

地基与基础译文集

3

地基与基础的性状

中国建筑工业出版社

地基与基础译文集

3

地基与基础的性状

《地基与基础译文集》 编委会

中国建筑工业出版社

本集31篇论文，选译自一九七七年《第九届国际土力学与基础工程会议会议录》的第二部分。主要介绍地基与结构物的相互作用；重点介绍了桩基的测试技术、承载力的确定和桩群工作原理；此外，还介绍了地下连续墙、筏基、碎石桩和石灰桩等。

本书可供土建勘察、设计和科研人员参考。

《地基与基础译文集》编委会名单（按姓氏笔划排列）

王 钟 琦	刘 颖	胡 定
俞 调 梅	秦 宝 玖	贾 永 昌
唐 念 慈	曾 国 熙	潘 千 里

地基与基础译文集

3

地基与基础的性状

《地基与基础译文集》编委会

*

中国建筑工业出版社出版（北京西郊百万庄）

新华书店北京发行所发行 各地新华书店经售

中国建筑工业出版社印刷厂印刷（北京阜外南礼士路）

*

开本：787×1092毫米 1/16 印张：13¹/₄ 字数：321 千字

1980年12月第一版 1980年12月第一次印刷

印数：1—6,820 册 定价：1.10元

统一书号：15040·3775

出 版 说 明

我国地基与基础工程技术，解放以来有了较大的发展，取得了一些可喜的成就，但是整个说来技术水平还是比较低的，仍是建筑工程中的一个薄弱环节，还不能适应四个现代化的要求。无论是工程地质勘察、地基土的测试技术与评价、基础工程的设计与施工、地基处理、土力学与岩体力学理论等，跟国外先进技术相比，许多方面仍有差距。为了改变这种状况，努力提高我们的科学技术水平，要继续坚持独立自主、自力更生的方针，要学习国外先进技术。学习先进，才有可能赶超先进。为了给大家提供学习参考资料，我们特组织出版《地基与基础译文集》丛书。

译文集按专题分册出版。

本集31篇文章均选自《第九届国际土力学与基础工程会议会议录》《Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering》的第二部分“Behaviour of Foundations and Structures”。第二部分原有90篇文章。主要围绕地基与基础的性状，叙述了地基与基础的相互作用、应力应变分析。我们在选编时，重点介绍了桩基的测试技术、承载力的确定和桩群工作原理等。此外，还介绍了地下连续墙、筏基、碎石桩、石灰桩等。这些文章反映了目前国际土力学与基础工程水平的一些概况。但由于国际会议论文的篇幅有限，所以有些文章过于简略，读者可参阅有关参考资料。

参加本集选编工作的有同济大学俞调梅、成都工学院胡定、南京工学院唐念慈、中国建筑科学研究院黄熙龄、潘千里、铁道部科学研究院周镜、北京市勘察处张国霞、陕西省建筑科学研究所陈传榕等同志。陈传榕同志并校阅了本集译文。对他们们的热情支持，特表示感谢。

中国建筑工业出版社编辑部

1979.5.28.

目 录

出版说明

装有量测元件的打入桩上取得的数据分析	1
埋置在吉普逊体土中的桩群分析	17
桩与土的共同工作	24
土的侧向位移对桩的作用	29
根据实测数据的基础板的计算	35
地下墙和桩的性状——试验与计算	40
一种新型的垂直排水井——石灰桩	46
格构式筏基础——一种新的基础形式	55
结构-基础的相互作用及土的蠕变	62
粘土中的单桩对轴向荷载的反应	67
单桩偏心加载的实验研究	76
碎石桩加固地基的性状	82
圆形基础下地基变形研究	87
同一基础下各桩间的差异性	92
基底下的活动区	100
粘土中桩的侧摩擦力	107
片筏基础与桩基础的比较	116
桩的负摩擦力和安全分析	124
由负摩擦力引起的桩基建筑物的下沉	129
高层建筑物的沉降和桩荷载的测定	134
在下沉地基上的建筑物结构分析方法	139
粘性土中桩的安全系数	145
开口钢管桩中砂塞的性状	153
大直径钻孔桩的承载力	158
承受侧向荷载的桩基础性状	163
成层土中桩的承载力	168
附带浅埋基础的桩基承载力	176
膨胀性粘土中挡土墙的土压力	179
基础的水力模型	188
地下连续墙井筒的应力与变形	194
密实砂土上基础的比尺效应	203

装有量测元件的打入桩上取得的数据分析

[意大利] M. Appendino

提 要

曾在一些直径为 506 mm, 用衬管 (mandrel) 打入的管桩上测定打桩应力 (系在衬管及管桩的不同标高处进行测定)。管桩穿过不同土层后打入到 38~50m 深处而支承在砂层上。以实测数据同模拟解答和数值解答的对比结果指出, 土的恢复系数与阻尼特性对打桩的效率可能起到重要的影响。采用土动力学中的定义能使土的参数与标准的土质特性联系起来。曾从打桩时所测得的数据预测桩底的静载承载力与变形能力。

引 言

由四台 60 万千瓦机组组成的 Porto Tolle 水电站基础需要打入约一万根桩长 40 至 50m (平均为 43m) 的桩。电厂位于意大利北部的波河三角洲, 土质为正常压密的 (n.c.) 沉积物, 深达数百米。表 1 所示为其平均土质剖面及特性指标。

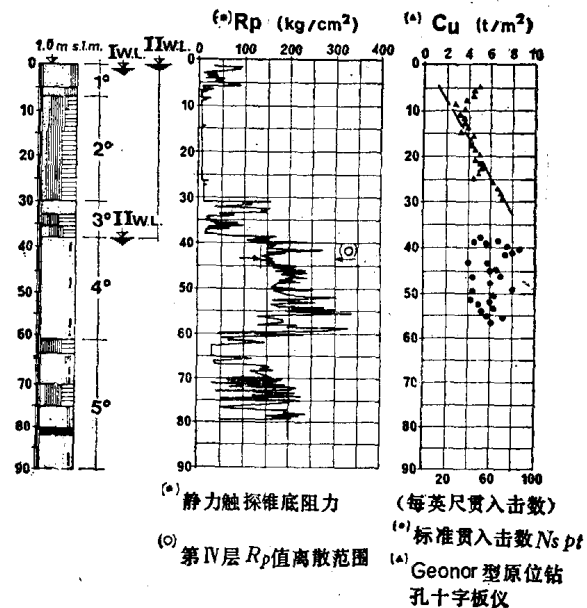
基桩为填灌混凝土的钢管桩, 用衬管打入中密的砂支承层 (新第四纪层) 内平均深达 3 m。桩底用一块钢板封闭, 桩的外径为 50.6 cm。工作荷载为 150 。由于上部土层的压缩性相当高会产生负摩擦力以及上部结构在差异沉降方面的严格要求使得桩如要保持不变的承载力就不能考虑土的侧向支承力的作用。

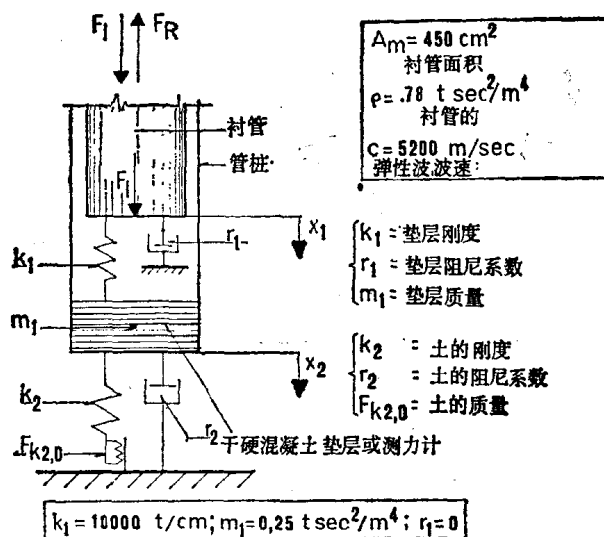
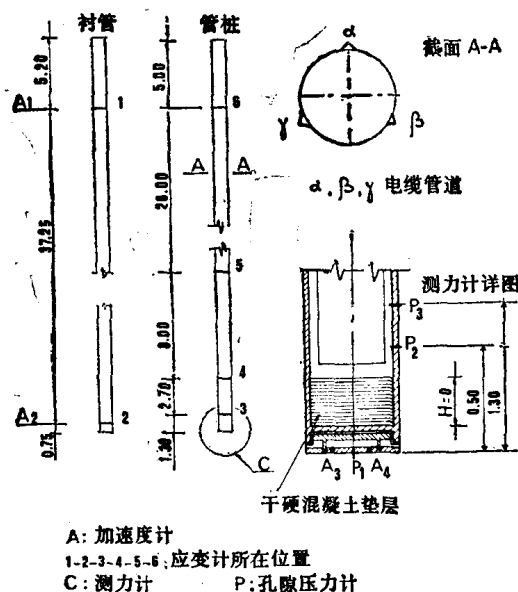
在初步设计阶段及开始施工时, 曾试用了不同的打桩方法与设备直至取得一种满意的方法。表 2 汇总了曾用过的一些方法与设备, 本文还将予以讨论。

对装有量测元件的管桩及衬管所进行的测定提供了大量的资料, 并帮助选择了最优的打桩方法。量测元件由在管桩及衬管不同标高处的应变计与加速度计以及管桩底的测力计及孔隙压力传感器组成 (图 1)。每一层应变计由三个相隔 120° 的独立的惠斯登电桥构成。测力计以高达 1000t 的多次荷载循环加以率定。打桩过程中许多元件受损, 可能是损坏在电缆连接处, 因为它们受到的加速度很大 (超过 1000g)。在加速度记录求积分时亦遇到困难, 原因是存在低频噪声。

土质剖面及特征指标

表 1





各种桩型及打桩方法

表 2

桩		打 桩 设 备				输入的力脉冲	
类 型	尺 寸 ϕ (mm)	打 桩 方 法	锤 型	质 量 (t)	能 量 E (tm)	传递能量 $(^\circ)L_t$ (tm)	持续时间 $(^\circ)t_t$ (sec $\times 10^3$)
混凝土 预制桩 A	600 等截面 桩底以上 12m=400	在桩顶处打入	自落锤	10	20	—	12
	$\phi=500$ 等截面 扩底 =600		自落锤	6	6~12	—	—
B	$\phi=508$ 等截面	在桩底干硬混凝土垫层处打入(法兰克桩法)	自落锤	4.5	18~45	—	—
C		在 2 m 混凝土垫层上用衬管打入	柴油锤	5	10~12	6~8	—
D			蒸汽或 压缩空 气 锤	12.3	11.3	9.2	5.0
E		在测力计上或 0.5m 混凝土垫层上用衬管打入	蒸汽或 压缩空 气 锤	12.3	6.8	—	5.0
F			蒸汽或 压缩空 气 锤	15.0	12.5	6	2.2

$(^\circ)L_t$ = 主脉冲所传递能量; $(^\circ)t_t$ = 在 50% 峰值时的脉冲持续时间。

桩打入后电缆管道发现进水, 使荷载试验时不能精确测定静载端承力。

打桩在上部土层内引起的变形及孔隙压力情况已在别处发表 (Appendino, 1972; Appendino et al, 1976)。

本文限于介绍桩上进行的测定, 特别是进入支承砂层时的数据, 曾由 Bilotti 与 Maini (1975) 从 Parola (1970) 一文导得的模拟解答来帮助解释实测资料, 其中由于打入时的侧向阻力很低, 管桩长度很长 (相对于输入的力脉冲波长而言) 所以能将桩的模型加以

简化, 假定桩长为不定且无侧向摩擦。桩底土的性状由一个与粘滞阻尼器并联的弹塑性弹簧来再现(图2)。所采用的系统与 Smith(1960)所用者相同, 只有阻尼系数 r_2 不同, 是取为常数而不是与弹簧反力成比例。

桩上的实验数据

图3所示为装有量测元件的150号桩在三个不同深度处的力脉冲。桩底处土阻力的逐渐增大以及土的侧向阻力很小(低于100t)都很清楚。从图4中可看出在管桩上作用的力主要只是由于阻抗(impedance)。图中将实测数据与忽略侧向阻力后(用模拟解答)求得的计算值作了比较。图3c中的数据相应于桩的最终入土深度。

图5所示为与图3c中相同深度处桩底的荷载-变形曲线。

当土质参数取在下列参数组合以内时, 参数分析结果便与这些实验值相吻合:

$$F_{K2,0}=300\text{ t}, K_2=320\text{ t/cm}, r_2=0.75\text{ t sec/cm} \quad (1)$$

$$F_{K2,0}=350\text{ t}, K_2=500\text{ t/cm}, r_2=0.50\text{ t sec/cm} \quad (2)$$

其中 $F_{K2,0}$, K_2 , r_2 (图2)相应地为土的总阻力、刚度及阻尼系数。图6说明了当采用(1)中所列土质参数时计算值与支承砂层中的实测数据的符合程度。同一图中亦示有数值解答的数据。当参数分析是按衬管下部截面以及按垫层刚度低于测力计刚度进行时, 则分析结果衬管底发生的速度较大。

从(1)及(2)显然可见支承砂层的刚度比波动方程分析一般所用的相应于最大弹性变形 $Q=0.25\text{ cm}$ (Smith, 1960)时的刚度小3或4倍。

桩休息6天后复打时侧向阻力由打桩终了时的1.4击/厘米增加到开始复打时的6击/厘米, 然后又降低到3击/厘米左右并在450多锤内保持不变(图7)。

用这些数据按数值解答分析得出的总侧向阻力为400t, 比打入时的相应值增大300%以上。衬管底测得的速度较低因而桩底出现的峰值阻力亦应较低。

150号桩是用衬管直接放在测力计上打入的, 而早些时候打入的装有量测元件的桩(21号桩)是在管桩底与衬管之间有着一厚层干硬混凝土垫层的, 和150号桩相比它在支承砂层中的贯入阻力要大些, 离散性也更大些——从2到6击/厘米以上, 有几根带厚垫层的桩未能打到要求的入土深度。

不同截面上的测定数据(图8)指出打入效率如此明显地丧失, 既是由于打桩脉冲的波形不好也由于桩底处能量及脉冲强度的减弱所致, 后者的大小可能已低于桩底土的阻力。计算以及在混凝土垫层上所作的荷载试验都指出脉冲强度的减弱及能量的损失是由垫层通过一种复杂的机理引起的, 其中能量的侧向辐射——随着管桩径向变形而发生弹性波——可能是最主要的因素(Appendino, 1975)。当衬管放在0.50~0.60m厚的垫层上打桩时效率并无降低。

图9所示为表2中列出的不同桩型及打桩方法所取得的最终平均贯入度。尽管在性质相近可比的砂土中达到的桩底承载力接近相等, 看来在适当考虑了桩锤的锤击能量以后, 贯入度值的离散范围仍很广。显然当管底采用混凝土塞以及打桩脉冲的形状很尖时效率是极低的。在桩顶处打入的预制桩在能量相等以及输入的力脉冲持续时间相等时, 其性状与用衬管打入的桩相似。

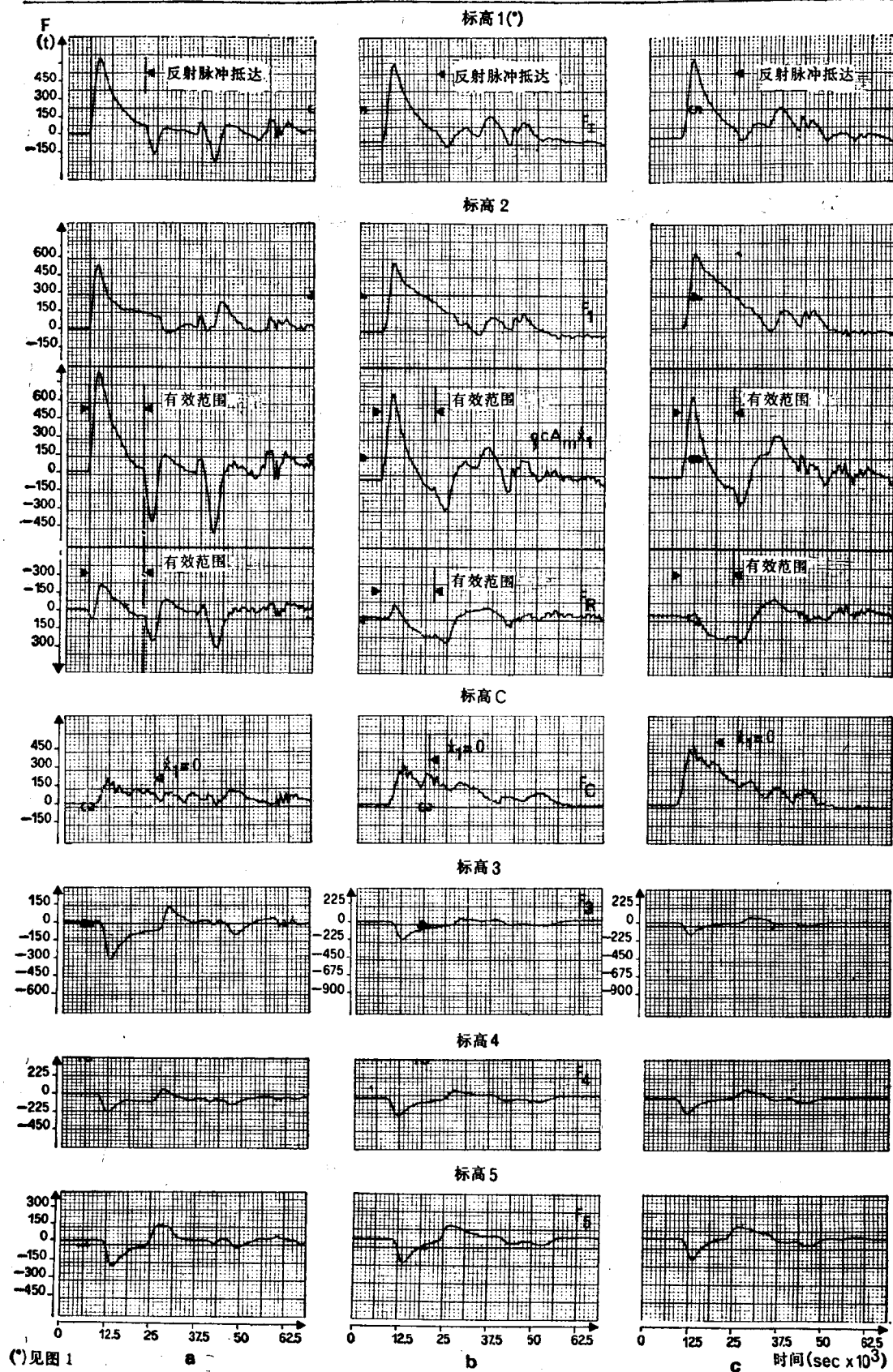


图 3 150号桩—实测数据—桩底进入: a. 粘土; b. 粘土-砂土界面; c. 支承砂层

(°) 参见图 1

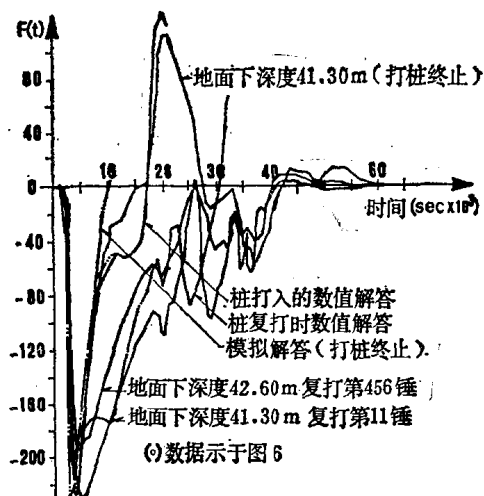


图 4 150号桩——实测与计算数据的对比——深度41.3m

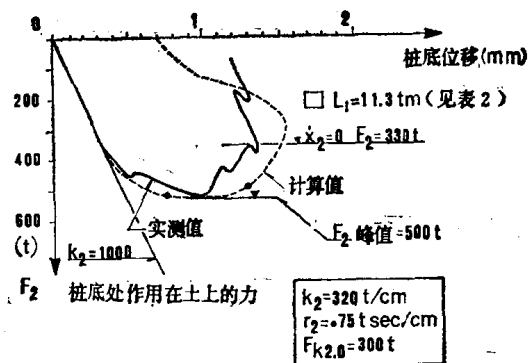


图 5 150号桩的受力与位移曲线——深度41.3m

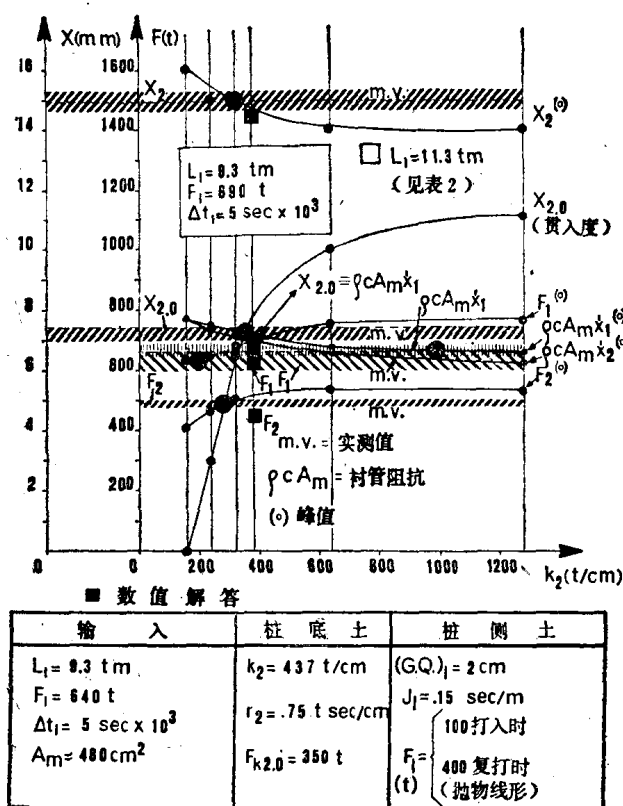


图 6 150号桩——实测与计算数据的对比——深度41.3m

在 150 号桩上未进行残余应力的测定。在一个间距很近的大桩群内打桩，虽然土层预计会有密实，但并未在贯入度上显出任何变化，而打桩阻力主要是反映了土的不均匀性（图10）。

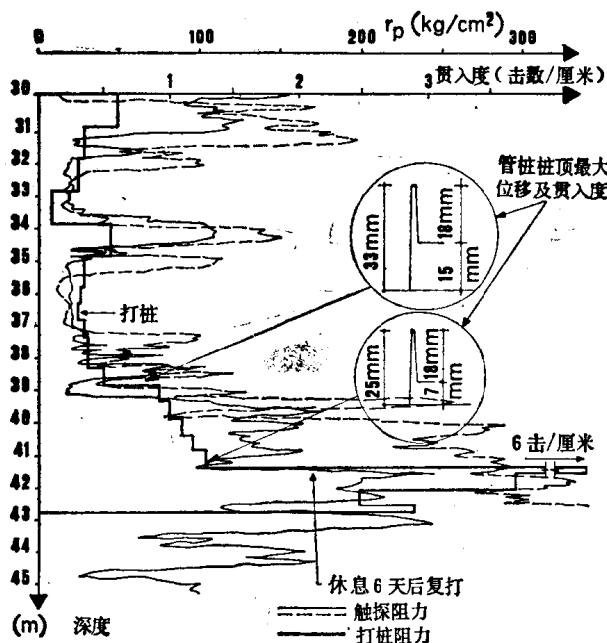


图 7 150号桩——贯入阻力

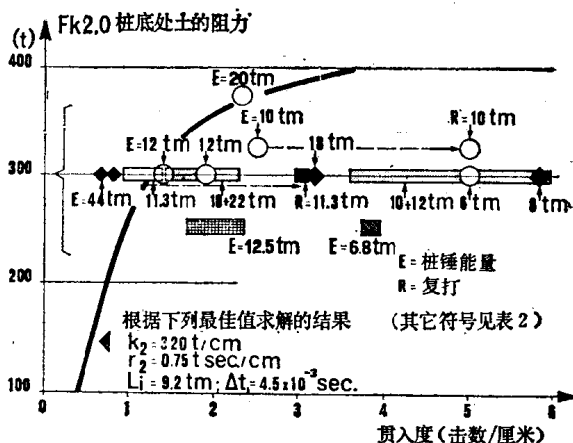


图 9 最终贯入阻力

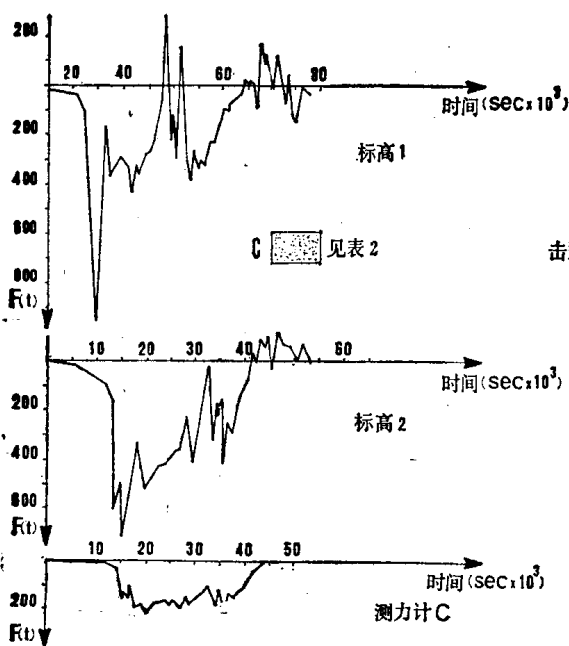


图 8 21号桩——当桩底在深度40m处进入支承土层时的受力

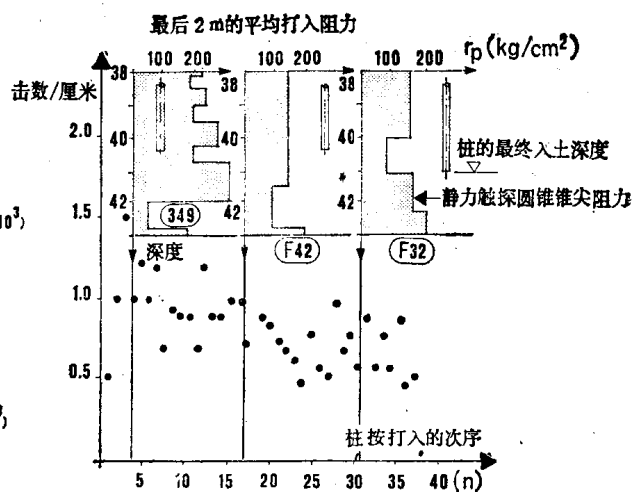


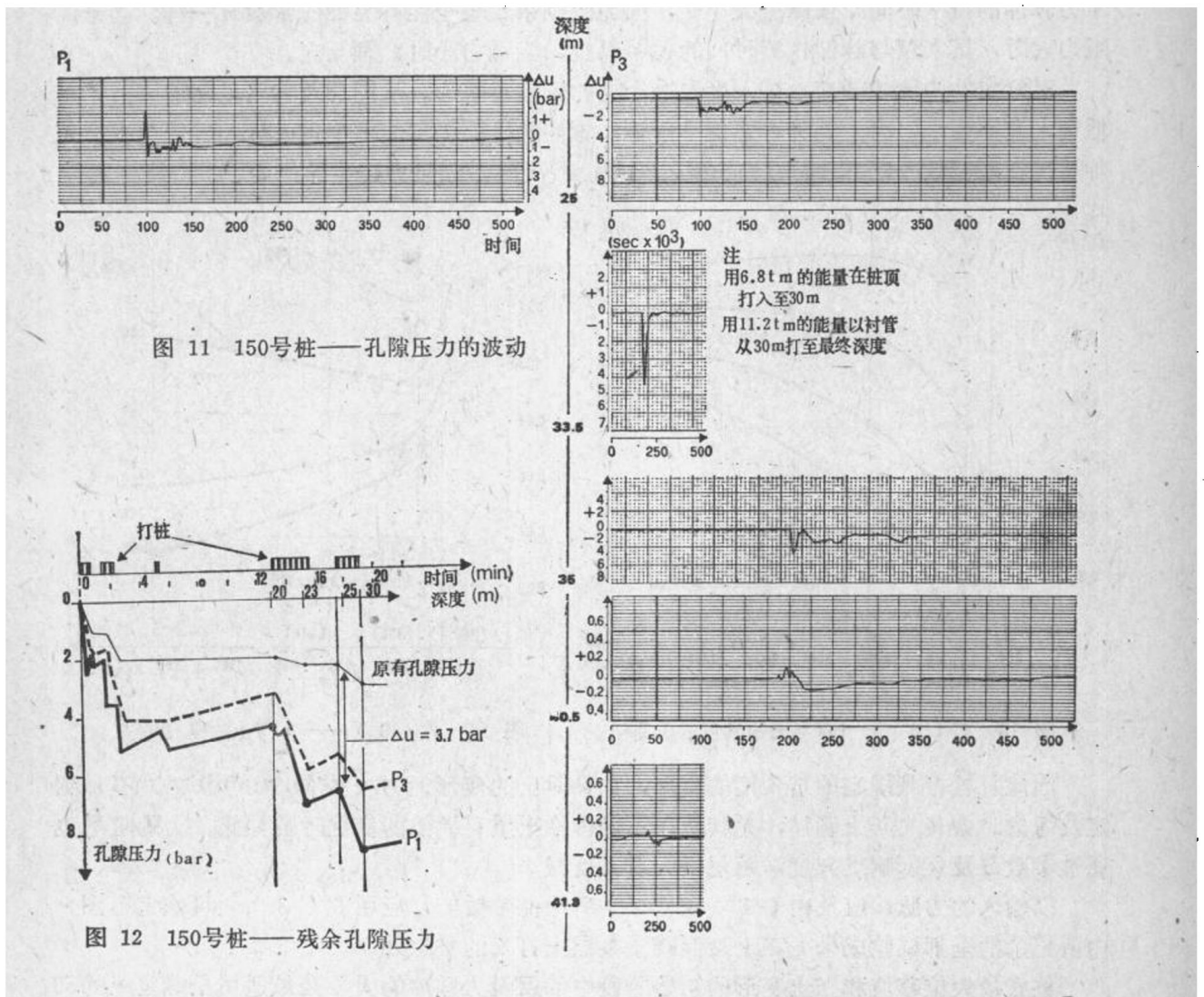
图 10 桩距较小的大桩群沿中轴线最后2m的平均贯入度

桩-土界面处的孔隙压力

在 150 号桩底曾用三只孔隙压力计（图 1）试图测定桩底周围土中的短期孔隙压力。1 号测压计量测封闭管桩的钢板上的孔隙压力，而 2 及 3 号测压计则相应地量测离桩底高度为 1.0 及 2.5 倍桩径处桩管侧面上的孔隙压力。

图 11 所示为桩穿过与桩基性质有关的不同土层时测记到的孔隙压力瞬时波动。可以看出孔隙压力的波动视测压计位置及土质而定：在粘土中时，桩底处的孔隙压力大量下降之前有一个尖锐的正脉冲，而在砂土中下降则要小一些，其前在桩侧也有一个正峰值。在支承砂层中孔隙压力的波动极小。

在图 12 中示有粘土中的残余孔隙压力。在 25m 深处其值大于静水压力 3.7bar^①，而 10m 外的一个测压计在此深度处测得为 1.3bar（Appendino 等，1976）。



① bar, 中文名称为“巴”, 1bar=1.02kg/cm²。——译者注

这些数据以及由此所作的推断还须慎重对待，直至掌握更多的现场数据及试验室试验后才能确定其可靠性。在反复的震动循环之后这些测压计是否继续可靠也是有疑问的。

输入的力脉冲及土质参数的作用

用一定变化范围的土质参数以及比在支承砂层中预计会遇到的且稍大一些的打桩力脉冲所作的参数分析结果指出，在一个给定的阻尼下，贯入度 $x_{2,0}$ 可以下式表示：

$$x_{2,0} = (H + \alpha \Delta t_I) L_I \quad (3)$$

其中 $H = f[F(k_{2,0}), k_2, r_2]$, $\alpha = f[F(k_{2,0}), k_2, r_2]$ 由图13及14给出，其中 $r_2 = 0.75 \text{ tsac/cm}$ 。 Δt_I 为输入力的大小等于峰值的50%时的历时而 L_I 为传递到衬管上的能量。上式仅适用于参数分析时所探讨过的有限的取值范围。它指出贯入度是和经由输入的力脉冲所传递给衬管的能量成比例的。当能量为给定值时，贯入度以一种复杂的方式取决于力脉冲的持续时间（或峰值大小），因为比例系数与土性有关如同常数 H 一样。当土的阻力大时，贯入度与脉冲持续时间的关系很少，当阻力小时，则反之。

对给定的力脉冲而言，贯入度取决于土的刚度及阻力。从图13及14可见随着刚度的减低贯入度亦变小，当土的阻力即使小于输入脉冲的峰值仍可能出现贯入度为零的情况。这种情况在刚度低于600t/cm时均出现，当刚度较大时，则阻力起主导作用。

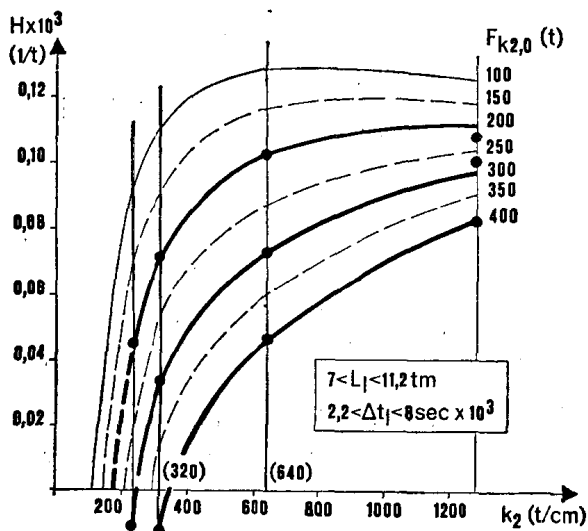


图 13 式 (3) —— H 与土的刚度的关系

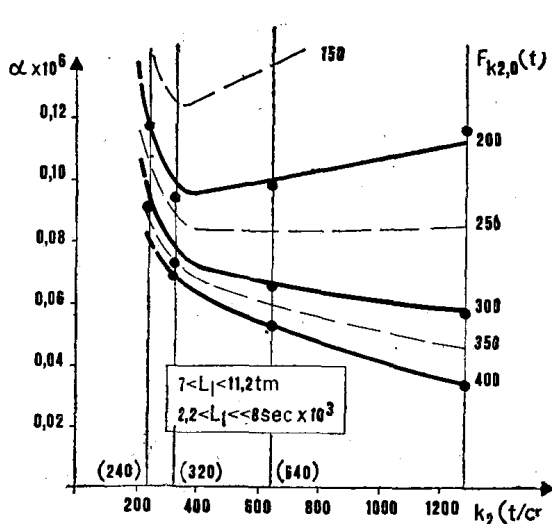


图 14 式 (3) —— α 与土的刚度的关系

因此打桩打到规定的贯入度的概念，如果对土的变形能力 (deformability) 不加测定及考虑时会丧失其正确性，尤其是在不能排除土质有偶然的变化时是如此。土的阻尼也通过参数 H 及 α 影响贯入度，阻尼增大贯入度减小。

以输入的力脉冲值及由 (1) 或 (2) 所给的参数值，应用式 (3) 便可确定出图 9 中所记录的全部试验成果（在干硬混凝土垫层上打入的桩除外）。

桩底最大位移值和在地变形的初始阶段中的反射力脉冲的大小是最适用于确定土的动刚度。图15中所定义的反射力的相对峰值当按输入脉冲峰值正则化以后（图15及16）便仅与土的刚度与阻尼有关。

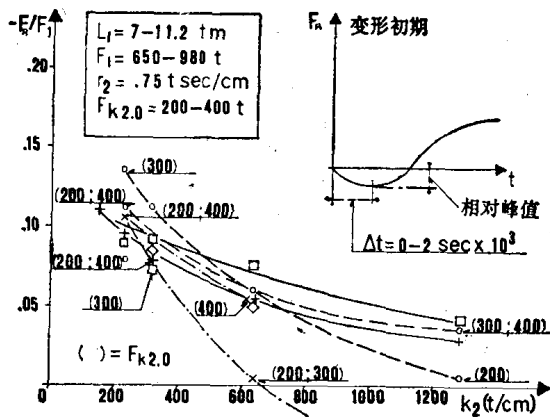


图 15 土的刚度对反射脉冲的相对峰值的影响

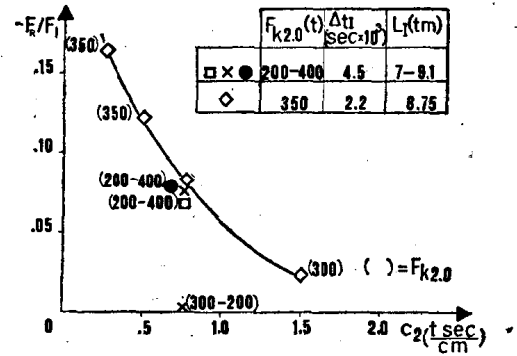


图 16 土的刚度对反射脉冲的相对峰值的影响

土质参数与土性的关系

表示打桩时土的性状所用的三个综合参数，可以与桩的几何特性及土性联系起来。

A. 土的刚度

土的竖向位移刚度可在变形的早期阶段应用Janbu等(1956)对深基础所提出的弹性关系式来评定，即按

$$k_2 = \frac{pA}{\delta} = \frac{2.26 G \sqrt{A}}{I_0 I_1 (1-\mu)} \quad (4)$$

式中 p 为单位面积上的荷载， δ 为竖向位移， G 为土的平均剪切模量， A 为桩底面积， I_0 及 I_1 相应为形状系数及深度系数， μ 为泊松比。 G 及 μ 与砂的密度、有效侧限压力以及剪切应变有关。

Hardin 与 Drnevich (1972) 以及 Drnevich (1975) 二文曾指出

$$G = \gamma G_0 = 1030 \gamma \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} q_0^{-\frac{1}{2}} \quad (5)$$

其中 γ 为考虑平均剪切应变的折减系数 (以 t/m^2 计)， e 为孔隙指数 (void index)， $\bar{q}_0 = (1 + 2k_0) \bar{\sigma}_v / 3$ 为有效侧限压力 (以 t/m^2 计)， k_0 为侧向压力与竖向压力的比值， $\bar{\sigma}_v$ 为有效竖向压力。

系数 γ 可由双曲线关系式求得。同样 μ 也可用 Duncan 与 Chang (1970) 所建议的双曲线关系式表示。

为了简化起见，假定 μ 与剪切应变无关。

式 (4) 及 (5) 说明疏松及 (或) 正常压密 (n.c.) 土层预计要比密实及 (或) 超压密 (o.c.) 土层所具有的刚度为小。在单位面积上的荷载相同的情况下桩径大时相应的刚度值要高些。

B. 土的阻力与阻尼

表 3 所示为按下列公式用峰值打桩力及速度计算的阻尼系数 r_2 (按本文的定义) 以及按 Smith (1960) 所定义的 J_p 值，其中前者用 $\dot{x}_2 = 0$ 时的阻力，而后者用静载承载力。

$$r_2 = \frac{F_{\text{峰值}} - F_{\dot{x}=0}}{\dot{x}_{\text{峰值}}} \quad (6)$$

$$J_p = \frac{F_{\text{峰值}} - F_{\text{静}}}{\dot{x}_{\text{峰值}} F_{\text{静}}} \quad (7)$$

明显有两种不同的趋势：当按 $\dot{x}=0$ 时的阻力计算时阻尼随土变坚硬而增大，如按静承载力计算则相反。

土 性 的 试 验 值

表 3

深 度 (地面以下)	土 类	打 桩 · 实 测 数 据			静承载力 (按计算或 荷载试验) (°°)	阻 尼 系 数	
		峰值阻力 (°)	峰值速度 (°)	$\dot{x}_2=0$ 时阻力 (°)		r_2	J_p
m		t	m/sec	t	t	t sec/cm	sec/m
33.5	粉质-粘土	210	4.35	90	20	0.27	2.20
38.5	粘土-砂土界面	315	3.81	135	100~230	0.47	0.56~0.10
41.3	砂 土	480	3.50	330	150~400	0.43	0.63~0.05

注：(°)详见图3，(°°)详见图18及表8。

看来要将 $\dot{x}_2=0$ 时的阻力与快速荷载试验相联系。静承载力可以从相同排水条件及变形速率下快速与慢速实验室试验结果的比值求得，例如按 Coyle 和 Gibson (1970) 或按下面所述方法计算。

至此阻尼仅仅作为消散现象的代表，阻尼系数 r_2 可视为由于土的非弹性 (c_1) 及能量辐射 (c_2) 的复合影响并以下式表示：

$$r_2 = c_1 + c_2 \quad (8)$$

其中 c_1 可认为是常数，而 c_2 与剪切模量成比例，并按 Lysmer 与 Richart (1966) 导得的下式计算：

$$c_2 = \beta \frac{0.45 A \sqrt{G}}{1 - \mu} \quad (9)$$

β 为一深度系数，其值未知。因此当土变坚硬时，必须预测到阻尼逐渐增大。这一点已为表3中的数据所证实。

阻尼亦为桩径的函数。相反， J_p 必须既对阻尼又对加载速率都有代表性，而两者与土性的关系是不同的，后者随土的塑性而增大，而前者是土性加上侧限压力与桩径的函数。这可能就是 J_p 实验值难于与单一的土的物理性质建立相关关系的一个原因。对砂土而言，当加载条件适当假定时， $\dot{x}_2=0$ 的情况可从理论上由承载力表达式算得。根据 B.C.P. 委员会 (1971年) 汇总的以及最近由 Meyerhof (1976) 提出的实验观察结果 Vesic (1972) 的弹性-塑性解答比刚性-塑性解答为好。承载力由下式给出：

$$F_{k_2,0} = A F_q \bar{q}_0 \quad (10)$$

$$F_q = \frac{3(1+\sin\varphi)}{3-\sin\varphi} \left[\frac{I_R}{1+I_R \Delta} \right]^{\frac{4\sin\varphi}{3(1+\sin\varphi)}} \quad (11)$$

式中
为承载力因素，而

$$I_R = \frac{G}{\bar{q}_0 \tan\varphi} \quad (12)$$

为刚度指标, Δ 为塑性区内的体积变形, $\varphi = f(\bar{\sigma}, D_R)$ 为相应于桩底处土的平均相对密度 D_R 的摩擦角, Meyerhof (1959) 建议:

$$\varphi = 29 + 13D_R \quad (13)$$

而相应于塑性开展区内的平均侧限压力 $\bar{\sigma}_0$ 时, Vesic 与 Clough (1968) 提出:

$$\varphi = \varphi_0 + a \log \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_0} \quad (14)$$

其中 φ_0 为截距^①, a 为实验测定系数。

如假定不排水条件, 因此取 $\mu = 0.5$ 及 $\Delta = 0$ 便能把加荷速率适当考虑进去。打桩对土的影响可通过相对密度 D_R 及侧压力系数 k_0 来表示, k_0 决定了初始有效侧限压力。破坏时的有效侧限压力及由此产生的孔隙压力, 在取用 Vesic (1967) 提出的应力途径和由 Seed 与 Lee (1967) 所建议的砂在不排水条件下的剪切破坏模型后都可算出。

土质参数间的相互关系及桩的性状的预测

从式 (4)、(9)、(10)、(11) 及 (12) 可见三个土质参数通过土性与桩-土几何特性有着紧密的相互关系, 因此参数分析所得的关系也应符合物理相容性的条件。砂土中物理相容性的条件可表示为式 (4) 中的桩底刚度与式 (12) 中的球形刚度都是用同一剪切模量 G 来表示——否则应引入一换算系数。

由于关系的复杂性, 相互关系只能在特定的情况下加以研究。

因为 Porto Tolle 砂土没有高侧限压力下的特性数据, 计算时采用的是与之类似的 Sacramento 河砂土的资料, 至少可以取得我们成果的定性外插推论。Sacramento 河砂土的性质为取自 Seed 与 Lee (1967) 一文。

图17中所示为不同密度及侧压力系数下相应于表4中所列的三种打桩情况的土的阻力与刚度的函数关系。C点相应于150号桩在地面下41.3m处的土质参数, 它属于一个桩距较小的大型桩群中的桩, 紧靠在典型地代表这种情况的 $D_R = 100\%$ 曲线附近。

所考虑的土的条件

表 4

土 性	A	B	C
	单桩	小型桩群中的桩或大桩距的桩	大型桩群中的桩或小桩距的桩
$D_R(\%)$	60	~80	~100
k_0	0.4	0.75~1.0	1.5~2.0
$q_0(t/m^2)$	2.4	40~53	53~66.7

相应于情况 A 及 B 的点可由 C 点求得, 此时假定 γ 值必须与砂土的特性和平均剪应变相容, 并由下式求得:

$$\gamma^* = \frac{\tau}{G} = K \frac{F_{k_2, 0}}{G} \quad (15)$$

① 原文此处及式(13)均有错漏, 现予以更正。——译者注

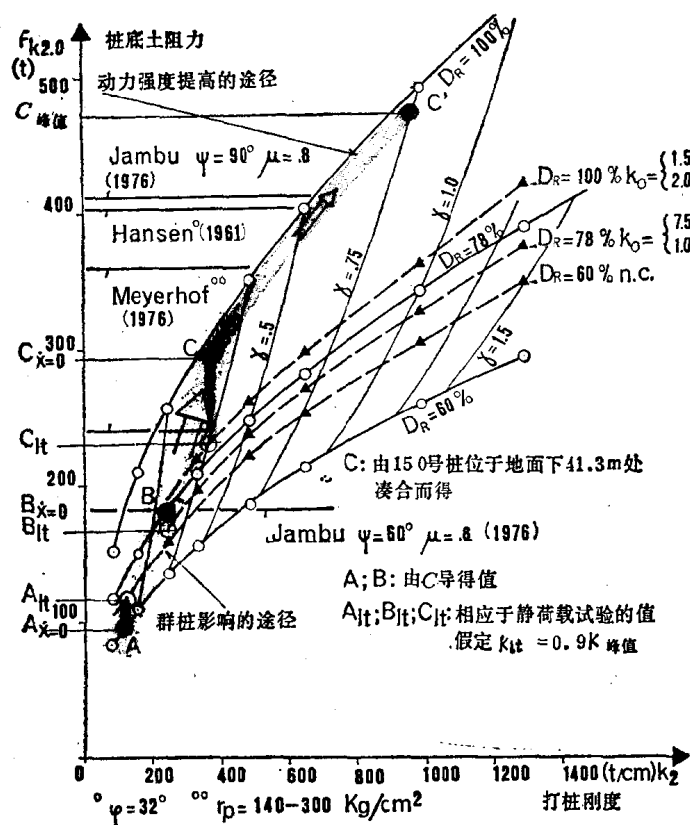


图 17 土的阻力与刚度的相互关系

数计)。显然贯入度受到点 A、B、C 在图13及14中的位置的强烈影响。在所考虑的情况中贯入度并不随着已打入的桩数增加而变化。

砂 土 特 性

表 5

所考虑的情况	Sacramento 河 砂 土 特 性			
	$\varphi_0 (^{\circ})$	$\varphi_{cr} (^{\circ})$	$\sigma_{cr} (kg/cm^2)$	$\alpha (^{\circ})$
A	36.8	32.0	5.0	7.65
B	39.1	32.5	8.0	7.31
C	42.0	33.0	15.0	7.65

土性及破坏时的侧限条件

表 6

所 考 虑 的 情 况	摩 擦 角 φ ($^{\circ}$)	孔隙压力 Δu (t/m^2)	侧限压力 $\bar{q}_0 - \Delta u = \bar{\sigma}$ (t/m^2)
A	32.0	-1.9	27.0
B	32.5	-(3~10)	43.0
C	33.0	-(13~26)	80.0

这种性状已在图10证实，其中示有大桩群中桩的贯入度只有相应于局部不均匀性所产生的变化。

假定 K 为常数，其值便可由 C 点求得。图17上示有 A 及 B 点，通过点 A 、 B 、 C 的曲线可视为是考虑“桩群影响的途径”，因为它反映了土性随着打桩发生变化而使阻力与刚度产生渐变。曲线表示着土的阻力与变形能力之间在物理上的唯一相容关系，并自然地随着土性与桩的尺寸及深度而变化。

表 5 所列为支承砂层取用的特性， φ_{cr} 及 $\bar{\sigma}_{cr}$ 相应地为临界摩擦角及压力。

表 6 所列为相应于情况 A 、 B 、 C 在破坏时的计算特性与孔隙压力增量。

土质变化对桩的贯入的影响可由式 (3) 加以计算。表 7 列出了两个不同的力脉冲下算得的贯入度 (以桩贯入每厘米所须击