

首都高速道路公団 正員 泉 喬明
飛鳥建設(株)土木本部 津田 兵衛
技術研究所 〇長谷川 昌弘

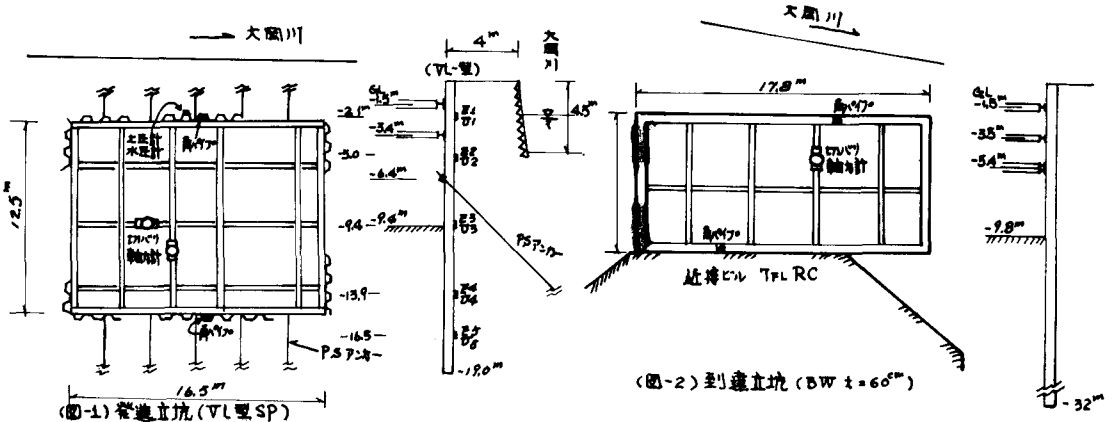
1. はじめに

軟弱地盤層における根切り工事に際して、山止め壁に作用する側圧と壁の変形については、多くの測定結果が紹介されている。本報文は、横浜市南区宮元町で実施されたシールド立坑掘削工事に おける測定結果である。

本工事は、高速道路建設の支障となる既設下水道管(φ200)を約230mにわたってシールド工法にて切通す下水道工事である。発進・到達の両立坑は、既設管をかかえてあり、さうい、この両立坑の中で既設管と新設管の接合工も施工するため通常より広く、発進立坑 16.5m×12.5m×9.0m、到達立坑 17.8m×7.8m×9.8m となっている。

発進立坑は、施工後撤去するための鋼矢板(VL型 $l=19m$)を打設し、切梁は既設管が支障となるため(図-1)のように上段2段とし最下段支持はPSアンカーを用いた。到達立坑は、地中連続壁(土=60°)を設け、3段切梁で支持した。両立坑とも、河川に4mで近接しており、特に到達立坑は、この河川と反対側がRC7FLのビルに接した状態となっている。

発進立坑では、土圧計・間隙水圧計を(図-1)に示すような位置に各々5個づつ設置し、矢板壁の変形測定は2ヶ所において行ない、切梁反力は軸力計を用いて測定した。到達立坑においては、(図-2)に示す2ヶ所で地中壁の変形を測定し、切梁反力は軸力計により測定を実施した。



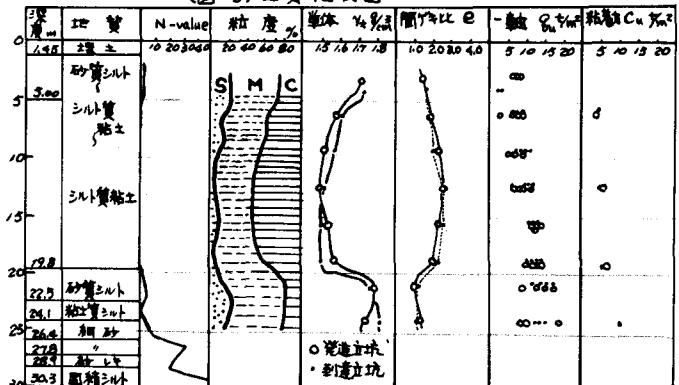
(図-3) 土質性状図

2. 地盤条件

発進立坑と到達立坑の位置で行われた地盤調査の結果得られた土質性状を示せば(図-3)のようになる。

地表面から2.0m内外は埋土でその下に層厚約21mで $N=0.2$ の砂質シルトはいシルト質粘土層が堆積している。

q_u, C_u, γ_s, e とむ発進・到達両立坑における値は、殆んど同一とみられてよいのではないと思われる。

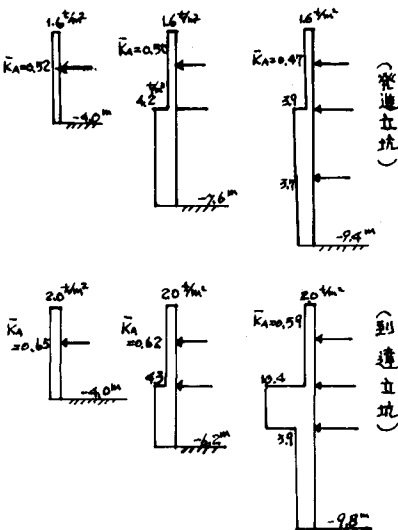


3. 測定結果

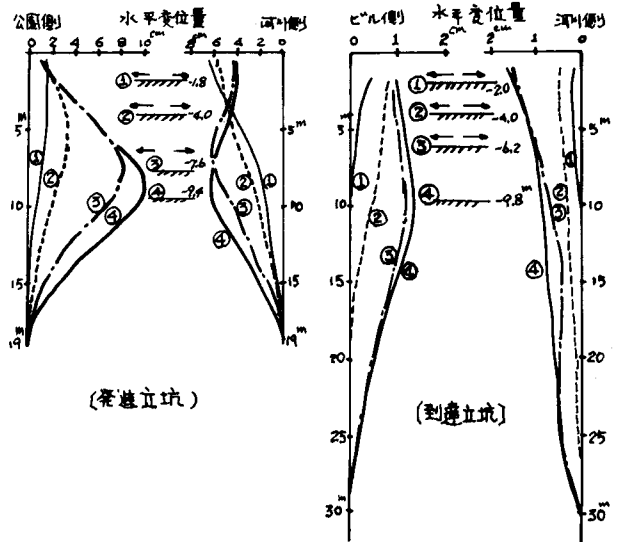
各掘削段階における側圧と間隙水圧の変動状況を(図-4)に示した。側圧は、掘削の進行とともに次第に減少し、ほぼ三角形分布に近い形状を示す。また、側圧 $p = K_A \gamma h$ の側圧係数 K_A と掘削深度 h との

関係および側圧係数 K_A と掘削係数 n との関係を図-5)に示す。E-4を除いて、側圧係数 K_A の減少割合は、 n が小さい時には大きく、 n が大きくなるにつれて小さくなる可以说是。一般に軟弱層の矢板壁に作用する側圧係数 K_A は、0.5~0.8位であると報告されているが、本測定例では、平均値をとると $0.67 \rightarrow 0.42$ で若干低めの値を示している。両立坑の止め壁の掘削に伴う変形状態をあらかじめ(図-6)のようになる。これによると発進立坑の矢板壁は、いずれも掘削面付近で最大値を示し、最終掘削時で最大たわみ 10cm であった。到達立坑の地中壁は、少むに 1.5cm しか変形しなかった。

切梁反力より求めた両立坑における側圧強度分布図を



(図-7) 切梁反力から求めた側圧分布 (静水圧法)



(図-6) 両立坑止め壁の変形状態

示せば(図-7)のようになる。発進立坑の矢板壁では平均的な側圧係数 K_A は $0.52 \rightarrow 0.47$ であるのに対して到達立坑の地中壁では、 $K_A = 0.65 \rightarrow 0.59$ とやや高めの値となっている。

4. おわりに

以上、実測結果のみについて示してきたが、(図-4)のように水圧>側圧という結果もみうけられるので、今後は測定方法についても改良を加えてゆきたい。