

上海延安东路越江隧道一号井 土工试验研究

陈绪禄 黄洪聪 刘玉华

(上海市隧道工程设计院)

提 要

上海延安东路越江隧道长2261m,其施工盾构的外径为11.26m,是上海跨越黄浦江的第二条隧道。建造在软土地基中的1号竖井位于上海市中心,采用地下连续墙法施工,直径为28m,深30m,开挖深度为18.7m。对这类大型竖井无论在设计或施工方面都缺乏经验。本文介绍了土工试验和分析计算,土工离心模型试验和现场原体监测成果。

延安东路越江隧道全长2261m,沿线设竖井三座。浦西一座,浦东二座。浦西1号井到浦东3号井为圆形隧道,长1476m,采用盾构法施工,1号井以西为矩形隧道,长140m,紧接的南北叉道长度分别为37.2m和65.1m。1号井为盾构拆卸井,井顶部布置通风机房、变电所和一系列运营设备。该井井壁离江西南路7m,距延安东路7.5m,为圆型竖井,外径28m,内径26m,深18.7m,采用地下连续墙法施工,连续墙厚0.7m,长30m,共分18幅槽壁。竖井开挖分4次,均先浇筑环梁和混凝土内衬。在盾构进入竖井时,用定向爆破方法在井壁上开 $\phi 11.6$ m的圆洞。

在软土地基上用连续墙法建造大型竖井,无论在设计或施工方面都有不少问题尚未很好解决,为此进行了一系列的试验研究工作。

一、土工试验和分析计算

1986年4月上旬在现场进行了钻探取样和十字板试验,埋设孔隙水压力盒和测斜管,然后进行了室内土工试验,根据试验资料进行了坑底稳定计算和沉降计算。

(一)土层分布

在先前钻探的基础上,为摸清该地段硬层的深度钻了一个约50m的深孔,该地段土层分布情况如表1所示。

该地段深度50m以下为暗绿色亚粘土层。

(二)室内土工试验

表1

一号井土层分布

层底埋深 (m)	土层厚度 (m)	土 层 名 称	土 层 描 述
4.60	4.60	杂 填 土	上部为三合土等, 下部为煤碴
8.70	4.10	灰轻亚粘土	可塑、中密、见云母片, 局部夹淤质亚粘土
23.75	15.05	灰淤质粘土	很湿、饱和、软塑—流塑, 上部夹薄层亚砂土
29.90	6.15	灰色粘土	稍湿, 可塑—硬塑, 夹僵结石, 草根
31.35	1.45	灰轻亚粘土	湿、可塑, 见云母片
33.65	2.30	灰色粘土	湿、可塑, 夹僵结石、草根
35.85	2.20	灰轻亚粘土	湿、可塑、夹灰色亚粘土
43.50	12.65	灰色粘土	湿、可塑, 夹草根、薄层泥炭、腐植土
48.95	0.45	灰亚粘土与灰亚砂土互层	层理清晰, 夹僵结石
49.50	0.55	灰色粘土	湿、可塑—软塑, 夹粉砂、僵结石
未 穿	>3.75	暗绿色亚粘土	稍湿, 硬塑, 夹腐植土, 底部夹薄层粉砂

除了常规物理性质试验外, 根据需要进行了压缩试验、三轴固结快剪和高压固结试验。

开挖时坑底土体自重应力变化约0.34MPa, 常规压缩系数 a_{1-2} 已不符合实际情况, 同时为在 $e-\lg p$ 曲线上得到可靠的直线段来确定压缩指数和先期固结压力, 做了几组高压固结试验, 压力加到3.2MPa, 在0.4MPa时回弹, 逐级加荷过程为: 0, 0.0125, 0.025, 0.05, 0.1, 0.2, 0.4, 0.2, 0.1, 0.05, 0.025, 0.05, 0.1, 0.2, 0.4, 0.8, 1.6, 3.2(MPa), 试验结果如表2所示。

表2

高压固结试验资料

编 号	深 度 (m)	土样名称	压缩模量 E_{1-2} (MPa)	先期固结 压力 P_c (kPa)	自重应力 P_0 (kPa)	压缩系数 a_{1-2} (m^2/N)	压缩指数 c_c	超固结比 OCR	回弹指数 c_r
1481	26.15—26.40	亚粘土	3.76	110	232	5.0×10^{-7}	0.226	0.48	0.033
1482	26.65—26.90	亚粘土	4.19	135	239	4.4×10^{-7}	0.222	0.56	0.021
1483	30.15—30.40	亚粘土	3.64	95	271	5.1×10^{-7}	0.208	0.35	0.012
1484	30.65—30.90	粘 土	3.77	155	267	5.1×10^{-7}	0.277	0.58	0.030

试验中发现, 该地段土层为欠固结, 超固结比在0.5左右。先期固结压力采用Casagrande法求得。

(三)现场十字板试验

在现场钻孔时, 同时进行了十字板剪切试验。试验目的是实测开挖坑底标高下的灰色亚粘土层的抗剪强度, 这层土在稳定计算中影响最大, 而直剪仪的资料又较离散。结果如图1所示。从图中可以看出, 选取 $c_u = 50\text{kPa}$ 是合适的。

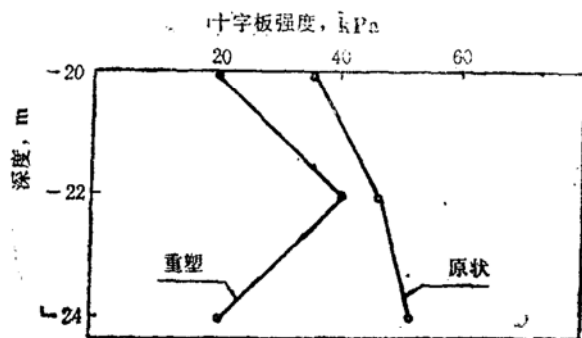


图1 现场十字板试验

本试验采用电测十字板, $D=75\text{mm}$, $H=150\text{mm}$ 。

(四) 坑底稳定性计算

计算断面如图2所示。计算方法分别采用日本建筑设计手册所推荐的几种方法、渗流稳定计算法和我国港工技术规范的方法。

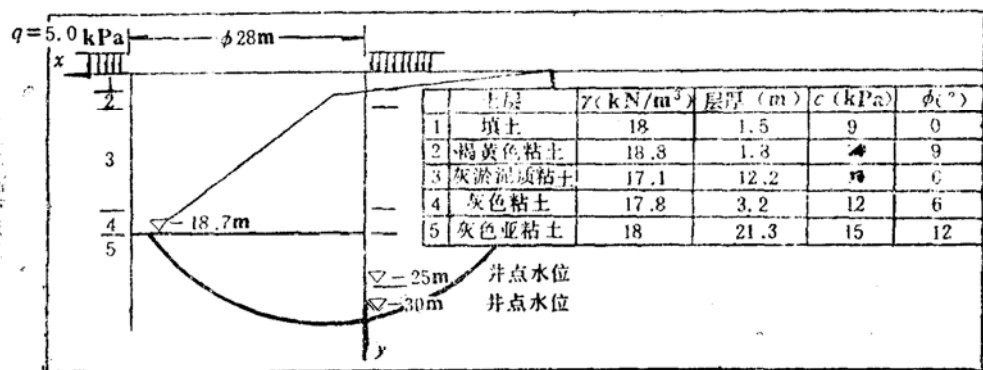


图2 整体稳定计算图式

1. 日本建筑设计手册所推荐的几种方法都是一些简单的估算法, 都只适用于均质土, 也不计地下水位变化。包括下述二种。

(1) Tarzaghi和Peck法

$$\text{安全系数 } F = \frac{5.7c}{\gamma_t \cdot H + q - \frac{\sqrt{2CH}}{B}} = 0.97$$

式中 $c=50\text{kPa}$; $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$; $q=5\text{kPa}$; $H=18.7\text{m}$; $B=28\text{m}$ 。

手册建议 F 应达到1.5。

(2) 日本规范法

$$\text{安全系数 } F = \frac{2\pi S_u}{\gamma_t \cdot H + q} = 0.92$$

式中 $S_u=50\text{kPa}$, 其余计算数据同前。

规范建议 F 不小于 1.2。

2. 坑底渗流稳定计算。目的是判别当地下水在坑底渗出时, 是否有产生流砂现象的可能性。

计算采用 R. N. Daridenkoff 和 O. L. Franke 法, 计算三向圆形基坑渗流。在墙底 -30m 的转角处, 其渗透压力水头为

$$h_F = 1.3h \cdot S_2 / (S_1 + S_2) = 13\text{m}$$

式中 $h = 17.7\text{m}$; $S_1 = 1.0$; $S_2 = 1.3$ 。

坑底渗出处的水力坡降 $J_F = h_F / (30 - 18.7) = 1.15$ 。

对砂性土, 临界坡降为 0.8—1.2, 粘性土则允许大于 1.0。

3. 港工规范的圆弧滑动法。该计算方法既考虑不同土层的差别, 又可计入井内外水头差的影响, 计算所采用的图式如图 2, 采用已有程序在小型计算机上进行^[1]。计算中采用井点降水和灌注桩加固的方法来提高安全系数。计算结果如表 3 所示。

表 3 稳定计算结果

编 号	计 算 条 件	安全系数	半 径	圆心位置	
		$K_{\min}$	$R(\text{m})$	$X(\text{m})$	$Y(\text{m})$
1	采用图中指标, 井内水位 -18.7m	0.654	27.5	5.0	3.0
2	井底土层采用场十字板 c_u 值, 其它同上	0.664	30.5	0	0
3	井点降水至 -25m, 其它同 1	0.776	27.5	5.0	3.0
4	井点降水至 -30m, 其它同 1	0.838	27.5	5.0	3.0
5	采用 $\phi 800\text{mm}$ 灌注桩加固坑底, 间距 2.5d	0.954	29.5	0	1.0

从表中可看出, 图 2 中的计算指标和现场十字板强度指标具有相同的安全系数, 即 0.65 左右, 即使计入实际是三维问题的有利因素, 这个值也是危险的。这个计算结果和前面几种简单的估算方法的结论是一致的。

采用井点降水 30m 的方法, 可以把安全系数提高到 0.84, 采用在坑底做灌注桩的方法, 可以使安全系数达 0.95。

由于井点降水有一系列的困难, 就利用工地上做槽壁的一套方法在坑底做了 2 圈 36 幅槽壁, 具体布置如图 3 所示。

(五) 沉降计算

1 号井底面(底板以下)的应力情况为: 地下结构(井壳及内部结构, 不包括连续墙)自重应力为 160kPa, 井上部结构的自重产生的地基应力为 250kPa, 两项合计为 410kPa。在开挖期, 挖去的土体自重应力为 330kPa, 即在开挖之后, 底板下的附加应力为 80kPa。

工程实践证明, 开挖卸荷后再加荷, 仍有沉降产生, 其现象和前面土工试验中提到的第二次再压缩曲线相似。如图 4 所示, 土样从 0.4MPa 回弹到 0.025MPa, 第二次再加荷时其压缩量虽小于第一次的值, 但仍十分明显。由于再压缩应力状态和实际一致, 故而计算中采用这段压缩曲线作为依据。计算方法是分层总和法, 即沉降

$$S = \sum \frac{C_{si}}{1 + e_{0i}} \cdot H_i \cdot \lg \left(\frac{p_{0i} + \Delta p_i}{p_{0i}} \right)$$

式中 C_{si} 由再压缩曲线算得。

计算图式如图5所示, 其中(a)为不加固的情况, 计算深度算到暗绿色亚粘土层为止, 结果是最终沉降量为41.74cm。图5(b)是考虑了用槽壁进行加固的情况, 仍算到暗绿色亚粘土层。作为深基础计算, 算得最终沉降量为13.26cm。

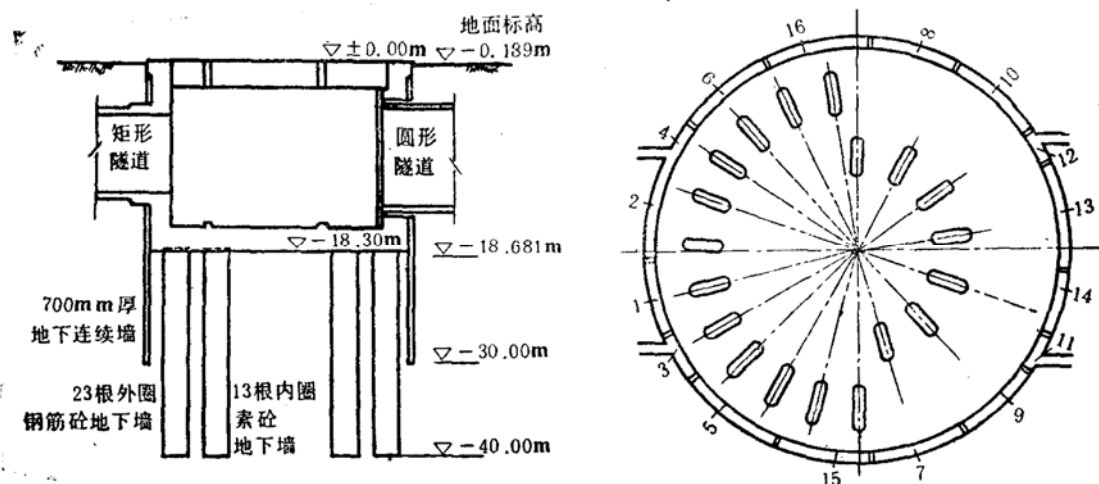


图3 坑底加固图

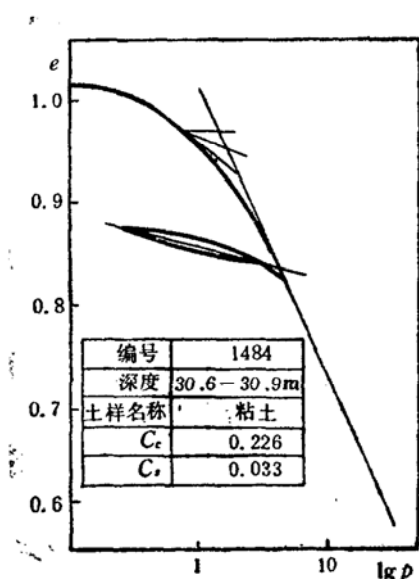


图4 二次压缩

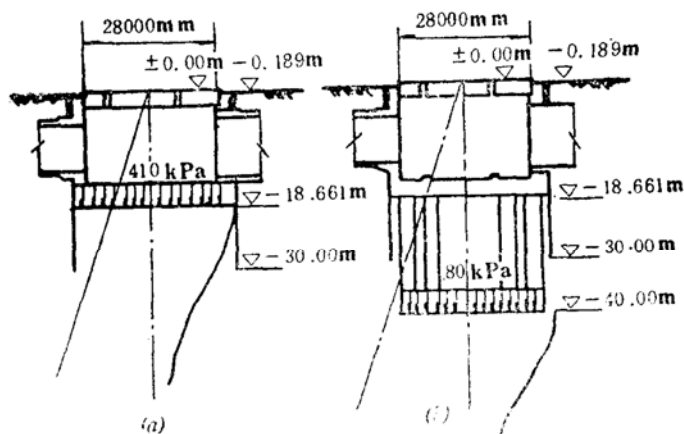


图5 沉降计算图式

二、土工离心模型试验

为研究坑底隆起现象产生的机理和预测坑底加固的效果, 同时了解井壁土压力随开挖进展而变化的情况, 进行了1号井开挖的土工离心模型试验。

表4 主要物理量相似关系

	尺寸大小	加速度	材料特性	应变	应力	时间
原型(实际工程)	1	1	1	1	1	1
离心模型	$\frac{1}{n}$	n	1	1	1	$\frac{1}{n^2}$
有关物理量	长、宽、高			密度、粘性 摩擦力等	线性变形 体积变形	固结、沉 降、渗流

(一) 离心模型试验原理和设备

如何模拟土体自重应力是土工模型试验的关键技术。近代物理学认为牛顿的重力和惯性力是绝对等效的,原型受地球重力和模型在离心机上受离心惯性力的物理效应是一致的。离心模型的基本相似条件是

式中 $\frac{h_p}{h_m} = \frac{g_m}{g_p} = n$, n 为模型比尺; g_m 为模型离心加速度; h_p 为原型几何尺寸; g_p 为重力加速度; h_m 为模型几何尺寸。

土工离心模型试验中主要物理量的相似关系如表4所示。从表中可以看出,模型中的应力、应变均和原型相等,这正是试验者所希望的^[2,8]。

(二) 1号井离心模型

本试验在上海铁道学院L-30型土工离心机上进行^[4]。该机有效半径155cm,最大加速度200g,标称容量20gt,整机功率15kW,结构如图6所示。该机配有闭路电视,可以随时观察和记录试验过程。同步高速摄影是用短脉冲光源来拍摄模型变形,脉冲半宽为2—3μs,一次放电能量为40J,模型箱的内净尺寸为48×24×32cm。

1号井的模型比尺取 $n = 150$,竖井用1cm厚的有机玻璃板圈成半圆形,直径18.7cm,

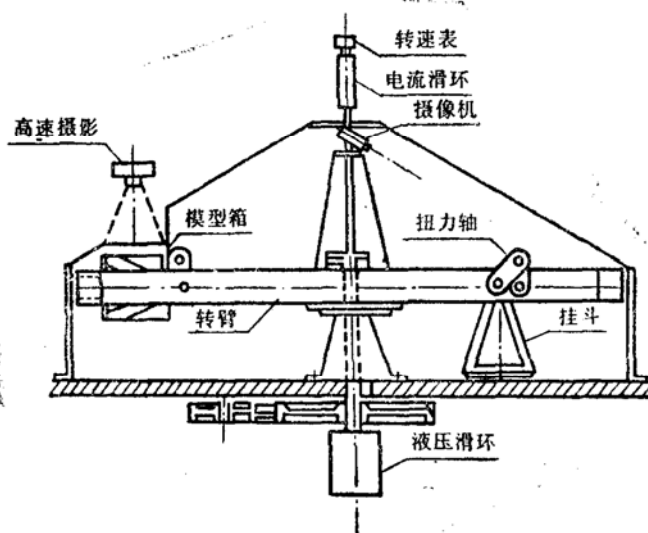


图6 土工离心机结构示意图

高20cm, 透过模型箱前的有机玻璃面可以观察和拍摄试验的全过程。井壁土压力和土体孔隙水压力由微型压力盒测得, 讯号通过机顶上24线集流环传到操作台上, 进行记录。

模型中的土样取自现场, 其强度分别用微型十字板和直剪试验测定, 要求和现场十字板强度一致。

(三) 试验结果

1. 图7是根据高速摄影照片整理而绘制的三个不同开挖阶段的变形发展情况。从图中可

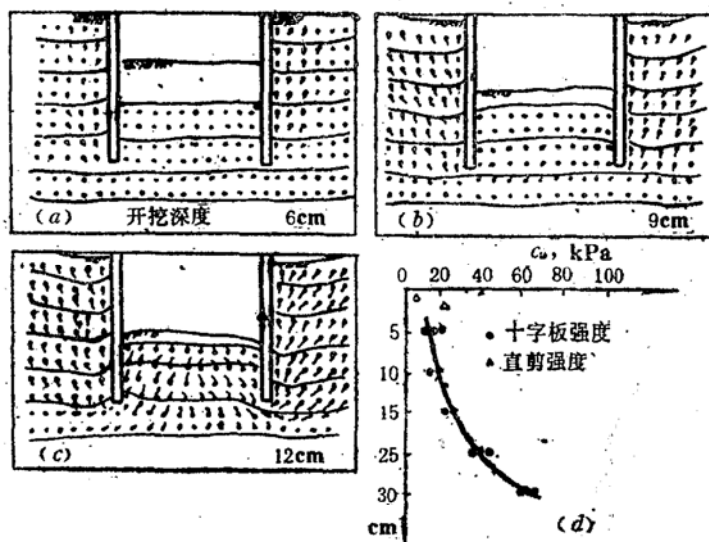


图7 三个开挖阶段中的变形发展

看出, 在开挖6cm(相当于原型9m)时, 无明显变形, 井圈外地面微有下沉; 开挖到9cm(原型13.5m)时, 出现明显的坑底隆起和井圈外地面沉降; 开挖到12cm(原型18m)时, 无论展垂直向或水平向, 土体均有急剧的位移, 各部位的土质点都呈现出一致的, 导致坑底隆起的运动轨迹, 呈显著的整体破坏状态。

2. 图8是开挖到12cm(原型18m)时, 坑底和外井壁地面的垂直位移随加速度升高而发的过程图。到达设计加速度150g时, 外井壁地面下沉5.6mm(原型84cm), 坑底隆起9.6mm

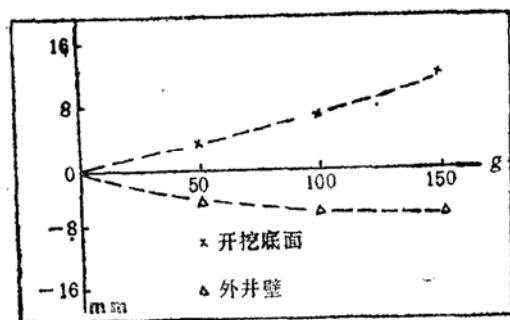


图8 垂直沉降变化

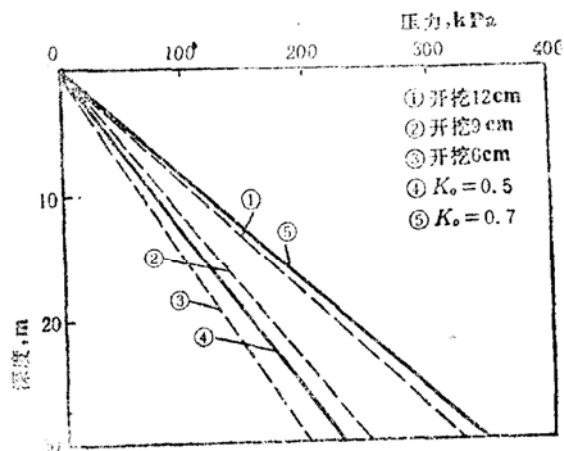


图9 侧向土压力变化

(原型144cm), 呈典型的破坏现象。

3. 图9是各开挖阶段外井壁侧向土压力变化图。从图中可看出, 侧向土压力系数基本上在0.45—0.7范围内变化。

4. 图10为坑底用槽壁进行加固后的变形情况, 显然坑底隆起量大大减少了, 加固收到了显著的效果。

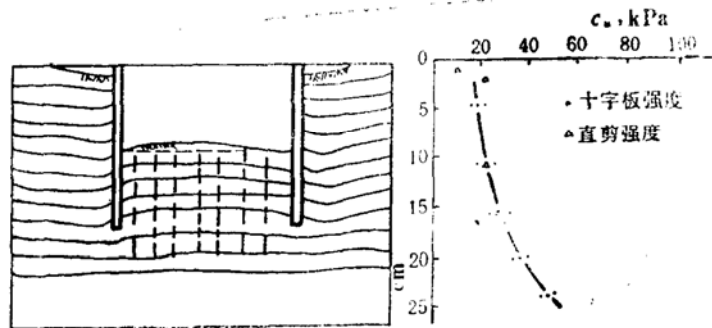


图10 加固后坑底变形

三、现场原体监测

原体监测的目的是量测井内开挖和盾构进洞二个阶段中的井壁变形, 井壁土压力变化和井底孔隙水压力的变化。

(一) 测点布置

测点布置如图11所示。埋设从1986年4月开始, 5月结束。

供监测试验的槽壁共3幅, 即第十三幅、十五幅和十六幅。测斜管和钢筋笼绑在一起, 长度为30m; 土压力盒用幕布法布置在钢筋笼的两侧, 均采用灌沥青的压力囊, 传感器为单线圈钢弦式。测斜管为高压聚乙烯制成, 内有四条定向槽, 可测双向的侧向位移, 管子外径 $\phi 60\text{mm}$, 内径 $\phi 52\text{mm}$, 弹性模量为160MPa。

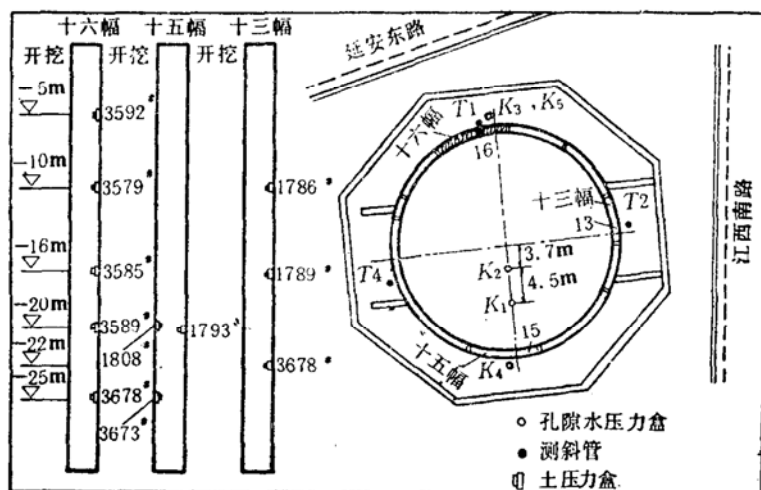


图11 测点布置图

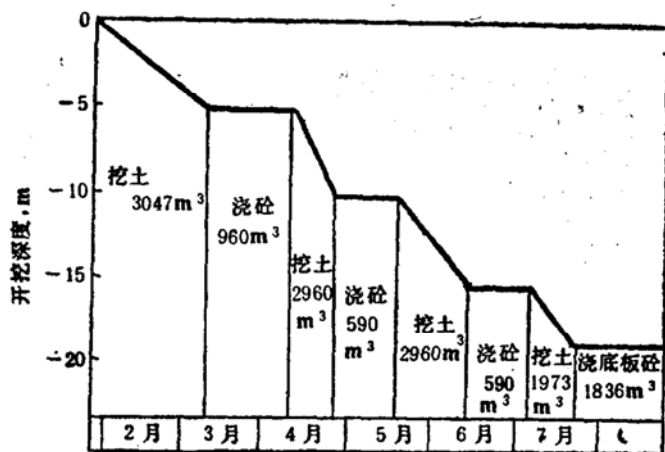


图12 开挖施工过程线

T_1 , T_2 和 T_4 为埋在土体内的测斜管, 长度32m; K_1 — K_6 为埋在槽壁底部的孔隙水压力盒, 均为单线圈钢弦式。

第十三幅槽壁位于盾构进洞口部位, 测斜管 T_4 位于和矩形段的连接部位。

(二) 开挖期的监测

开挖从1987年1月21日开始, 施工进度如图12所示。四次开挖共挖土11363m³, 现浇混凝土3940m³, 开挖过程中, 挖去的土体重量约19700t, 现浇的混凝土和钢筋重约9960t, 两者相抵, 结果是井底的总荷载将近卸去1万t。开挖过程中, 对槽壁的沉降进行了测量, 东、南、西、北四面的沉降值分别为30, 19, 19, 和18mm。

1. 开挖期槽壁土压力, 共测3幅, 如图13—15所示。除图14中有两只压力盒在井内壁, 其余均在井外挡土面。挡土面的土压力在开挖过程中的减小幅度都在50kPa之内, 井内土压力和开挖过程线同步减小。实测结果可归纳如下:

- (1) 开挖过程中槽壁挡土面的侧向土压力系数减少幅度为0.1—0.2。
- (2) 井内壁在土压力减小的同时, 侧向土压力系数增加至1.9。

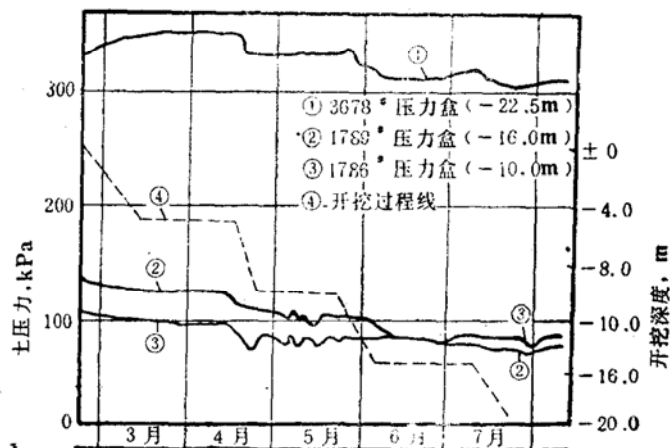


图13 第十三幅土压力变化

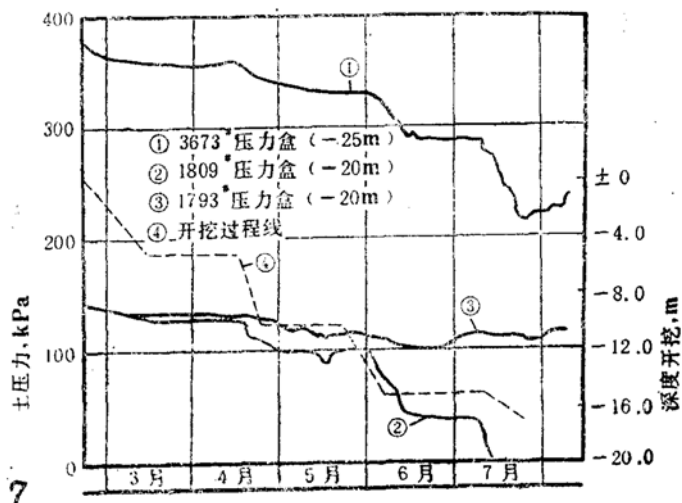


图14 第十五幅土压力变化

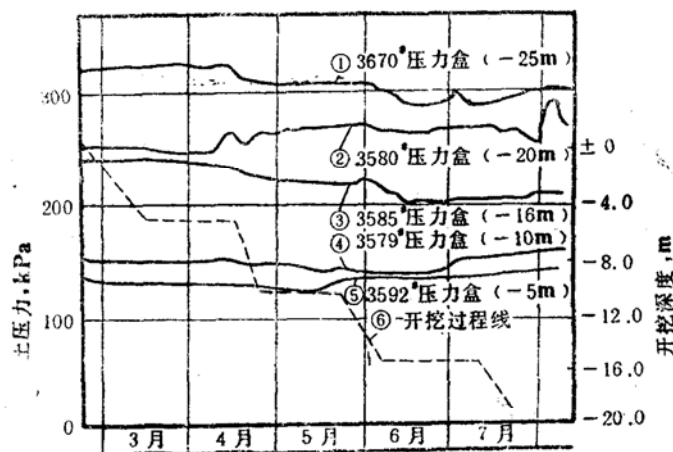


图15 第十六幅土压力变化

上述现象和槽壁位移、坑底土体回弹条件及土层性质有关,这种现象对槽壁受力是有利的。

2. 开挖期槽壁的侧向位移,共测2幅^[6],图16为其中一幅的几条实测曲线,地面最大位移值为6.5cm,开挖面(-18.7m)处为0.8cm。实测表明:

(1) 这类无支撑的圆形结构,其侧向位移曲线形状是上大下小,中间无鼓肚子现象,不同于有支撑的槽壁变形。

(2) 侧向位移很大程度上取决于刚度,主要的位移发生在槽壁内各道环梁和混凝土内衬浇好之前。

3. 开挖期土层的侧向位移。共测了3处,测斜管伸到槽壁底面之下2m,以监测坑底稳定。结果表明,30m之下土体无侧向位移,地表土层最大位移值为7.2cm,开挖面(-18.7m)处为1—2cm。

4. 孔隙水压力变化,如图17所示,埋在深度32m处的4个测头是为监测坑底稳定和渗流情况,这4条过程线变化很小,说明坑底是稳定的,而且渗流量很小。 K_0 埋在深度-15m处,压力始终无变化(减少量在10kPa左右),也说明开挖是很稳定的。

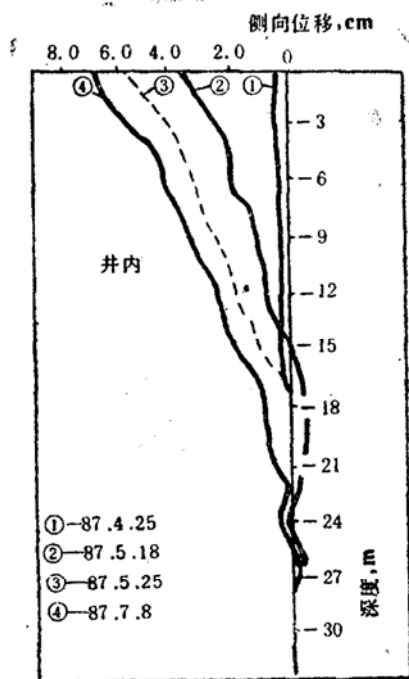


图16 第十五幅槽壁侧向位移

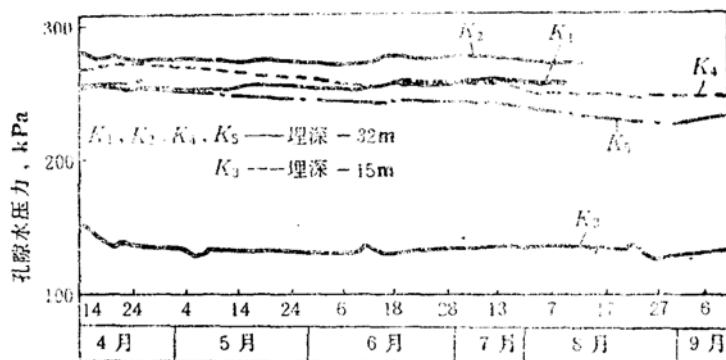


图17 孔隙水压力过程线

(三) 盾构进洞期监测

在1987年9月19日, 盾构前切口离井壁第十三幅槽壁约25m。埋在这幅槽壁中有3只土压力盒, 深度-10m的1786*位于盾构的中心位置, 可惜在10月初井壁打爆破炮眼时被损坏, 读数中断。深度-16m的1789*位于盾构底部切口位置, 正对着千斤顶推力方向。深度-22.5m的3678*在盾构底部6m左右。槽壁的测斜管也在10月初井壁打炮眼时损坏, 土中的 T_2 测斜管一直测到被挤扁为止。

1. 土压力变化, 从9月19日开始, 一直测到10月15日定向爆破炸开洞口为止。

(1) 图18为盾构推进时, 千斤顶推力在变化, 记录相应的土压力变化。盾构远时, 压力变化幅度小; 盾构近时压力变化幅度大。10月11日以后, 盾构距井壁不超过5m, 变化幅度在70kPa左右, 到最后两天(14—15日), 变化幅度达100kPa。

(2) 图19为盾构逼近井壁时土压力变化过程线。从图中可看出, 随着盾构的逼近, 1789*压力盒(图中为跟踪测读的峰值)的读数不断累积上升, 其最大的压力值为起始值的6倍左

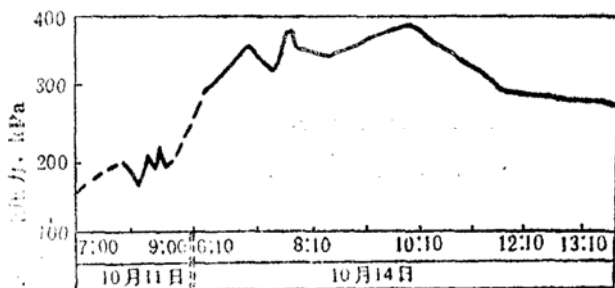


图18 盾构推进时土压力盒(1789*)测读跟踪

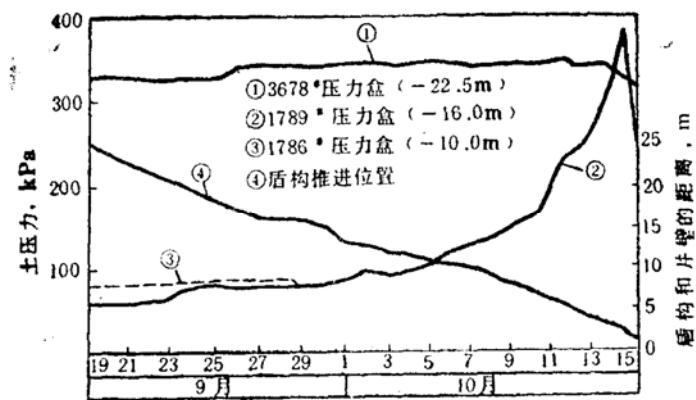


图19 盾构逼近井壁时土压力变化过程

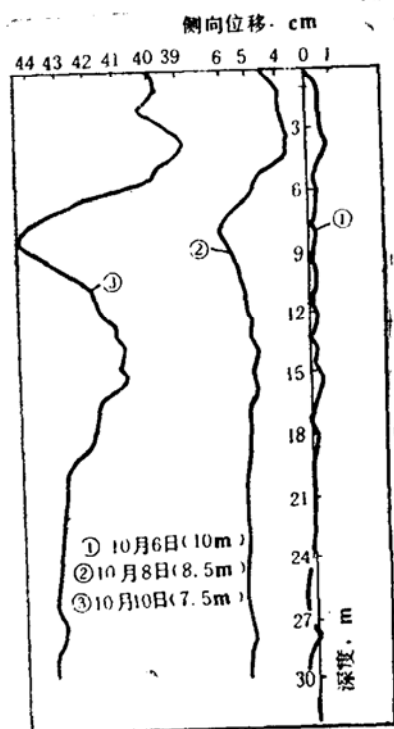


图20 盾构逼近第十三幅槽壁侧向变形

右。3678*在盾构下6m左右,压力基本上没显著变化,但在爆炸洞口以后,压力值下降。

2.洞口土层侧向位移。如图20所示,盾构相距10m时(10月6日),位移量还不大,于1cm;到8.5m时(10月8日),管顶位移量为4.5cm,深度4m以下的盾构位置的土层呈鼓肚子现象,鼓出量约6cm,盾构相距井壁约7.5m时,管顶位移量达40cm,鼓肚子现象更显著,整根管子都有水平向位移。在10月10日之后,管子被挤压破坏,已无法测量。

四、结 论

1.对本竖井进行坑底加固是必要的,加固后不但确保了开挖期的坑底稳定,也使得该井的后期沉降减小到无后顾之忧的程度。

2.土工离心模型试验用于研究破坏机理,对深化这类竖井的设计方法和施工过程的认识,对提高工程的可靠度是很有帮助的。其试验费用仅是工程投资的一个微不足道的零头。

3.现场监测是提高设计和施工水平的重要环节,监测所积累的资料可进一步验证分析计算方法。监测技术应不断提高,并纳入施工组织设计,以使监测收到更高的效益。

本工程承刘建航、徐澄波、陆忠良、龚文宝等同志的指导。下述协作单位分别进行了部分工作:湖北省基础公司、本院勘测队、同济大学、上海铁道学院、隧道公司。承蒙上述单位大力支持,特此感谢。

参 考 文 献

- [1] 陈绪禄, 用PC-1500计算岸坡稳定程序, 微电脑在勘察设计中应用程序汇编, 1984年。
- [2] Schofield, A. N., Cambridge Geotechnical Centrifuge Operation, *Geotechnique* 30, No. 2, 1980.
- [3] 朱维新, 陈绪禄, 土工离心模型试验探索, 第四届土力学及基础工程会议论文集, 1985, pp. 183—190.
- [4] Zhang, S.D., Chen, X.L., Centrifuge Tests for Geotechnical Projects on Muddy Clay Foundation, *Pro. International Conference On Engineering Problems of Regional Soils*, 1988.
- [5] 陈绪禄, 活动应变式测斜仪, *岩土工程学报*, Vol.5, No.4, 1983年。

Research on Shaft No.1 of the Yan'an Donglu Tunnel

Chen Xulu, Huang Hongcong, Liu Yuhua

(Shanghai Tunnel Engineering Design Institute)

Abstract

The 2261m long Yanan Donglu tunnel is the second one that crosses the Huang Pu River, Shanghai with the shield 11.26m in diameter. Shaft No.1 with 28m in diameter and 30m in depth located in the centre area of Shanghai, and was built on soft clay foundation using diaphragming method with excavation depth of 18.7m. Since problems remained both in design and construction for this kind of large shafts, some research works have been done, including the instrumentation for monitoring in the field, tests of the centrifuge model and special geotechnical tests for analyses and calculation.