

# 軟弱地盤におけるRC山止め壁の変形と側圧の関係

黒柳正得  
井上嘉信  
川西秀次郎  
(建築部)

## § 1. はじめに

山止め壁や切ばりの設計において、側圧の大きさを決めようとする場合、根切りの進行に伴って側圧を低減させることの是非がしばしば問題となる。このことは、特に最近のように根切りの規模が大型化し、しかも軟弱地盤地帯での工事が多くなってくると、一層重要な問題となってくる。

このような根切りの進行に伴う側圧の変化を検討するためには、山止め壁の変形と併わせて検討することが必要である<sup>1)2)</sup>。

しかし、現実には変形の測定が比較的面倒なことからこの測定を実施しなかったり、実施したとしても単にその計算値との検討のみに終始しているものが多く、側圧の変化との関係について検討しているものは少ない<sup>3)4)</sup>。

そこで本報では、一般的な軟弱地盤で行なった規模、施工方法ともに標準的な根切りの、しかも比較的信頼できる測定例について、根切りの進行に伴う側圧の変化とさらに山止め壁の変形との関係について検討することとした。

その結果、側圧は根切りの進行に伴いおおむね減少するが、それと山止め壁の変形の形状との間には、比較的明瞭な対応関係があることがわかった。そして、側圧の減少量は壁の下端を中心とする回転角によって表わし得ることを明らかにできた。

## § 2. 地盤および根切りの概要

### 2.1 地盤概要

測定を実施した敷地は、図-1に示すように日比谷公園に面した“丸の内地下谷”を埋めた沖積層からなる軟弱地盤地帯に位置(千代田区内幸町2丁目)している。この

沖積層は、地質学的には有楽町層と呼ばれている。地下谷の谷底を形造っているのは、層厚約1.0mの洪積砂礫層(N値50以上の東京礫層)で、それ以下は下部東京層の砂層となっている。

敷地内2カ所(図-3)で実施した地盤調査の結果によると、本敷地の地盤性状は図-2に示すとおりであり、地盤構成はおおむね以下のようにになっている。

- GL-2.5m以浅
- ……N=2~5のシルトを主体とする埋土層
- GL-2.5~4.0m……N=2~4の砂質シルト層
- GL-4.0~8.5m……N=4~9のシルト質砂層
- GL-8.5~15.5m ……N=0~3の砂質シルト層
- GL-15.5~21.3m ……N=1~5の粘土層
- GL-21.3~22.5m ……N≥50の砂礫層 (東京礫層)
- GL-22.5m以深………N>50の砂層 (下部東京層)

なお、最終根切り深さはGL-14.4mで、N=0~3の砂質シルト層までであった。

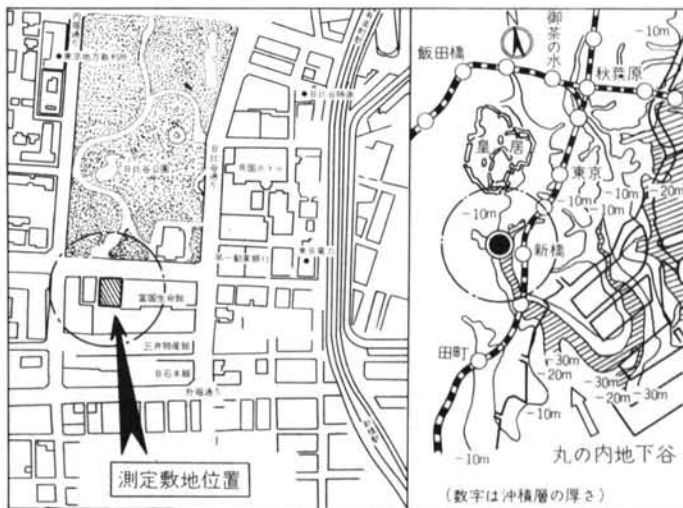


図-1 測定敷地位置<sup>5)</sup>

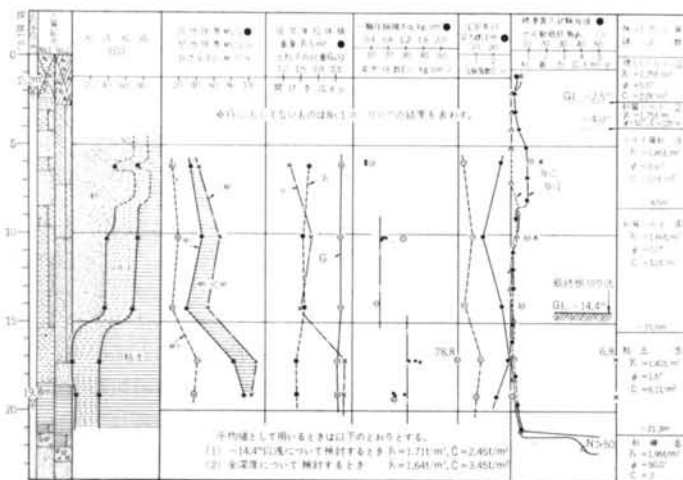


図-2 地盤調査結果

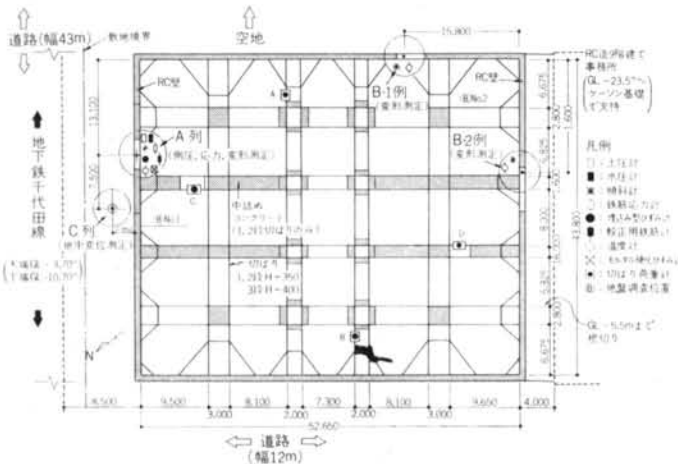


図-3 周囲状況と根切り平面および各測定位置

沖積層のコンシステンシー限界は、図-2に示すように全深さにわたって自然含水比が液性限界を10~25%上回っている。これからすれば、東京礫層に浅い地盤は鋭敏性が高く、根切りに対しては不安定な地盤であることが推測される。しかし、乱さない状態での力学的性質などから判断すれば普通の軟弱な沖積地盤といえる。

なお、工事前の自由地下水位はGL-2.2mであり、東京礫層の被圧水頭はGL-19.8mであった。

## 2.2 根切りの概要

敷地周囲の状況は図-3に示すとおりで、直交する2方は幅12mと43mの道路、1方は空地、残りの1方は山止壁から4.0m離れたところにRC造9階建ての建物がある。なお、図-3に示すように43m幅の道路下 (GL-3.7~10.7mの間) には、山止壁から約8.5m離

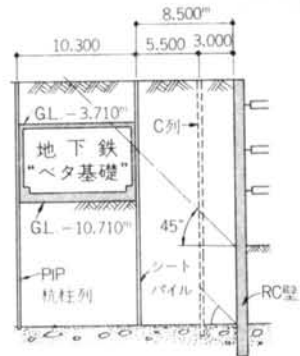


図-4 地下鉄側断面

れて地下鉄千代田線が通っている。この地下鉄は、GL-10.7mのシット質砂層に直接支持されているが、最終根切り底面に対して図-4に示すような位置にあり、山止壁への直接的影響はないものと考えられる。

根切りの規模は図-3、5に示すように平面が約44m×53m、深さがGL-14.4mであり、山止壁としては、SSS工法による鉄筋コンクリート地中壁 (RC壁) を用い、その壁厚は80cm、先端深さはGL-24.0mであった。

根切りは、切ばりを用いたオープン工法で4段階に分けて行なった。切ばりはH形鋼で、図-3に示すような直交型の配置で3段架設し、1~3段の切ばりにはそれぞれ60, 75, 100tのプレロードを架設時に

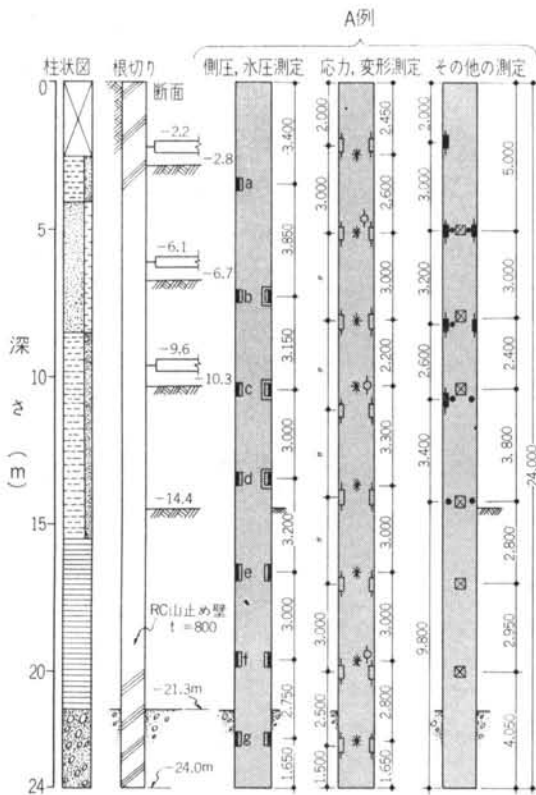
加えた。切ばりの架設は、各段とも根切りが終了した部分から順次行ない、プレロードは全面の根切りが終了後2~7日以内に加えた。

なお、4次根切り (最終根切り) 時には、根切り終了部分から順次厚さ30cmの捨コンクリートを打設した。

また、各段の根切り期間はそれぞれ2, 3週間でこれに切ばり架設を含めた全根切り期間は3ヵ月であった。

## § 3. 測定内容・方法・位置

本工事における測定は、図-3に示すA列、B-1列、B-2列の3ヵ所の壁に作用する側圧、応力、変形測定 (B-1列、B-2列は変形測定のみ) と、C列の地中変位および切ばり荷重の測定が主要なものであった。この他に、気温の測定や使用後の土圧・水圧計の液圧による



(注) B-1列、B-2列、C列の傾斜計もA列とは同じ深さに設置した

- 凡例
- : 土圧計 (SPS-200, 差動トランス型)
  - : 水圧計 (P-2-5, 差動トランス型)
  - ✱ : 傾斜計 (INA-300, 差動トランス型)
  - ◇ : 鉄筋応力計 (SD-25, 差動トランス型)
  - : 埋込み型ひずみ計 (BS-25A, ファイバーストレインゲージ型)
  - : 校正用鉄筋計 (ファイバーストレインゲージ型)
  - ⊗ : モルタル硬化ひずみ計 (KM-100, ファイバーストレインゲージ型)
  - : 温度計 (TH, 白金測温抵抗体)
  - : 土圧計、水圧計取外し用ケース

図-5 根切り断面および各計器設置位置

再校正試験などを実施した。

本報ではこれらの測定のうちで、山止め壁への側圧とこれによる山止め壁の変形が測定されているA列での測定結果を主体に検討を行なう。

A列における深さ方向の各計器設置位置は図-5に示すとおりで、これらの計器は主なもの全て差動トランス型のものである。

土圧計と水圧計は、いわゆる“ジャッキ法”によって

溝壁へ密着させたが、この場合これらを溝壁面へ押し付け過ぎることのないよう、ジャッキアップの圧力もち論、コンクリートの打設速度などについても十分な注意を払った。

ところで、一般に山止め壁の変形や応力などは、平面上でみた場合、山止め壁の交差部(端部)より中央部が大きくなると考えられるが、本測定の場合施工上の制約から、各列の位置はいずれもやや端部寄りとなった。

したがって、本報で主に検討するA列の結果は、前述のような測定位置の影響を受けている可能性があるが、A列は最終根切り深さとほぼ同じ程度端部から離れていること、A列の場合より端部からの離れが大きいB-1列の変形とA列のそれとはほとんど差がみられないことなどから、A列の場合でも端部からの位置による影響は無視し得るものと考えられる。B-2列の部分は、背面をGL-5.5mまで根切りしていたためA列との比較はできない。

なお、前述の土圧計と水圧計に関する使用後の液圧による再校正試験は、根切り後取りはずしが可能なように設置した図-5に示す3カ所の計器を山止め壁から取りはずして実施した。この試験によると、製造時の値に対する差は1%以下で、ほとんど校正値に変化は認められなかった。

#### § 4. 側圧と変形の測定結果およびこれらの関係に関する検討

以下に述べる各根切り段階における側圧および変形の測定値は、全てA列における値で、原則としては次段階の根切り開始直前の値とし、具体的にはA列の前面および近傍の根切り終了後2~7日経過し、ほぼ安定した時点での値である。

なお、側圧とは前項で述べた土圧計によって測定された圧力値であり、特記がない場合には山止め壁背面側の値をいう。変形とは、前項に示した各深さにおける傾斜計の測定値を基に、計算により求めた値である。

本項においては、側圧と変形の深さ方向の分布や、根切りの進行とこれらの変化について述べることにとも、変形と側圧の変化との関係について検討する。

##### 4.1 根切りに伴う側圧と水圧および有効土圧の変化

###### 4.1.1 側圧

側圧の分布は、図-6に示すように全根切り期間を通じ深さに対してほぼ一様に増大する、いわゆる“3角形”

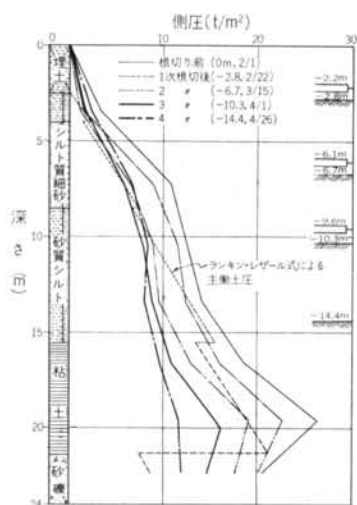


図-6 主動側の側圧分布

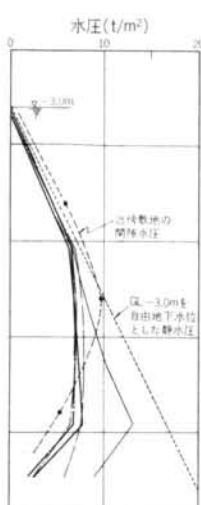


図-7 主動側の水圧分布

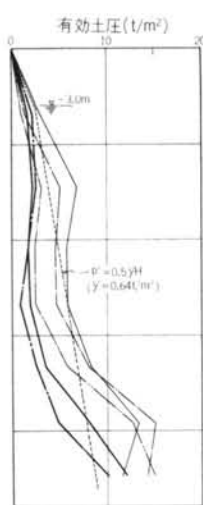


図-8 主動側の有効土圧分布

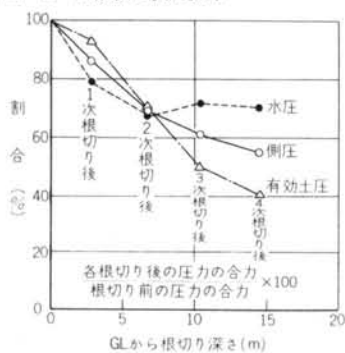


図-9 根切り前後の圧力の比

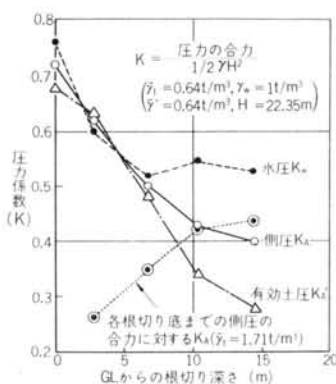


図-10 根切り深さと合力としての圧力係数の関係

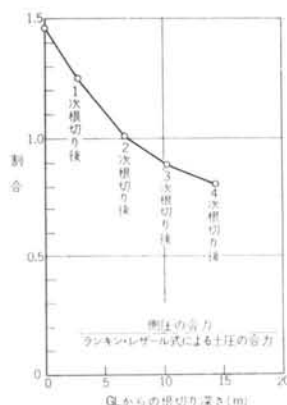


図-11 側圧とランキン・レザール式による土圧との比

に近い分布を示しながら、根切りの進行に伴って減少している。

この減少の状況を少し詳細にみると、1次、2次根切りでは全深度にわたって減少が認められ、根切り前の分布形状とほぼ同じ形であるが、3次根切り以後はGL-12.0m以深のみが減少している。したがって、その分布形状は根切り前のそれとは異なり、徐々に“放物線形”に近づいている。

一方、3次根切り以後のGL-12.0m以浅についてみると、2次根切りまで減少していた側圧が、わずかではあるが逆に増加している。この現象は3段目の切ばりを設置した後に発生している。

以上、各根切り段階における側圧分布の変化について述べたが、次にこれらの側圧分布を基に側圧変化の量的傾向を把握するためにそれぞれの合力を求め、根切り深

さとの関係について検討する。図-9によると、各根切り段階の側圧の合力は根切り深さにほぼ比例して減少しているが、根切り深さGL-6.0m以深(2次根切り以降)においては減少傾向が若干鈍化している。最終根切り深さ(GL-14.4m)においては、根切り前に対して55%になっている。なお、同図には参考までに後述する水圧と有効土圧についても、それぞれの合力の減少傾向を示してある。

また、各根切り段階について、側圧分布を3角形分布とみなして求めた側圧係数 $K_A$ の変化(減少)を図-10に示した。この図によると $K_A$ も根切り深さに比例的に減少し、最終根切り深さでは根切り前の $K_A=0.72$ から $K_A=0.40$ まで減少している。この場合には根切り深さGL-10m以深で $K_A$ の減少に鈍化がみられる。なお、同図には水圧と有効土圧についても、側圧係数と同様に

して求めたそれぞれの圧力係数の変化を示してある。

これらの側圧の大きさの変化を、ランキン・レザール式による主動土圧（以下“土圧”とは特に有効土圧と断わらない限り側圧と同じ意味に用いる）と比較すると、図-11のようになり、根切り前では同式の値の約1.5倍で、2次根切り時にはほぼ同じ大きさになり、最終根切り時には0.8倍に減少している。

一方、各根切り底面までの側圧の合力について求めた側圧係数の根切り深さに対する変化は図-9に示したように、前述の全深さに対する側圧係数の減少傾向とは逆に、 $K_A=0.26 \rightarrow 0.44$ と増加している。

#### 4.1.2 水圧

水圧の深さ方向の分布は、図-7に示すように全根切り期間を通じて放物線形をなしている。すなわち、GL-10.0mまでは自由地下水位GL-3.0mによる静水圧にほぼ等しく、根切り期間中ほとんど変化は認められない。これに対してGL-10.0m以深においては根切りの前の状態ですでに前述の静水圧を大きく下回り、1次根切りにおいてさらに大幅な低下を生じている。しかし、それ以降においてはほとんど変化が認められない。

GL-10.0m以深の水圧が、根切り前の状態から静水圧分布以下になっているのは、GL-21.3m以深の砂礫層の地下水位がこの工事の根切りが実施される数年前まで不圧状態にあり、このためにこの礫層以浅の沖積層部分において間隙水圧の低下が生じていたことによる。

この敷地の極く近傍で行なわれた沖積層部分の間隙水圧の測定結果（本工事の根切り開始1年4ヵ月前）を図-7に示してあるが、この結果と1次根切り以降の水圧分布は比較的良好一致している。これに対して、根切り前の分布は大きく異なっている。

このような相違があること、水圧が1次根切り時のみ大幅に減少したこと、および根切り前における砂礫層部分の水圧が工事前に観測された同層の被圧水頭に比べて大きいことなどから判断すると、よくいわれるように、壁面とそれに接する土との間に安定液として使用したベントナイト泥水やそのゲル化物があって、それを介して水圧を測定しているためではないかと考えることができる。しかし、GL-10m以浅についてはそのような傾向がないことを考えると、必ずしも水圧測定上の問題であると明確にいうこともできない。この点については今後の検討に待ちたい。

#### 4.1.3 有効土圧

ここでいう有効土圧とは、前述の側圧と水圧の測定結果を基に、側圧から水圧を差し引いた値である。これの深さ方向の分布は図-8に示すようにおおむね3角形に

近い形をしており、根切りの進行とともに大幅に分布形を変えることもなく、全深さにわたって減少している。

減少の大きさは1次根切り以降水圧がほとんど変化しなかったことから、側圧の減少に非常によく似ている。すなわち、側圧の減少はほとんどが有効土圧の減少によるものであるといえる。

#### 4.2 山止め壁の変形

根切りに伴う山止め壁の深さ方向の変形は、図-12に示すとおりである。1次根切りは深さがGL-2.8mで壁の全深さの1割強であるが、山止め壁の変形はその下端にまで及び、下端を中心として壁全体が根切り側へ倒れるような変形をしている。2次根切り以降はGL-12.0m近傍の変形が最大となるような、いわゆる“弓形”の変形となり、根切りが進行するにつれて次第にこの形状が顕著になっている。特に3、4次根切りにおいてこの傾向が著しい。変形（変位）が最大となる深さは、根切りの進行につれてわずかながら深くなる傾向がみられ、変形の最大値は32mmで、4次根切り時に生じている。

なお、壁上端部では、3次根切り以降2次根切りまでに生じた変形が、わずかではあるが減少している。

#### 4.3 側圧と山止め壁の変形との関係

本項では、前述した側圧と山止め壁の変形とを基に、側圧の分布および大きさの変化を山止め壁の変形との関係について検討する。

##### 4.3.1 側圧の分布と変形の形状との関係

側圧分布の形状と、山止め壁の深さ方向の変形の形状（以下これを“変形分布”という）の間には、おおむね以下のような関係が認められる。

①壁がその下端を中心として、全体が倒れるように回転する変形分布をしているとき（1、2次根切り時）には、壁の全深さにわたって深い部分の側圧ほど大きく減少している。このため、根切り前の側圧分布が3角形の分布であったことから、側

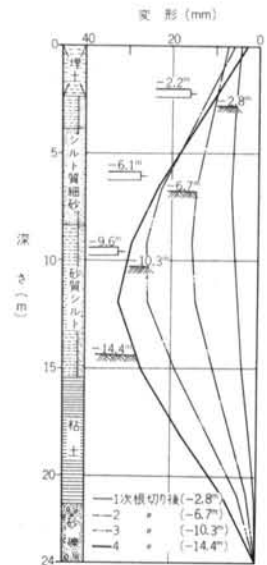
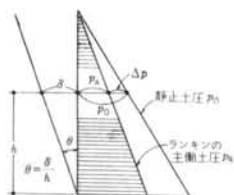


図-12 壁の変形



図一13 ランキンの主働土圧とそれが生ずるための壁の変形条件

圧分布の形状は変らずに三角形の分布となっている。

②変形分布が、弓形となって増加しているとき(3, 4次根切り時)には、変形が最大となるGL-12.0mを境にしてそれ以浅では側圧

はほとんど減少しないか、わずかながら増加傾向にあるが、GL-12.0m以深では深いところの側圧ほど大きく減少している。このため、側圧分布の形状は放物線形の分布へ近づいている。

前述の①については、山止め壁がその下端を中心として根切り側へ一様に回転している状態なので、側圧はランキンの主働土圧と同じ形状で(図一13参照)、いわゆる“3角形”分布の形状になっていると考えられる(本地盤は粘着力を有するが、側圧分布の性状などから以下便宜的に同土圧で検討する)。

すなわち、側圧は根切り前の静止土圧状態から、山止め壁が一様に回転しているとみなし得る2次根切り時まで、3角形分布の形状を保持しつつ減少している。

一方、②については山止め壁の変形分布が顕著な弓形になっているため、背面地盤におけるアーチング作用や土の水平方向のせん断力などによる側圧分布の再配分が発生しているとも考えられる<sup>3)</sup>。すなわち、GL-12.0m以浅での側圧の増加とそれ以深での側圧の減少が対応している。しかし、GL-12.0m以浅での側圧の増加はわずかであり、必ずしも再配分とはいえない。このことから、GL-12.0m以深のみについてみると、①と同じ変形分布の状態がさらに進行しているために、土のせん断力による下方地盤への水平力の伝達が行なわれ、した

がって、側圧はGL-12.0m以深の全域にわたって①の場合と同じように、深くなる程大きく減少していると考えられる。

#### 4.3.2 側圧の大きさの変化と変形の関係

側圧分布の変化については、ランキンの主働土圧とその変形条件から説明できる部分が多く、ここで壁の変形や回転角に注目して側圧の大きさの変化をみると、以下のようになる。

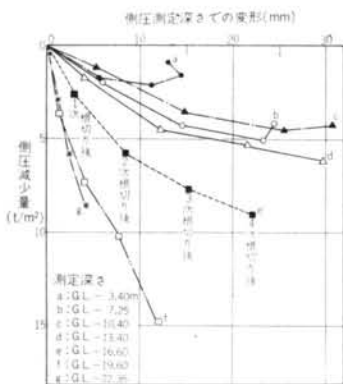
山止め壁の側圧測定深さにおける変形と側圧の変化との関係は図一14のようになり、各深さにおける側圧は変形の増大に伴って減少しているが、その減少量は各深さによって相当に異なっている。

次に、各深さにおける変形を壁の下端からその深さまでの距離で除した一種の回転角  $\theta$  と、側圧の変化との関係は図一15のようになる<sup>3)</sup>。

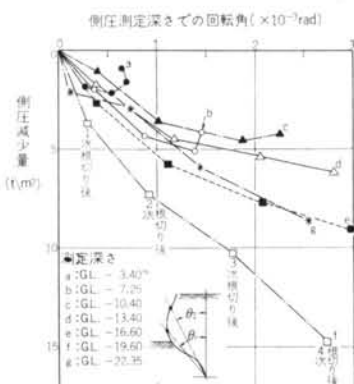
この図によると、図一14と同様に回転角の増大に伴って各深さでの側圧はほぼ同じように減少し、さらに詳しくみると、 $\theta \geq 1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  では側圧の減少量が鈍化している。この理由としては、変形の形状が次第に弓形へと移っていったことが考えられるが、今後なお、検討を要する問題である。

また、各深さにおける側圧の減少率  $\Delta p/p_0$  ( $p_0$ : 根切り前の側圧,  $\Delta p$ : 根切り前の側圧からの減少量) と前述の  $\theta$  との関係は図一16のようになる<sup>3)</sup>。これによると、側圧の減少率は根切り前の側圧が小さくて変化率を求める上で精度上の問題があるGL-3.4mの深さである“a”を除いて極めて強い相関があり、以下のことがいえる。

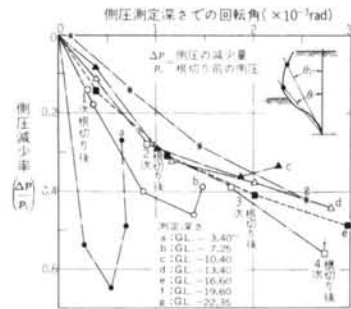
- (1)側圧の減少率は各深さとも回転角  $\theta$  の増加にほぼ比例して増大しているが、 $\theta = 1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  を境にして側圧の減少率に変化が認められ、 $\theta \geq 1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  では減少率の増え方が  $\theta < 1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  に対して約半に鈍化している。



図一14 壁の変形と側圧減少量の関係



図一15 壁の回転角と側圧減少量の関係



図一16 壁の回転角と側圧減少率の関係

(2)すなわち、 $\theta < 1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  では側圧の減少率は  $0.3/10^{-3} \text{rad}$  で、 $\theta > 1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  では  $0.1/10^{-3} \text{rad}$  となっていて、 $\theta \leq 3.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  では平均的にみて側圧は  $1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  当り 2 割程度減少している。

(3)一方、回転角の増加が鈍った場合には、側圧は減少傾向から逆に増加へと転じている。

(4)以上の傾向は、粘性土部分と砂質土部分とで特に差異は認められない。

以上の結果は、側圧の大きさの変化を壁下端を中心とした回転角によって表わし得ることを示しており、逆に山止め壁の変形をあらかじめ決めることによって、側圧の変化を推定することができる。これらの結果は、他の実測例についても今後注目されるべき現象である。

## § 5. 結論

以上、主として沖積粘性土からなる軟弱地盤での RC 壁切ばり工法による根切りにおける側圧と、山止め壁の変形の実測結果を基に、側圧の分布および大きさと山止め壁の変形との関係について検討してきたが、これらの検討から結論として以下のようなことがいえる。

(1)根切りの深さが比較的浅い 1, 2 次根切りにおいて山止め壁がその下端を中心にして全体的に根切り側へ回転するような変形を生じる場合には、壁の全深さにわたって側圧は減少する。減少の状況は深い部分ほど大きいので、側圧分布の形状はいわゆる“3 角形分布”のままであり、ランキンの主働土圧と変形条件との関係がそのまま当てはまる状態である。

(2)これに対して、根切りが進行して上方に切ばりが架設され壁の変形が拘束されると、壁の変形の形状は中間の深さで変形が最大となる弓形となり、このような変形の場合には、最大の変形が生じている点より深い部分でしか側圧の減少が認められなくなる。

すなわち、壁の下端を中心にして根切り側へ回転するような変形をしている部分でしか側圧は減少せず、最大の変形が生じている点の近傍では側圧の変化はほとんどなく、この点以浅ではそれまで減少していた側圧に増加がみられた。

(3)これらの山止め壁の変形の形状と側圧分布の変化との関係は、山止め設計時に側圧分布の仮定を行なう場

合、十分考慮する必要がある。特に、根切りの進行に伴って側圧の低減を行なう場合にはこの点への注意が必要である。

(4)側圧の減少は山止め壁の変形の形状と密接な関係があり、特に壁の下端を中心とした根切り側への壁の回転と関係が深い。

(5)すなわち、壁の各深さにおける変形量をその深さから壁下端までの距離で除した回転角と側圧の減少量とは相関性が強く、本例では  $1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  の回転角の増加に対して、平均的には側圧が約 2 割減少した。

(6)したがって、今後(5)の関係が他の実測結果についても検討されるならば、山止め壁の変形を設計時にあらかじめ決めることによって、側圧の変化を定量的に推定することができると考えられる。

以上、1 測定例を基にした検討結果のため、量的なものについては断定できないが、定性的な傾向については同様な条件の根切りについての一般的な性状を示していると考えられる。

## § 6. おわりに

以上から、側圧は根切りの進行に伴いおおむね減少するが、それと山止め壁の変形の形状との間には、比較的明瞭な対応関係があることがわかった。

そして、側圧の減少量は壁の下端を中心とする回転角によって表わし得ることを明らかにできた。

しかし、本報では考慮しなかったが、このような側圧の測定結果には、土圧計のアーチングによる誤差や、ベントナイト泥水およびそのゲル化物を介して測定していることによる誤差などが含まれている可能性があり、今後その可能性の有無も含めて、影響を検討していかなくてはならないと考えられる。

それとともに、更に多くの測定結果を集積、検討することにより、変形を考慮した側圧の決定も不可能ではなくなると考えられる。そのためにも、今後の側圧の測定には、変形の測定も併わせて行なうことが不可欠であろう。

最後に、本測定について協力いただいた日本プレセセンタービル新築工事作業所（清水建設・竹中工務店共同企業体）の関係各位に深謝の意を表する。

## ＜参考文献＞

- 1) チェボタリオフ、石井靖丸訳：“土質工学（上巻）” 技報堂 1964

- 2) 原田千三訳編：“土圧計算新法” 産業図書 1965
- 3) 黒柳・井上：“軟弱地盤におけるRC山上め壁の変位と土圧の測定例” 第9回土質工学研究発表会 1974.6
- 4) 金谷・高崎：“剛な山留壁の変形と土圧変化” 土と基礎 Vol.21, No.11 1973.11
- 5) 東京地盤調査研究会編：“東京地盤図” 技報堂 1959
- 6) 日本建築学会：“建築基礎構造設計規準・同解説” 丸善 1974.11