

硬質地盤の地下連続壁に作用する土圧

ON DESIGN EARTH PRESSURE ACTING ON DIAPHRAGM
WALL IN HARD GROUND

美谷 邦章* 土井 博己** 鈴木 久尚***

By Kuniaki MITANI, Hiromi DOI and Hisanao SUZUKI

The design earth pressure in soft ground has been clearly established by studying on the retaining wall in such ground.

The earth pressure in hard ground, on the other hand, has not been established for use in design due to its small stresses and displacements, and its lack of measured examples.

The authors reports in this paper that the design earth pressure in hard ground can be obtained by analysing the measured data in two sites.

1. はじめに

掘削工事に使用される土留め工は、掘削の進行に伴って切ばり・腹起しなどの支保工が挿入されることにより構造系が変化することと、土留め壁の変形に伴って作用土圧も変化することなどの理由により、その応力と変形の予測は難しいものとなっていた。

しかし特に軟弱粘性土地盤においては土留め壁の応力と変形が大きなことにより、こうした土留め工の設計に関する研究¹⁾が進み、設計用土圧もほぼ確立された状態にある。これらの土圧は、背面側では数多くの実測土圧を整理して求めた設計用土圧とし、掘削面側ではランキン・レザールの受動土圧となっている。この内の背面側の土圧は、各研究者によって異なるが、いずれの提案でも掘削底面近傍ではランキン・レザールの主動土圧に近い値となっている。

一方硬質地盤においては、土留め壁の応力も変形も一般に小さく、掘削工事に於いて問題となることが少なかったことが原因となって、過去の測定事例・研究が少なく、設計用土圧として確立されていない。しかし掘削深さが深くなるのに伴って、硬質地盤においても、土留め壁の応力と変位が問題となる場合が多くなってきた。また、地下連続壁を本体利用する場合には、施工中の土圧を正確に知ることが不可欠であり、こうした面からも硬質地盤の土圧を確立する必要性が高まりつつある。

このたび、東北新幹線上野地下駅²⁾、京葉線東京地下駅の2現場で地下連続壁に関する計測を行った。両

* 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所池袋工事区 (〒171 東京都豊島区南池袋1-28)

** 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所工事管理室課長代理 (〒151 東京都渋谷区代々木2-2-6)

*** パシフィックコンサルタンツ(株) トンネル部課長補佐 (〒136 東京都江東区亀戸2-40-1)

現場とも掘削深さは約30mで、地表部分を除いて硬質な砂質土と粘性土の互層を成した洪積層となっている。ここで得られた実測データを解析した結果、硬質地盤に対する設計用土圧として用いることの可能な土圧を求めることができたので報告するものである。

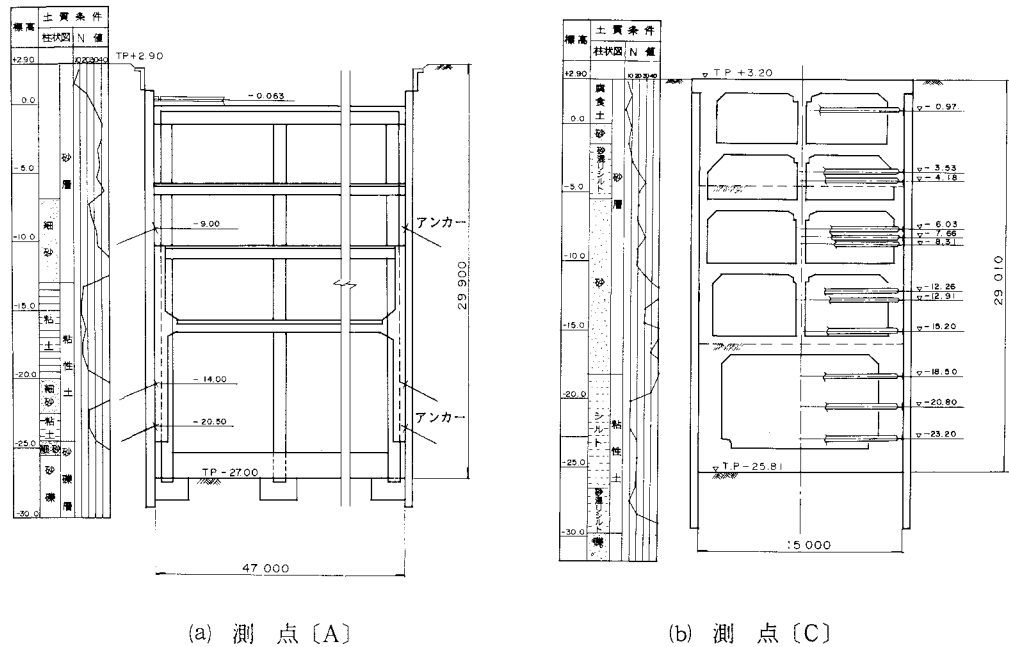
2. 測定現場の土質と測定結果

(1) 掘削と地質の概要

図－1に上野の現場（東北新幹線上野地下駅）の掘削施工法の概要と、地質の概要を示した。図に示したように測定は2か所で行ったが、測定場所は相互に約 450m離れており、地質条件も掘削幅も異なっている。

測点〔A〕の地盤は、地表からGL－3mまでは埋戻し土、GL－3m～16mの間は洪積砂層（N＝20～40）、GL－16m～23mは洪積粘性土（N＝10～15）、GL－23m～26mは洪積砂層（N＞50）、GL－26m～28mは洪積粘性土（N＝20）、それ以下は洪積砂礫層（N＞50）となっている。上部砂層と下部砂層の粒度分布を見ると、74 μ 以下の細粒分が全体の10％以下となっている。上部砂層と下部砂層には地下水が存在し、掘削前において上部砂層の地下水位はGL－4.4mに、また下部砂礫層の地下水位はGL－21.8mとなっている。このような地盤に対して、土留壁はt＝60cmの地下連続壁を用いて、GL－29.9mまで掘削した。土留支保工は切ばりと逆巻床版を用いた。掘削に伴って土留壁は掘削面側へ変形したが、その最大値は δ ＝1.4cmと比較的小さなものであった。また下部砂礫層の地下水をディープウェルによって排水したので、掘削に伴って地下水位は低下し、最終掘削時での水位は上部砂層でGL－7.8m、下部砂礫層でGL－23.5mとなった。

測点〔C〕の地盤は、地表からGL－3mまでは埋戻し土、GL－3m～9mの間は洪積砂質シルト（N＝5～30）、GL－9m～22mは洪積砂層（N＝20～50）、GL－22m～33mは洪積粘性土（N＝10～



図－1 上野地下駅の現場と地質の概要

20)、それ以下は洪積砂礫層 ($N > 50$) となっている。上部砂層と下部砂層の粒度分布は、測点〔A〕と同様に 74μ 以下の細粒分が全体の10%以下となっている。また掘削前の上部砂層の地下水位は $GL - 8.6m$ となっている。土留壁は測点〔A〕と同様に $t = 60cm$ の地下連続壁を用いて、 $GL - 28.7m$ まで掘削した。土留支保工も測点〔A〕と同様に切ばりと逆巻床版を用いた。掘削に伴う変形の最大値は測点〔A〕と同様に小さく $\delta = 2.3cm$ であった。また下部砂礫層のディープウェルによる排水の結果、最終掘削時での水位は上部砂層で $GL - 13m$ となった。

図-2 は東京の現場 (京葉線東京地下駅) の掘削施工法の概要と、地質の概要を示したものである。地盤は地表から $GL - 3m$ までは埋戻し土、 $GL - 3m \sim 10m$ の間は比較的ゆるい砂層 ($N = 10 \sim 20$)、 $GL - 10m \sim 15m$ は密な洪積砂層 ($N = 40 \sim 50$)、 $GL - 15m \sim 18m$ は洪積粘性土 ($N = 5 \sim 10$)、それ以下は洪積砂礫層あるいはシルト質細砂層 ($N > 50$) となっている。上部と下部の洪積砂層の粒度分布は、上野の場合と大幅に異なり、 74μ 以下の細粒分が全体の20%~40%となっている。 $GL - 15m \sim 18m$ の洪積粘性土によって地下水は遮断されていて、上部砂層の地下水位は $GL - 6m$ に、また下部砂礫層の地下水位は $GL - 12m$ となっている。施工に当たっては下部砂礫層の地下水压を低下させるために、ディープウェルによって地下水位を低下させた。その結果上部砂層での地下水位は低下しなかったが、下部砂礫層では当初1.0であった間隙水压係数が0.6にまで低下した。

土留壁は $t = 70cm$ の地下連続壁を用いて、 $GL - 31.2m$ まで掘削した。土留支保工も上野地下駅と同様に切ばりと逆巻床版を用いた。掘削に伴う変形の最大値は上野地下駅と同様に小さく $\delta = 1.1cm$ であった。

(2) 土圧の測定方法

土圧の測定は土圧計と水圧計を用いて行った。上野地下駅では、各測点とも2列に計器を配置し、上下の間隔は約2mと密な配置とした。東京地下駅では1列とし、上下の間隔は約4mとした。

これらの計器は、地下連続壁構築の表面に設置される必要があり、ジャッキ式とした。すなわち地下連続壁を構築する際に、地下連続壁の鉄筋かごに土圧計と水圧計を設置した鋼板を取り付け、鉄筋かごを孔内に挿入した後、ジャッキを稼働させてこの鋼板を地盤の表面に密着させた。その後孔内にコンクリートを打設した。コンクリート打設に伴って、土圧計と水圧計の値は変化するが、時間の経過と共に安定した。この様にして安定したときの測定値を初期値とした。

測定は自動測定としたので、少なくとも毎日1回の測定をした。

(3) 土圧の測定結果

土留壁に作用する土圧には、背面側の土圧と掘削面側の土圧とがあるが、ここで対象とする土圧は背面側に作用する土圧である。

上野地下駅における土圧の測定結果を図-3に示した。測点〔A〕、〔C〕とも、掘削深さが20m付近と最終掘削完了時の2状態に対して示した。

図の中には、土圧計による土圧の実測値のほかに種々の計算値も合わせて記入してある。計算値は過去に提案された考え方にしたがった次の4種類、および今回提案する考え方にしたがった計算値の計5種類とした。

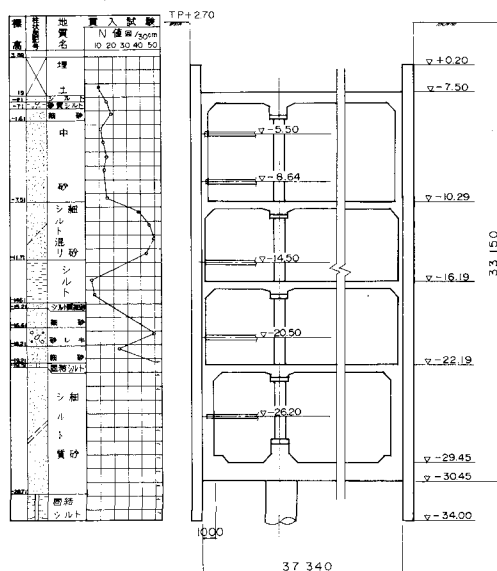
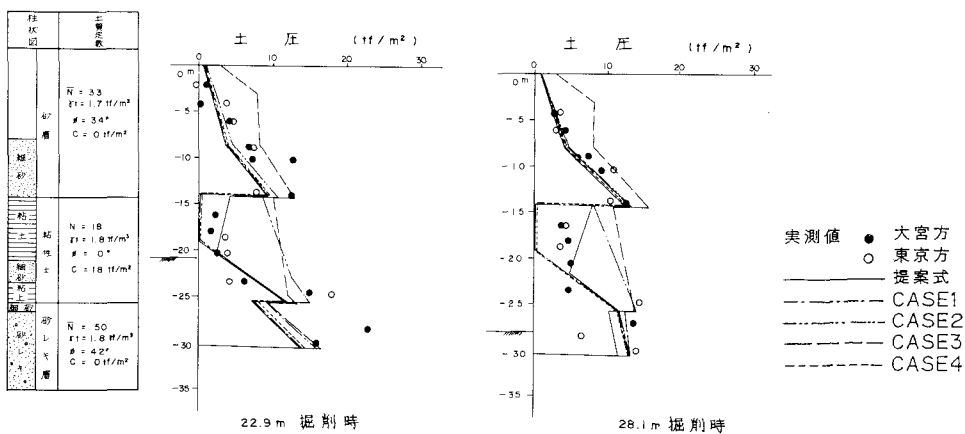
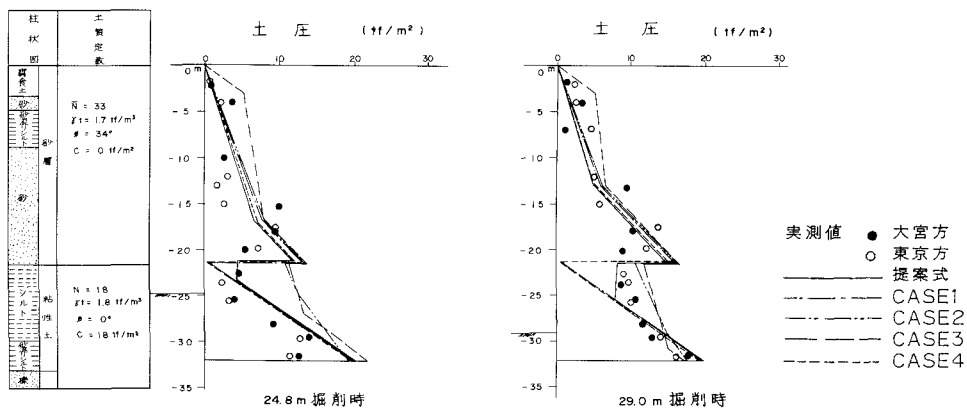


図-2 東京地下駅の現場と地質の概要



(a) 測点〔A〕



(b) 測点〔C〕

図-3 土圧の測定結果(上野地下駅)

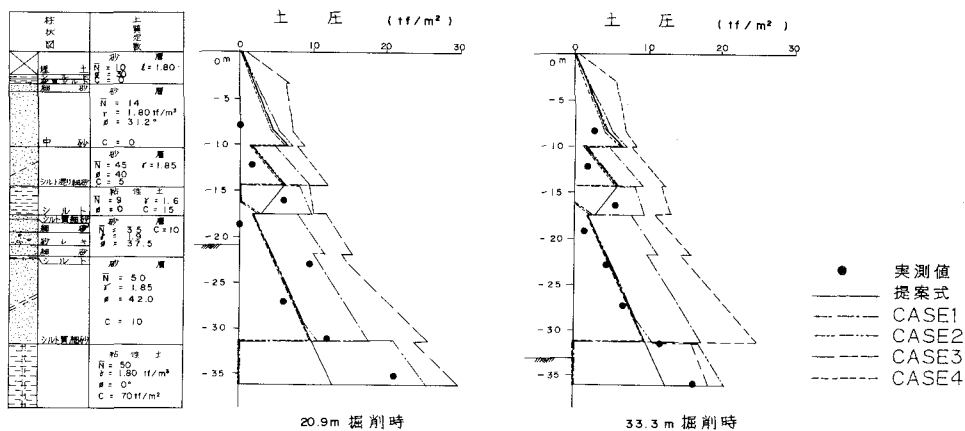


図-4 土圧の測定結果(東京地下駅)

表-1 土圧の計算法の概要

ケース	砂 質 土	粘 性 土	粘 性 土																						
1 キン・レンザリ土の土圧 砂質土層はクローン土圧と 土層はクローン土圧と		$Pa = Ka (\sigma v - Pw) + Pw$ ここに $Ka = \frac{\cos^2 \phi}{\left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin \phi}{\cos \delta} \right\}^2}$ $\delta = \frac{2}{3} \phi$	$Pa = Ka \cdot \sigma v - 2c\sqrt{Ka}$ ここに $Ka = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$																						
2 「共同溝設計指針」(日本道路協会)		$Pa = Ka (\sigma v - Pw) - 2c\sqrt{Ka} + Pw$ ここに $Ka = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$	$h \leq H \text{ では、}$ $Pa = Ka1 \cdot \sigma v$ $h > H \text{ では、}$ $Pa = Ka1 \cdot \sigma v \cdot H + Ka2 (\sigma v - \sigma v \cdot H)$ <table border="1" data-bbox="730 668 1074 793"> <thead> <tr> <th rowspan="2">粘性土のN値</th><th colspan="2">Ka1</th><th rowspan="2">Ka2</th></tr> <tr> <th>推定式</th><th>最小値</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$N \geq 8$</td><td>$0.5 - 0.01H$</td><td>0.3</td><td>0.5</td></tr> <tr> <td>$4 \leq N < 8$</td><td>$0.6 - 0.01H$</td><td>0.4</td><td>0.6</td></tr> <tr> <td>$2 \leq N < 4$</td><td>$0.7 - 0.025H$</td><td>0.5</td><td>0.7</td></tr> <tr> <td>$N < 2$</td><td>$0.8 - 0.025H$</td><td>0.6</td><td>0.8</td></tr> </tbody> </table>	粘性土のN値	Ka1		Ka2	推定式	最小値	$N \geq 8$	$0.5 - 0.01H$	0.3	0.5	$4 \leq N < 8$	$0.6 - 0.01H$	0.4	0.6	$2 \leq N < 4$	$0.7 - 0.025H$	0.5	0.7	$N < 2$	$0.8 - 0.025H$	0.6	0.8
粘性土のN値	Ka1		Ka2																						
	推定式	最小値																							
$N \geq 8$	$0.5 - 0.01H$	0.3	0.5																						
$4 \leq N < 8$	$0.6 - 0.01H$	0.4	0.6																						
$2 \leq N < 4$	$0.7 - 0.025H$	0.5	0.7																						
$N < 2$	$0.8 - 0.025H$	0.6	0.8																						
3 「仮設構造物設計要領」(国鉄・東工)	1次掘削時 2次掘削時以降	$h \leq H + 2m \text{ では、}$ $Pa1 \sim Pa3 = Ka (\sigma v - Pw) + Pw$ $h > H + 2m \text{ では、}$ $Pa = Pa3 + Ko \{ (\sigma v - Pw) - (\sigma v3 - Pw3) \} + Pw - Pw3$ $h \leq H + 2m \text{ では、}$ $Pa1 \sim Pa3 = \sigma v$ $Pa3 = Ka (\sigma v - Pw) + Pw$ $h > H + 2m \text{ では、}$ $Pa = Pa3 + Ko \{ (\sigma v - Pw) - (\sigma v3 - Pw3) \} + Pw - Pw3$ ここに $Ka = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$ $Ko = 1 - \sin \phi$ $\sigma v3 : h = (H + 2) \text{ m の位置における鉛直圧}$ $Pw3 : h = (H + 2) \text{ m の位置における水圧}$	1次掘削時 2次掘削時以降 $h \leq H + 2m \text{ では、}$ $Pa1 \sim Pa3 = (Ko \cdot \sigma v - 2c) \text{ と } (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h) \text{ の内、大きい方}$ $h > H + 2m \text{ では、}$ $Pa = Pa3 + Ko (\sigma v - \sigma v3)$ $h \leq H + 2m \text{ では、}$ $Pa1 \sim Pa2 = \sigma v$ $Pa3 = (Ko \cdot \sigma v - 2c) \text{ と } (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h) \text{ の内、大きい方}$ $h > H + 2m \text{ では、}$ $Pa = Pa3 + Ko (\sigma v - \sigma v3)$ ここに $Ko = \begin{cases} 0.85 & (N \leq 4) \\ 0.8 & (N > 4) \end{cases}$ $\sigma v3 : h = (H + 2) \text{ m の位置における鉛直圧}$																						
4 「トンネル標準小方書」(土木学会)		$Pa = Ka (\sigma v - Pw) - 2c\sqrt{Ka} + Pw$ ここに $Ka = \frac{\cos^2 \phi}{\left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin \phi}{\cos \delta} \right\}^2}$ $\delta = \phi/2$ $Pw : \text{粘性土では } Pw = 0 \text{ とする}$																							
記号の説明 P_a : 背面側土圧 σv : 鉛直圧 h : 地表面から考えている点までの深さ ϕ : 内部摩擦角 P_w : 水圧 c : 粘着力 H : 掘削高さ																									

- ① 砂質土層は粘着力を無視しクーロンの有効土圧と水圧の和として、粘性土は内部摩擦角を無視しランキン・レザールの土圧とする〔CASE-1〕。
- ② 「共同溝設計指針」³⁾（日本道路協会）に示された方法〔CASE-2〕。
- ③ 「仮設構造物設計要領」⁴⁾（国鉄・東一工）に示された方法〔CASE-3〕。
- ④ 「トンネル標準示方書（開削編）」⁵⁾（土木学会）に示された弾塑性法に用いる土圧〔CASE-4〕。
- ⑤ 今回の提案式にもとづく土圧。

また、土圧の計算に使用した土質定数（図-3参照）は次のようにして求めた。

$$\phi = 0.3N + 27 \quad (\text{ただし上野地下駅の砂層の}\phi\text{は三軸試験より})$$

$$c : \text{一軸圧縮試験より}$$

ここで上記の各計算方法の考え方の概要は表-1に示したので参照されたい。

上記のCASE-1は、極限土圧を土質で分けて用いるもので、問題点としては土留壁の変位が一般に小さいので、はたして極限土圧を用いることができるか疑問である。しかしこれらの極限土圧は一般に良く知られているので、実際の土圧をこれらの極限土圧で近似できれば、設計用土圧として用いるには都合がよい。

CASE-2によって示される土圧は、数多くの実測土圧を整理して設計用土圧としたもので、特に軟弱粘性土地盤に適用できる。掘削に伴って背面側の土圧が減少することを表現することができる。なお土留め壁の挙動に最も影響する掘削底面近傍の土圧強度は、CASE-1で示したランキン・レザールの土圧とほぼ等しい。

CASE-3の土圧は、CASE-2の土圧と同様に数多くの実測土圧を整理して設計用土圧としたもので、軟弱粘性土地盤に適用でき、掘削に伴って背面側の土圧が減少することを表現することができる。この土圧はCASE-2の土圧に比較して、実測値を良く表現しているが、計算が繁雑である点が欠点である。

CASE-4の土圧は、CASE-1の土圧とよく似ているが、土の内部摩擦角と粘着力を同時に考えるようにした点が異なっている。CASE-2、3とは異なり、掘削に伴って背面側の土圧が減少することは表現できない。しかしCASE-1と同様に分かりやすく、設計用の土圧として使いやすい。

図-3によると、砂質土については、いずれの計算値もほぼ実測値と一致しているが、粘性土についてはいずれも実測値を説明できないことが分かった。

東京地下駅での測定結果を図-4に示した。この図には上野地下駅と同様に種々の提案式による計算値も記入した。

この現場の砂質土層の粒度分布を見ると、上野の場合と異なって細粒分が非常に多いことが目につく。このことは砂質土であっても粘着力をもっていることを想像させるものである。既往の文献^{6) 7)}によれば、東京砂層の粘着力として $C=10\text{tf/m}^2$ が採り得るとの報告もあり、ここではこの報告に習って、 $C=10\text{tf/m}^2$ とした。

図-4によると、上野の場合と同様に、CASE-1、3は実測値と大幅に異なっていることが分かる。CASE-2、4は砂質土層ではほぼ実測値と一致しているが、粘性土では一致していない。

以上の2現場の測定値と計算値との比較の結果、CASE-1、3はいずれも実測値を説明できるものでなく、またCASE-2、4の土圧は砂質土ではほぼ一致するものの、粘性土では一致しないことが分かった。

こうした観点より、土留壁背面に作用する設計用土圧として、以下のものを提案する。

・砂質土 …… 内部摩擦角と粘着力を考えた次式による。

$$P_a = K_a (\sigma_v - p_w) - 2 \cdot C \sqrt{K_a} + p_w$$

・粘性土 …… 内部摩擦角、粘着力および水圧を考慮して次のように決める。

$$P_a = K_a \cdot \sigma_v - 2 \cdot C \sqrt{K_a} \quad \text{と} \quad p_w \text{のいずれか大きな方}$$

$$\text{ただし } K a = \frac{\cos^2 \phi}{\left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin \phi}{\cos \delta}} \right\}^2} \quad \delta = \frac{2}{3} \phi$$

3. 土留壁の変位と曲げモーメントに関する比較

上記の今回提案した土圧は2現場での実測値と良く一致しているが、これだけでは設計用土圧として用いて良いと断言できない。そこで上記の土圧を使って、2現場の土留工の挙動を計算し、実測値と比較することにより、この土圧の適用性を見ることとする。

(1) 土留工の計算方法

土留工の計算には、掘削に伴う構造系の変化と地盤の弾塑性な挙動を表現できるいわゆる弾塑性法⁸⁾によることにする。弾塑性法にインプットする条件について、その考え方を以下に記す。

1) 背面側の土圧

上記の土圧とする。土圧を計算する際の地下水压は、2現場とも現場で実測された水压を考慮することにする(図-5参照)。

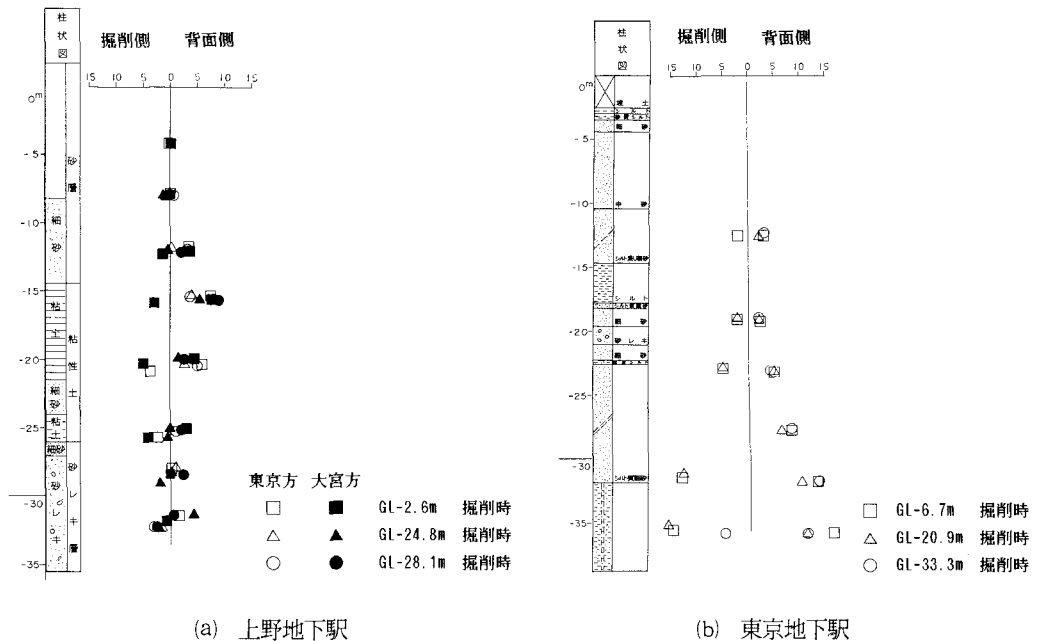


図-5 水圧の実測値

2) 掘削面側の受働土圧

掘削面側の受働土圧は、背面側の土圧と同様に考えることにする。すなわち砂質土については粘着力を考慮したクーロンの有効土圧と水压の合計とし、粘性土に対してはランキン・レザールの土圧とする。

3) 掘削面側の静止土圧

土留工の挙動の計算では、土留め壁の変形に有効な土圧を求めるために、掘削面側の静止土圧が必要になる。砂質土の場合、この静止土圧には掘削面側の水压が含まれる。砂質土層の静止土圧は次式で与える。

$$P_o = K_o \cdot \sigma_v' + P_w$$

$$K_o = 1 - \sin \phi$$

ここに、 P_o ：掘削面側の静止土圧、 K_o ：砂質土の静止土圧係数（有効土圧）、 σ_v' ：有効鉛直土圧、 P_w ：砂質土の間隙水圧、 ϕ ：砂質土の内部摩擦角を示す。

粘性土の場合の静止土圧係数は $K_o = 0.5$ とする。

4) 掘削面側の水平地盤反力係数

「仮設構造物設計要領」⁴⁾（国鉄・東一工）で示している方法により求めることにする。

・砂質土 …………… $K_h = N/16$ (kgf/cm³)

・粘性土 …………… $K_h = C$ (kgf/cm³)

5) 土留め壁の曲げ剛性など

曲げを受ける鉄筋コンクリート部材では、クラックの発生により、部材の曲げ剛性が低下することは良く知られている。ここでは「トンネル標準示方書（開削編）」⁵⁾（土木学会）の方法によって地下連続壁の曲げ剛性を求めることにする。すなわち計算に用いる曲げ剛性は、地下連続壁全断面の曲げ剛性の60%とする。

また弾塑性法では切ばりをばね支承として扱っているが、これも曲げ剛性と同様に「トンネル標準示方書（開削編）」⁵⁾（土木学会）の規定を採用することにした。

$$K_s = \alpha \frac{2 \cdot E \cdot A}{L \cdot S}$$

ここに、 K_s ：切ばりのばね定数、 $E \cdot A$ ：切ばりの軸方向剛性、 L ：切ばりの長さ、 S ：切ばりの水平間隔、 α ：切ばりのゆりみを表す係数（ $\alpha = 1.0$ とする）である。

(2) 計算結果と実測値との比較

以上のようにして求めた計算値を実測値と比較して図-6に示した。

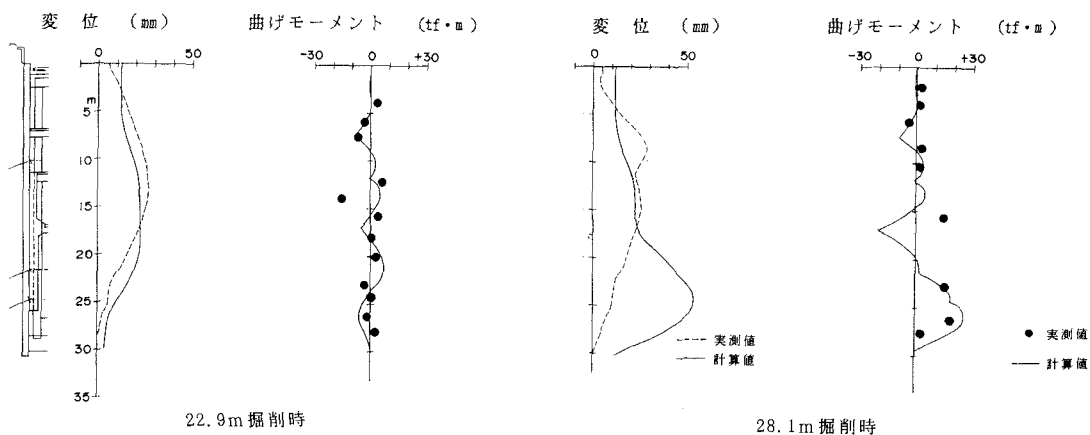
同図より土留壁の変位の計算値の一部分に、次の理由で実測値と一致していないところもあるが、その他の計算値は、実測値と比較的良好に一致していることがわかる。つまり上野地下駅測点〔A〕の28.1m掘削時の変位の实測値には20m以深の掘削時に連壁に内壁を重ねながら施工した影響が入っており、上野地下駅測点〔C〕の変位の实測値には、一次掘削時に土留め壁が掘削面側へ最大20mm倒れこんだ影響が入っている。また、東京地下駅の30.1m掘削時の深さ20m付近変位の实測値には、それ以前の掘削時の変位の实測値と比べると数mmの計測誤差が混入していることがわかっているためと考える。

これらのことを考慮に入れると、設計用土圧を使用した土留工の挙動の計算値は、2現場の実測値と良く一致したことがわかった。

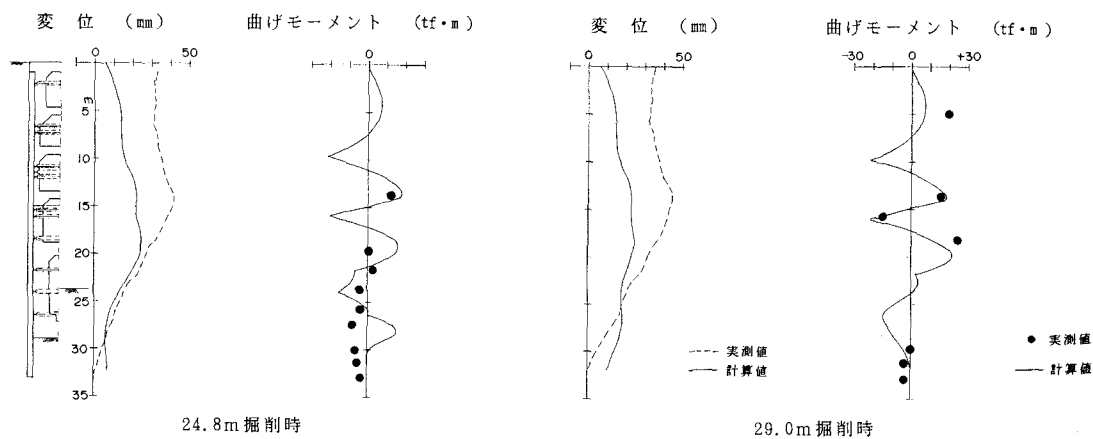
4. おわりに

硬質地盤での掘削土留工の設計に用いる背面側の土圧について、実測値を解析して得られたものを報告した。土留め壁の変位が比較的小さいのにもかかわらず、背面側の土圧は極限土圧であるクーロンの土圧やランキンの土圧ではほぼ表せることが分かった。このことは設計用の土圧が、比較的簡便な式で表せることを意味していて、実用的な意義は大きい。またこの検討では、とくに地下水圧の扱いが重要であることも分かった。すなわち粘性土地盤でランキン・レザールの土圧を用いると、主動土圧が非常に小さくなることがあるが、このような場合にはランキン・レザールの土圧と地下水圧とのいずれか大きな方を考える必要があることが分かった。

今後、都市内の工事が次第に深くなる事が考えられるが、このような場合には硬質地盤での設計用土圧が必要となる。その際にこの検討が参考となれば望外の幸いである。またそうした現場での実測がなされ、設計用土圧に対する研究が今後も進められて、より良い設計用土圧が提案されることを期待したい。

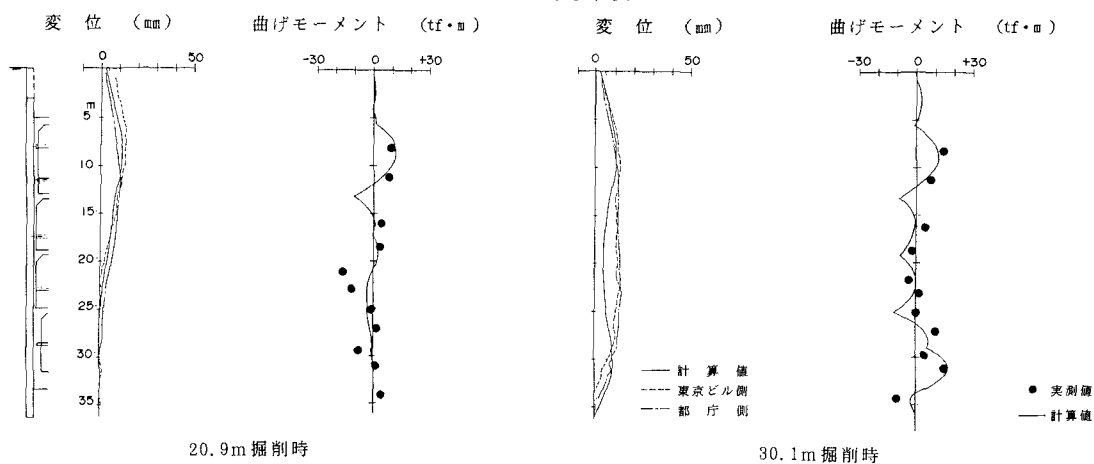


測点 [A]



測点 [C]

(a) 上野地下駅



(b) 東京地下駅

図-6 実測値と計算値の比較

参 考 文 献

- 1) 柳田・渡部・中村他：掘削土留め工の設計用側圧に関する研究（その1～7），第16回および第17回土質工学研究発表会，昭和56年5月・57年6月
- 2) 児玉・平野・嶋田：東北新幹線上野地下駅における地下壁の測定結果について（その1～3），第38回土木学会年次学術講演会，昭和58年9月
- 3) ㈪日本道路協会：共同溝設計指針，昭和51年3月
- 4) 東京第一工事局：土木関係「仮設構造物設計要領」（案），昭和53年9月
- 5) ㈪土木学会：トンネル標準示方書（開削編）・同解説，昭和61年
- 6) ㈪日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，平成2年2月
- 7) 光成・伊勢本：「大規模根切工事の実例集（その4）」，第21回土質工学研究発表会，昭和61年6月
- 8) 中村・中沢：掘削工事における土留め壁応力解析，土質工学会論文報告集，Vol.12 No.4，1972. 12

（1990年10月12日受付）