

日本電信電話公社 正員 ○ 松井武久
前田喜和
前田裕康

1 はじめに

軟弱地盤における測定は、近年数多く報告されている。本報告は、横浜市中区木町において、通信用とガス施設用のトンネル推進のための、立坑築造時における測定結果である。工事は大岡川兩岸に立坑を築造し、それぞれに施設ごとに鋼管推進により河川を横断するものである。測定を行、た左岸立坑は、図-1に示すように、ビル、橋梁、高速道路トンネル、および、国鉄高架橋に近接した場所である。山留構造は、図-2(イ)のとおりで、オーガ削孔により鋼管杭を建込みした。測定は、表面ひすみ計により切梁軸力を、傾斜計により山留鋼管杭の変位量を測定し、今後の設計施工への資料を得るとともに、工事の安全管理を図ったものである。

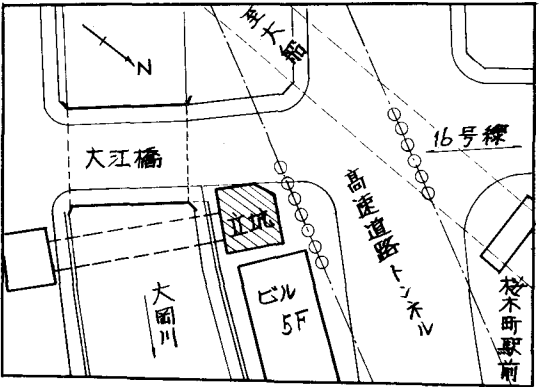


図-1 現場概況図

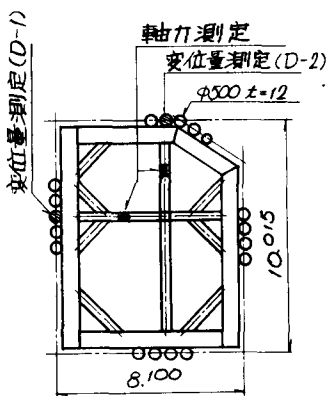


図-2 (イ) 立坑平面図

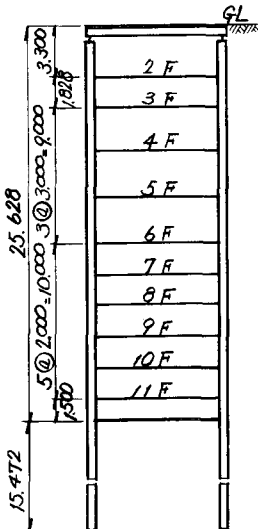


図-2 (ロ) 立坑側面図

2 土質概要

測定箇所土質構成は、図-3のとおりである。軟弱シルト層の性質は、 $\gamma = 1.5 \sim 1.6 \text{ t/m}^3$, $w = 90\%$, $w_L = 105\%$, $S_x = 20 \sim 26$, $C = 4 \sim 5 \text{ kg/m}^2$ であり、地下水位は近接する大岡川の水位と、ほぼ同レベルであった。

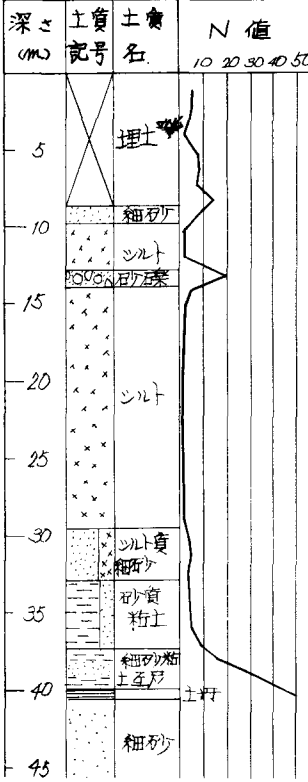


図-3 土質柱状図

3 測定の結果

3-1 側圧

側圧は、切梁軸力および杭変位から逆算して求めた。図-4は、実測軸力から下方分担法で求めた側圧である。その結果を見ると、上部が危険側、下部が安全側の分布状況であり、大略的に台形分布の形状を示した。また側圧係数を算出すると、0.24~0.35となり、一般に報告されている0.5~0.8に比べ小さな値であった。変位量から求めた側圧は、軸力側圧とは異なる分布となった。本測定では土圧と水圧を分離することは出来ないが、測定の結果から見ると湿油単位体積重量へ側圧係数を乗じて台形分布の側圧と考えられる。

3-2 土留用鋼管の変位

鋼管杭の変位は、図-5のように掘さくの進行に伴い、掘さく側へ累積移動し、常に根切り面付近に最大変位が生じた。9次掘さく(61~206cm)迄の変位は、D-1、D-2ともに約20mm程度であったが、以後の掘さくにおいて変位が急激に増加し、根切り面付近から出水した。出水時の変位は、D-1で81mm、D-2で36mmの最大値を示した。

4 測定結果と諸試との対比

4-1 鋼管杭の曲げモーメント

傾斜角分布曲線より求めた鋼管杭の最大曲げモーメントは、常に根切り面付近に発生し、その位置は掘さくの進行とともに下方へ移動している。山崎の弾塑性法による、計算した結果と実測値を比較すると、モーメントの分布形状は類似しているが、測定値に対し約5~18倍と非常に大きな値を得た。

4-2 Peckの安定数

杭の曲げ剛性(EI)と、土質条件による、左右さくると考えらるChangの仮想支え位置と、実測の水平変位零点、または曲げモーメント零点を支えとすると、図-6のような結果となった。Changの方法で算出した位置と、モーメントの零点は2~6m深部となるが、測定傾斜角は4次曲線で整理しているため誤差はあるものの、おおむねChangの式は測定結果と類似している。

5 あとがき

鋼管杭の変位は、掘さくごとに累積して行く形状を示したが、9次掘さく後においては、出水および地盤改良などの影響が入っているため、直接的な理論との比較は注意が必要である。側圧は比較的小さく出たが、D-1側変位量の結果からも判るように、軟弱な冲積粘性土層では傾斜比が高いため、坑内の地山が沈みれば側圧は急激に増加するので、一概に低く設定することは出来ない。以上測定結果について述べたが、設計に際しては類似工事の測定結果を含む検討が必要である。今後は不備な点を改め、よりよい資料と得るよう努力したいと思う。おわりに、本資料作成にあたり、協力していただいた、東横通信局土木工部部、および通信土木コンサルタントの皆様には謝意を表している。

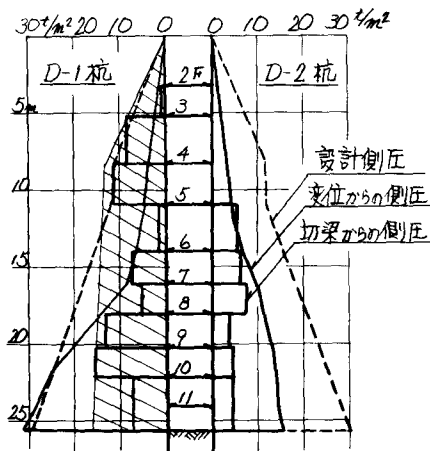


図-4 側圧分布

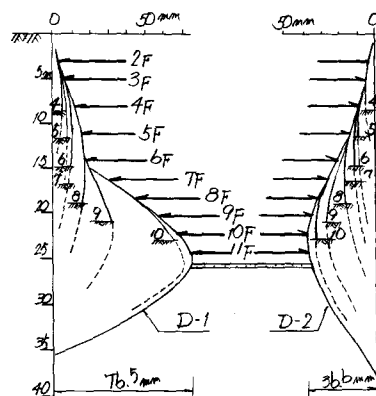


図-5 掘さく段階における変位

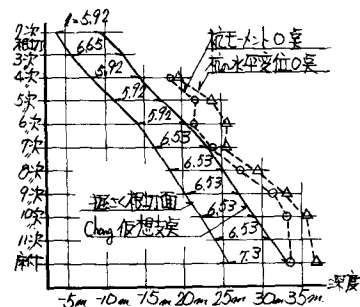


図-6 根切段階ごとの仮想支え位置等