限性。这种趋于稳值的现象广泛存在于多种原位测试手段及深基础问题中, 桩侧极限摩阻力亦有此类似现象。这类问题统称为深度影响问题或深度效应。对此现象的认识虽已逐渐统一, 但理论解释尚嫌不足, 以致在实际中所用的计算方法还不能考虑到这一重要的事实。这不仅造成理论和实际的不符, 也产生了多种原位测试成果的可比性问题及将原位测试结果应用于深基础时的矛盾, 问题亟待解决。

本文着重讨论了桩端阻力的深度影响机理。人们认识到<sup>[7]</sup>: 在临界深度 $h_{c\gamma}$ 以上是剪切机理, 破坏模式是刚塑性体的极限剪切平衡状态, 计算中是以抗剪强度指标 $\phi$ 值为主要特征参数; 在 $h_{c\gamma}$ 以下是压缩机理, 砂土的压缩特性对端阻力起着主要影响, 破坏模式必须合理地反映压缩性的影响, 计算中应以土的压缩性指标作为其主要特征参数<sup>[6]</sup>。由于机理分析还不完善, 故迄今还没有成熟的定量计算方法。

法国 Grenoble 大学的 Foray, P. 和 Puech, A. (1976) 所总结的临界压力法<sup>[6]</sup>是压缩机理方面的重要成果, 他们通过室内三轴试验揭示了砂土剪切破坏初始密度-围压-体变之间的关

系。说明在 $h_{cr}$ 以上, 砂土在低围压(小于某一临界压力)下具有剪胀特征; 而在 $h_{cr}$ 以下, 砂土在高围压下具有剪缩特征。这种解释抓住了问题的本质, 但还限于将砂土剪切试验的简单体变规律笼统地引伸到桩端周围的复杂情况中。在 $h_{cr}$ 附近, 桩端周围土体的实际情况如何, 下面从附加应力场和变形场两方面进行详细观测和分析说明。

## 二、桩端阻力与桩端周围附加应力的观测分析

笔者在 $60\text{cm} \times 60\text{cm} \times 120\text{cm}$ 的刚性模型槽中均匀装填平潭标准砂, 控制其相对密度 $D_r$ 分别为0.3, 0.5, 0.75和0.85。将直径为 $3.2\text{cm}$ , 桩端锥尖角度为 $60^\circ$ 的模型桩以静压压入土体, 通过桩端应变传感器可以测得贯入过程中桩端阻力随深度的变化规律, 如图1所示。图中每条曲线均由四组平行试验综合确定。观测结果表明, 端阻力 $q_c$ 随桩贯入深度 $h$ 增加的关系线有明显的转折, 可以认为转折处的深度为临界深度 $h_{cr}$ 。 $h_{cr}$ 随 $D_r$ 的增加而明显增加, 其值约在7—12倍桩径之间, 这与一些研究者的观测资料较为一致<sup>[3]</sup>。在临界深度 $h_{cr}$ 上下,  $q_c$ 值均有一定的波动, 图中直线为取其均值所得。在 $h_{cr}$ 以下,  $q_c$ 随 $h$ 仍略有增加, 在此称其为似稳值。但临界深度确实明显存在, 它代表了

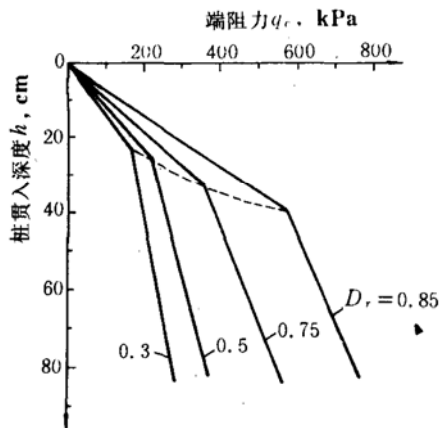


图1 不同密度砂中 $q_c$ - $h$ 关系

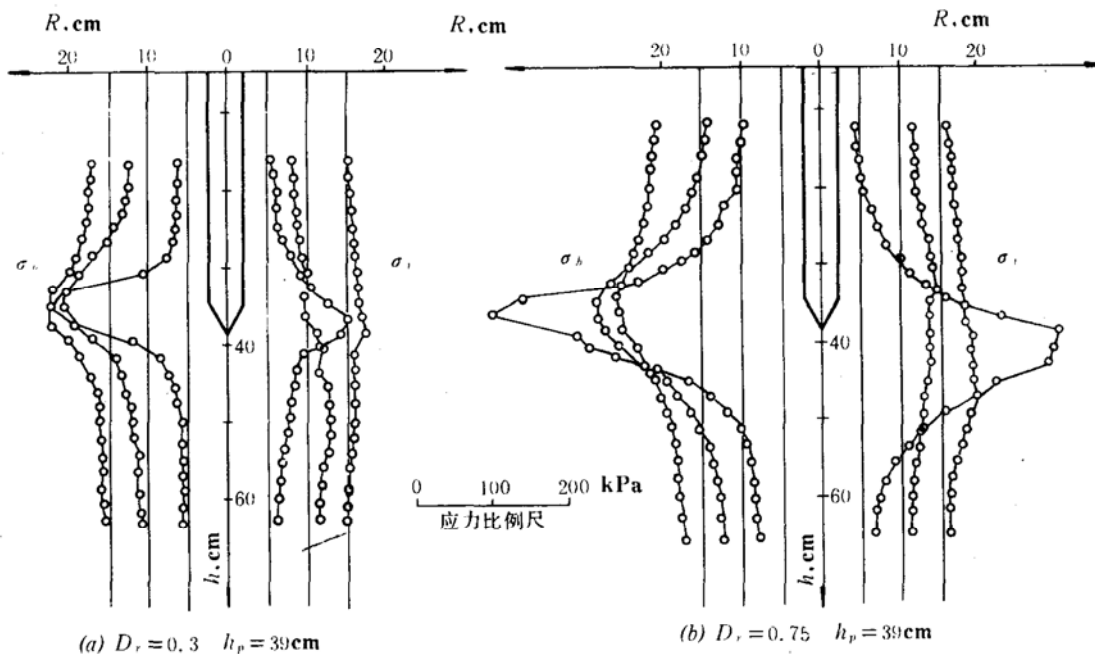


图2 附加应力分布

深度影响突变的一个界限。

为观测桩贯入后桩周土体附加应力的情况,在填砂同时,分别以水平向和垂直向每隔5cm间距预埋BW-1箔式微型土压传感器。桩贯入后所观测到的结果如图2所示(横坐标 $R$ 表示观测点距模型桩中心线的间距),图中桩贯入深度 $h_p > h_{cr0}$ 。由图2可说明 $h_{cr}$ 以下附加应力场的规律:附加应力垂直分量 $\sigma_v$ 与水平分量 $\sigma_h$ 相比较, $\sigma_v$ 峰值的位置低于 $\sigma_h$ 峰值的位置; $\sigma_h$ 的峰值大于 $\sigma_v$ 的峰值。这一事实反映了桩贯入时,周围土体是先被下压而后被挤向四周的;土体中最大应力主轴由垂直向转向水平向,土越密实,转轴效应越强,离桩越远,转轴效应渐弱。在桩端周围, $\sigma_h$ 较桩贯入前(砂体初始填筑状态)增加很多,而 $\sigma_v$ 增加较少,这说明桩周土体形成土拱作用,也可解释在 $h_{cr}$ 以下深度影响的机理。

### 三、桩端周围土体变形场观测分析

在模型槽一边的玻璃质侧板表面贴装刻有坐标网格的有机玻璃薄板,以便观测土体变形场。在填砂同时,布置位移观测点(测点采用大头针尖),尽可能放置在网格交点上,待填砂

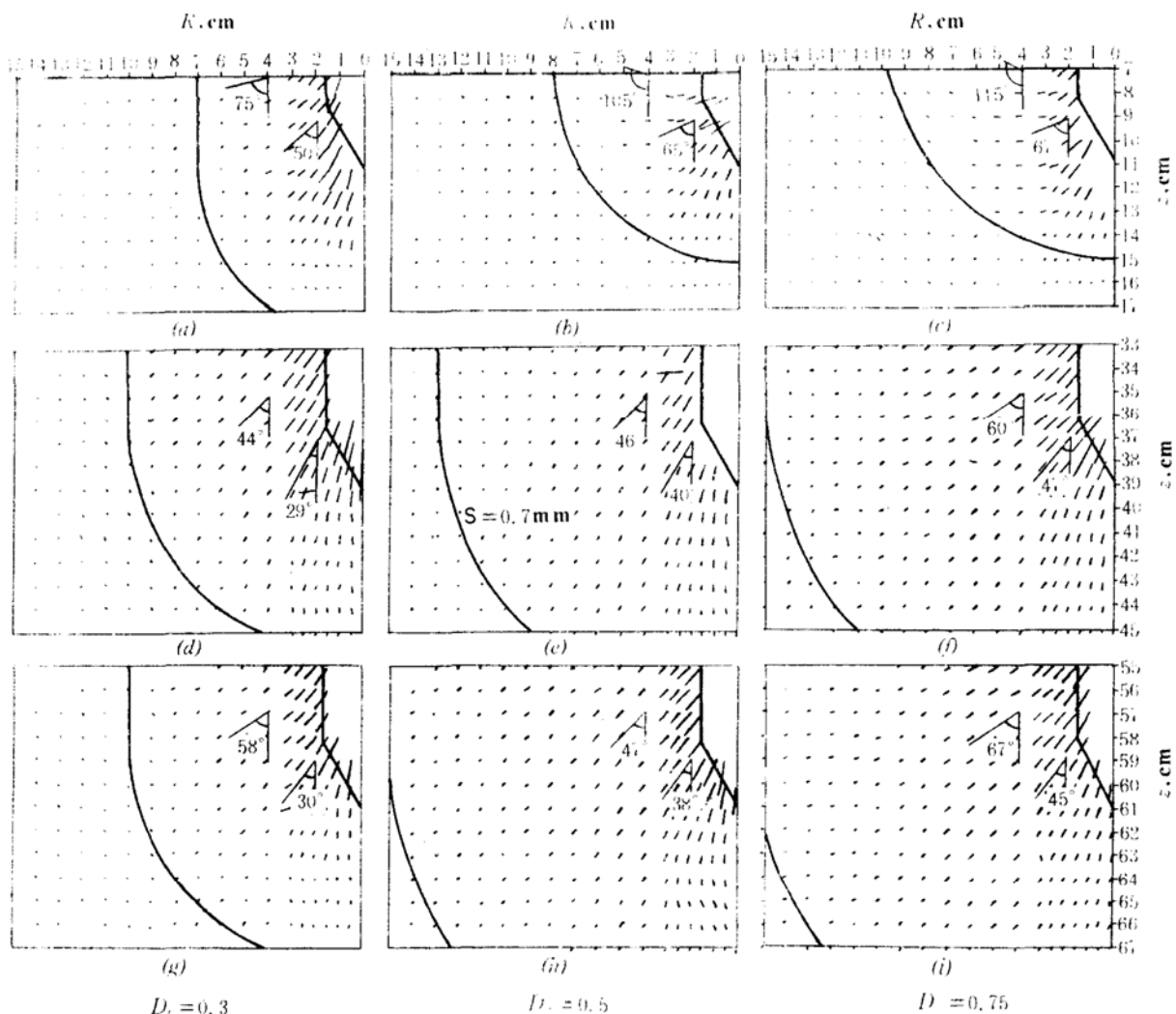


图3 砂的总位移场

稳定后测记其初始坐标。将半模桩紧靠玻璃板表面向下贯入。为反映深度影响, 选择桩端贯入深度 $h_p$ 分别为11, 39, 61cm, 共布置观测点528个。当桩贯入到预定 $h_p$ 后, 用读数显微镜详细测记各测点的位移, 得到总位移场; 然后再将桩向下贯入 $\Delta h_p (=10\text{mm})$ , 用同样方法测记位移增量场。借助计算机及绘图机描绘出桩贯入不同密度砂、不同深度时的总位移场和位移增量场, 分别如图3和图4所示(横坐标 $R$ 表示观测点距模型桩中心线的间距)。图3中各图的填砂相对密度 $D_r$ 、桩贯入深度 $h_p$ 和临界深度 $h_{cr}$ 如表1所示。图4中位移增量矢量放大了10倍。根据位移场和位移增量场可以计算出体变场和剪变场, 把体变场的代表性数值(以 $100 \times D_r$ 的数值表之)标在图4上以帮助分析。

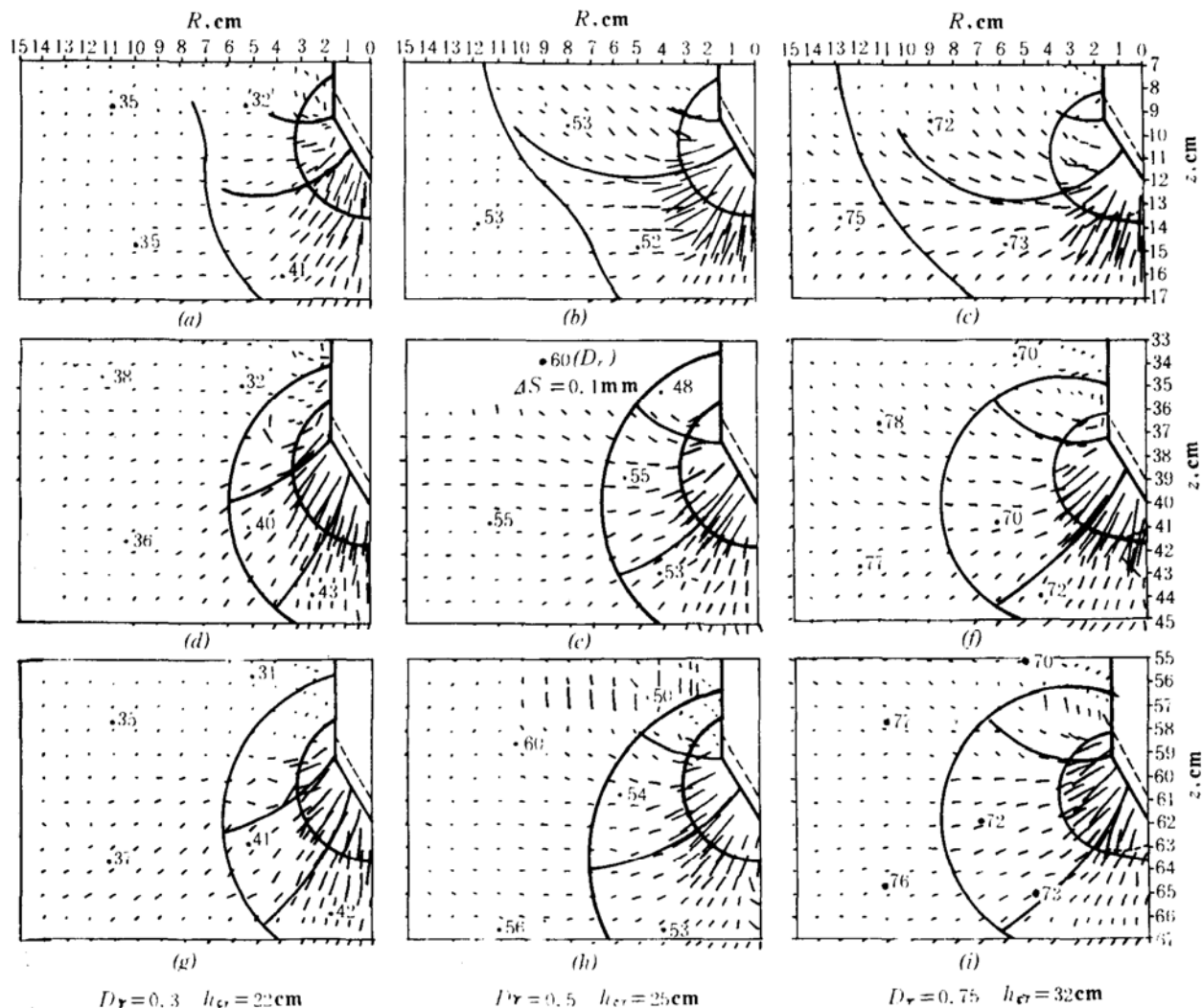


图4 砂的位移增量场

在图3中以总位移矢量的大小( $S=0.7\text{mm}$ )绘等位移线, 比较图3(a)~(i)各情况下此等位移线所包络的桩周土体的范围, 从而可知: 土越密实, 此范围越大; 桩入土深度越大, 此范围亦越大, 但到 $h_{cr}$ 以下, 此范围近于稳定。图3中, 由砂粒在桩侧和桩端近旁的位移矢量方向的代表性角度反映出: 土松且桩贯入深度大时, 土体以向下挤压为主; 土密且桩贯入深度小时, 土体以向四周挤压为主, 并且到 $h_{cr}$ 以下, 其方向特征近于稳定。

表1

| 图号                  | <i>a</i> | <i>b</i> | <i>c</i> | <i>d</i> | <i>e</i> | <i>f</i> | <i>g</i> | <i>h</i> | <i>i</i> |
|---------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| $D_r$               | 0.3      | 0.5      | 0.75     | 0.3      | 0.5      | 0.75     | 0.3      | 0.5      | 0.75     |
| $h_p(\text{cm})$    | 11       | 11       | 11       | 39       | 39       | 39       | 61       | 61       | 61       |
| $h_{cr}(\text{cm})$ | 22       | 25       | 32       | 22       | 25       | 32       | 22       | 25       | 32       |

对图4所示的位移增量场进行分析比较,以位移增量矢量的大小( $\Delta S = 0.1\text{mm} = \frac{1}{100}\Delta h_p$ )绘等位移增量线,比较图4(a)~(i)各情况下此等位移增量线所包络的范围大小的变化规律,土越密实或桩贯入深度越大,此范围越大,到 $h_{cr}$ 以下,此范围近于稳定。当 $h_p = 11\text{cm}$ 时,除桩尖下一定范围土体下压外,桩周土体以向上挤出为主(从测点的变位方向可见),引起土面隆起,等位移增量线呈倒置葫芦状,土越密实,这种特征越明显。这与浅基剪切机理的破坏模式较为符合。严格地说,松砂情况下浅基的破坏不可能是单纯的剪切机理,同时还存在着压缩机理的作用。随桩贯入深度的增加,桩周土体的上挤作用逐渐减弱,原因之一是贯入深度越深距土面越远,上覆压力越大,土体不易挤出,原因之二是贯入深度越深围压也随着增加,土体的剪缩特性变得明显,桩的贯入体积的吸收由土的向上挤出变为土体本身的压密。等位移增量线由倒置葫芦状变为圆球状或扁球状。

从图4所示的 $D_r$ 值分布,可以比较出不同密度、不同深度的桩端周围土体的体变特征:在 $h_{cr}$ 以上,剪切机理起作用时,对松砂情况,桩端周围土体虽有压缩,但桩贯入体积的大部分还是被土体的上挤所平衡;在 $h_{cr}$ 以下压缩机理起作用时,对密砂情况,桩端周围一定范围内土体虽有剪胀,桩贯入体积却是被更外围(超过5倍桩径)土体的压缩所平衡。所以,两种机理的作用往往是共存的,只不过在具体条件下,各居主次而已。

值得提出的是,根据笔者的试验,桩在贯入过程中,桩端附近的砂体密度呈现某一程度的胀缩交替情况,这是端阻力出现波动的原因之一,也确实反映了剪切机理与压缩机理两者相互交替存在的物理本质。

根据位移场及体变场的特征,可将桩端周围土体划分为四个区<sup>[5,9]</sup>(如图5): I区(刚性核区),认为无体变,仅起传递力的作用;; II区(塑性区),变形较大,接近或达到一定围压下的临界密度(最终密度); III区(弹性压缩区),压缩体变较小,且范围大; IV区(挤出区),在 $h$ 很小时较为明显。再由总位移场换算出土体最大主应变 $\epsilon_1$ ,并作出 $\epsilon_1 = 15\%$ 和 $5\%$ 的两条等值线。此两条等值线恰好与I、II、III区的界线近似地相重合。图6是Grenoble大学对Hostun砂进行三轴试验的结果,若将横坐标以 $\epsilon_1 = 5\%$ 和 $15\%$ 为界限,将干容重 $\gamma_d$ 与 $\epsilon_1$ 关系曲线分为三段(自右向左顺序编号为I、II、III),则这三段正好相应于图5中的I、II、III区。说明三轴试验所反映的体变规律与桩端周围实测体变规律相吻合,即在I区(段), $\epsilon_1 > 15\%$ ,土体积趋向于某一稳定值; III区(段), $\epsilon_1 < 5\%$ 。土体总体上说是压缩; II区(段),土体既可能是剪缩,也可能是剪胀,要视其初始密度和围压的大小而定。对于中密砂( $D_r = 0.5$ ),体变不大;对于松砂,此区是接受桩贯入体积的主体;对于密砂,此区呈剪胀特征,不能接

受桩的贯入体积, 而将其传向更外围, 使得 $h_{cr}$ 和 $q_c$ 都增大。

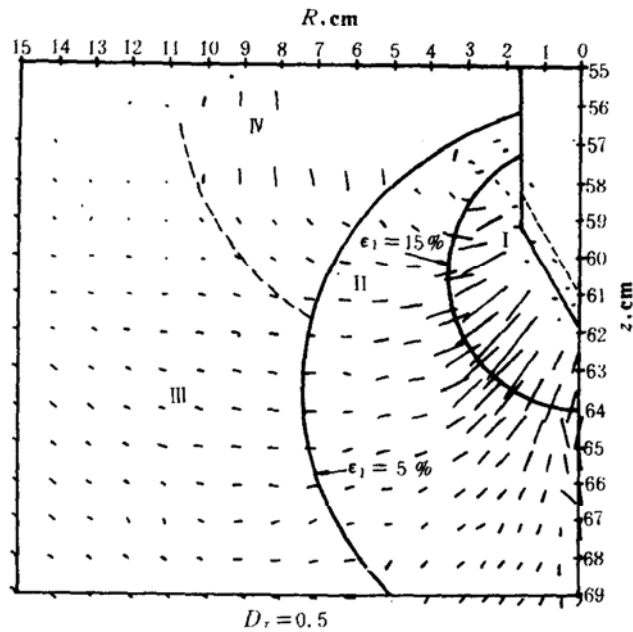


图5 桩贯入后周围土体变形分区

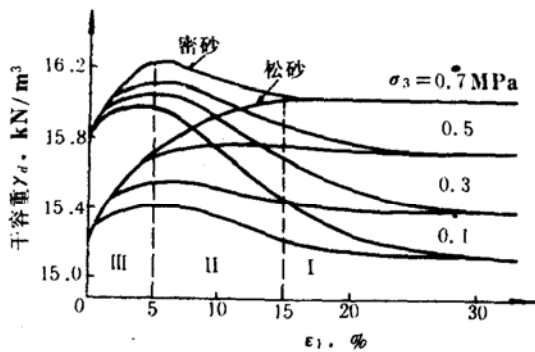


图6 三轴剪切试验过程中砂的密度变化

在 $h_{cr}$ 以上, II区土体呈现较强的剪胀特征, 因为距土体表面较近, 所以III区的压缩不明显, 而主要是IV区的挤出, 挤出的结果使得IV区土体呈现被动土压力特征, 因而端阻力随深度明显增加; 但到 $h_{cr}$ 以下, 即使II区仍稍有剪胀, 因距土体表面已远, 在上覆土重作用下, 土体的压缩与剪胀就交替出现, III区的压缩则明显增强, IV区的挤出作用已渐消失, 上覆土体呈现静止土压力特征, 甚至出现土拱效应特征, 因而大大地减弱了上覆土体自重应力对桩端阻力的作用, 以致使端阻力出现似稳值现象。

#### 四、结 语

1. 排土桩与埋入桩的端阻力机理完全不同。对于排土桩, 桩贯入深度不大时, 土体即开始变形, 因此, 以增量场来分析桩贯入过程中土体的反力特征是合理的。
2. 桩贯入土中后, 土体应力主轴由垂直向转向水平向, 在临界深度 $h_{cr}$ 以下, 桩身周围垂直向应力与桩未贯入时相近或有所减小, 而水平向应力则增大很多, 土体有成拱作用的特征。
3. 随着端阻力似稳值现象的出现, 土体变形场及变形增量场的变形特征均近于稳定。
4. 桩在贯入过程中, 桩端附近砂体密度出现胀缩交替的情况是端阻力波动的的原因之一。

并且它反映了贯入过程中剪切与压缩两种机理共存和交替作用的物理本质。

5. 本试验室的众多试验成果表明, 桩径大小与挤出区作用消失的快慢密切相关; 临界深度值及深度影响受桩径尺寸的制约, 换言之, 临界深度是桩径的函数。

由上可知, 端阻力的深度影响机理应综合砂土相对密度、体变特征、桩尺寸效应、覆盖压力、土体边界条件、桩端周围土体特定结构诸方面进行解释。为建立合理的端阻力的定量计算方法, 必须考虑这些因素。

本文在试验研究过程中得到冯国栋、刘祖德两位教授的热心指导, 特此致谢。

### 参 考 文 献

- [1] 郑大同编, 地基极限承载力的计算, 中国建筑工业出版社, 1979, p. 56。
- [2] 周 镜编, 单桩承载力及沉降, 铁道部原位测试进修班资料, 1985年。
- [3] 唐贤强、叶启民编, 静力触探, 中国铁道工业出版社, 1981, p. 108。
- [4] Ohde, J., La résistance à la pénétration d'une fondation comme base de calcul du taux de travail admissible, Sols-Soils, No. 13, 1965, p. 19.
- [5] Meyerhof, G. G., Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundation, Proc. ASCE, Vol. 102, GT. 3, 1976, p. 195.
- [6] Foray, P., Puech, A., Influence de la compressibilité sur la force portante a la rupture des pieux en milieu pulvérulent, Annales de l'I. T. B. T. P. Mai, 1976, No. 339.
- [7] 刘祖德, 砂土原位测试的深度影响问题, 武汉水利电力学院资料, 1981年。
- [8] Vesic, A. S., Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass, Proc. ASCE, Vol. 98, SM3, 1972, p. 265.
- [9] Davidson, J. L., Barriro, D., Mortensen, R. A., Deformations in Sand around a Cone Penetrometer Tip, Proc. 10th ICSMFE, 1981, p. 467.

## The Mechanism of Depth Effect on Point Resistance of Pile in Sand

*Yu Jimin*

(Wuhan Institute of Hydraulic and Electric Engineering)

*Wei Jie*

(Huabei Institute of Hydroelectric Engineering)

### Abstract

Model tests of displaced pile in laboratory, performed in uniform grain and evenly filled Pin-Tan standard sand are used to study the mechanism of depth effect on point resistance. Pile models penetrated into different density fill with different penetrated depth were tested. The displacement field indicated by marks around the pile shaft were observed with a measuring microscope. The distribution of additional stress around the pile tips was measured with pressure cells.

In the process of testing, below the critical depth, for various cases, "quasi-stable" point resistance

was observed. After the occurrence of "quasi-stable" phenomenon, soil displacement field and incremental displacement field had tendency to become stable.

Analyzed the actual characteristics of the shear and compression mechanism and their difference and transition of model pile, during the pile penetration into sand some depth and consequent penetration to a certain depth, the mechanism of depth effect was further explained. From the analysis, it would become the basis for the proposal of a new method of calculation for pile point resistance with consideration of the depth effect.