

国鉄東京第二工事局

田窪修二

パシフィックコンサルタンツ(株) 正会員

宮田京彦

/

○ 山本良一

1. まえがき

横浜市における高速道路網の整備事業の一環として計画された首都高速道路横浜・羽田空港線のトンネル躯体は、国鉄根岸線と立体交差する箇所で国鉄の橋脚基礎に非常に接近して施工されるため、土留工に連続地中壁(以下連続壁という)を計画した。当施工現場の地盤はごく軟弱で連続壁の構築に当たっては、掘削による地盤応力の解放に伴う地盤変位によって橋脚に変位をもたらすことが予想された。このような地盤変位に対する構造物の変位の算出手法の一つとして有限要素法(FEM)解析があるが、一般に近似解として鉛直断面の2次元モデルによる解析が行なわれている。しかし連続壁のように掘削幅に対して深い掘削となる場合、2次元モデルとして扱うことは過大な結果を与える恐れがある。ここでは連続壁のエレメント幅が有限であること、各エレメントは段階を追って施工されることを考慮して、鉛直方向と水平方向の2つの2次元FEM解析から3次的に解析して橋脚の変位を逐次求めた結果を報告する。

2. 地盤条件及び施工概要

連続壁の位置と土質調査の結果を図-1に示す。当施工箇所は旧浜大岡川の運河敷で表層には運河特有のヘドロ層が厚く堆積しており、ガイドウォールの施工が困難なため現地表面から-3.0mまで目標強度 $qu=1.0\text{kg/cm}^2$ の地盤改良を行なった。それ以下-14.0mまではN値=0の軟弱なシルト層であり、その下に各層厚50cm程度の砂層と砂礫層が堆積し第三紀固結泥岩層(土丹層)と続いている。

連続壁は壁厚1.0m、高さ17.8mで1エレメント幅を2.56~6.99mとして7段階で施工を行なったが変位解析では便宜的に1エレメント幅を6.00mとして5段階の施工とした(図-2)。

3. 解析方法

連続壁の近接掘削による橋脚変位の発生原因は①地盤の変位、②橋脚にかかる土圧の変化、③基礎地盤のゆるみ等が考えられるが、今回の場合、基礎地盤が土丹層であり連続壁の掘削によってゆるめられることはないと判断される。掘削が橋脚から離れている場合、橋脚周辺の地盤はほぼ一様に変位すると考えられ、橋脚には背面、前面共に土圧の変化が見られる。一方掘削が橋脚に近づくにしたがって地盤の変位は橋脚の前面に集中し部分的な土圧の変化が生じる。すなわち、橋脚背面の地盤反力係数はトレンチからの距離によって変化すると考えられるが、軟弱なシルト地盤では抵抗土圧に対するアーチ効果が小さいことから地盤反力変数に変化はないものとして地盤の変位に着目して解析する。

連続壁の1回の掘削における地盤の変形状態を見た場合、トレンチ周辺地盤の大部分は水平方向の変位が卓越する。この状態においてトレンチ周辺の任意点Pの水平変位量はトレンチの深さよりも、トレンチの幅B、厚さDおよびトレンチからの

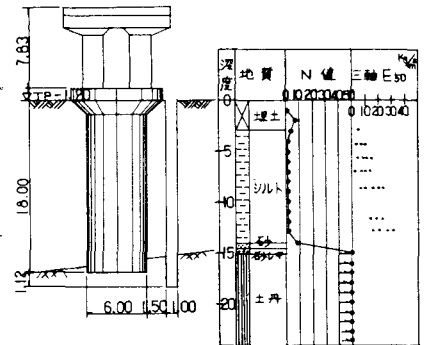


図-1

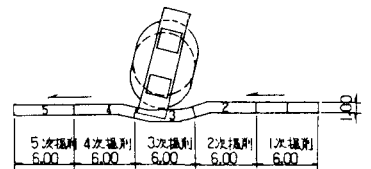
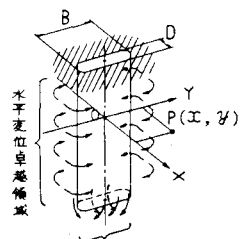


図-2



鉛直変位卓越傾向

図-3

距離に深く関係するものと考えられる(図-3)。

鉛直断面のFEM解析(図-4)は次の仮定で行なった。

- (1) トレンチの奥行きは無限長とする。
- (2) 地盤は弾性体とし、クリープ等の経時的変化は考えない。
- (3) 橋脚背面の抵抗土圧に対する有効幅は1.0とする。

この鉛直モデルで考慮した荷重は、静止土圧と安定液圧との不均衡力及び橋脚地盤反力の2つであり、これら地中応力を解放荷重として孔壁に作用させた。ベントナイト泥水は水位TP-1.2m、比重1.04とし、シルト層における静止土圧係数を $K_0=0.8$ と仮定した結果、解放応力はトレンチ内向きの荷重である。

一方、P点の水平変位量はトレンチ孔を水平方向に切断した断面をモデルとしたFEM解析により求めることが出来る(図-5)。連続壁の全掘削段階終了後の着目点Pの変位量は各掘削における変位量の累積値として得られる。

4. 解析結果

水平方向に切断したモデルによるFEM解析(図-5)の結果から連続壁の各施工段階に対応する橋脚中心位置での地盤変位を整理すると図-6のようになる。トレンチの奥行きを無限長とした時の地盤変位を1.0とすると、1次及び5次施工時の地盤変位は0.003、2次及び4次施工時には0.035、橋脚前面の3次施工時には0.101の比率であった。図中・印は各エレメントの段階における変位、×印は逐次施工の行なわれた場合の累積変位であり最終累積値は0.177である。以上から逐次施工における橋脚天端変位は下記の値と予想された。

$$\begin{aligned} \delta_0 &= (\text{トレンチ奥行き無限長時の橋脚変位}) \\ &\times (\text{トレンチ奥行き無限長時との地盤変位の比}) \\ &= 7.96 \times 0.177 = 1.41 \text{ mm} \end{aligned}$$

5. あとがき

連続壁の施工は桁下施工のため1エレメント当り平均7日の工程で行なわれた。ベントナイト泥水は水位TP-0.3m、比重1.14で管理した結果、橋脚天端の変位は最大で $\delta=1.0 \text{ mm}$ であった。対象とした予測値が小さかったものの鉛直断面の2次元FEM解析結果による橋脚変位量 $\delta=7.96 \text{ mm}$ が観測されなかったことは今回の逐次解析の妥当性が裏付けられたものと考えられ、連続壁の幅に比べて深い掘削では3次元的效果を考慮する必要があると言える。しかしながら、解放応力として仮定した土圧は実際にかなりバラツキもあり、場所によっては解放応力は孔壁と外側へ押し出す状態となっていることも考えられる。また施工段階を考えればコンクリートの打設による圧力の影響も無視することのできないものであろう。今後、さらに掘削による影響と周辺地盤の挙動と関連付けた形で詳細に説明する必要があると思われる。

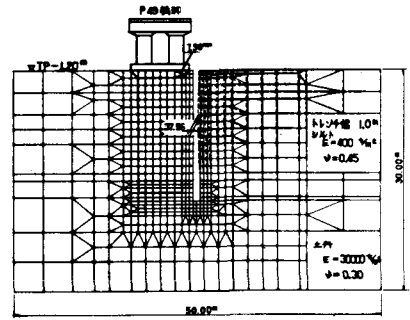


図-4

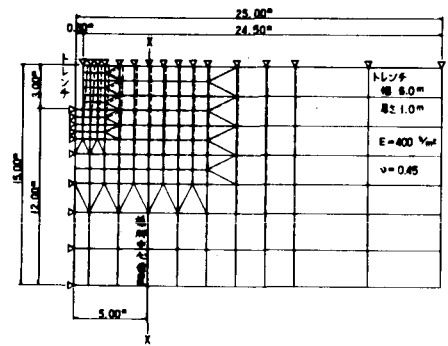


図-5

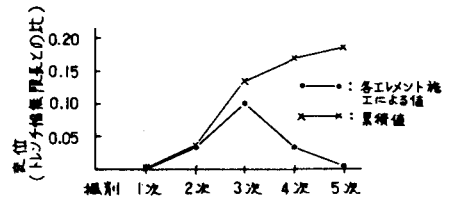


図-6 橋脚中心における地盤変位