

根切り・山留めの設計

3. 根切り・山留めの設計—建築学会

かな 谷 祐 二*

3.1 はじめに

日本建築学会・建築基礎構造設計規準・同解説に7章根切り工事があり、この章で山留めの設計を扱っている。

この規準は、建築物の基礎構造の設計に対する規準であるにもかかわらず、どちらかという施工計画の範ちゅうに入る根切り工事を取り扱っている。このことについては、同規準の1960年版序（規準改訂について）の中で次のように述べられている。「根切り工事は建設工事に重要な意味をもってきたし、その技術も非常に進歩したので、改訂では特にこのための1章を設けることとした。」

また、現在の規準1974年版の7章では、「本規準に根切り工事を設けた主旨は、構造物の設計者が、その設計段階で本章に示された規準に基づき、施工の可能性を事前に検討し、これを設計に反映させるためのものである。根切りを伴う基礎ならびに地下構造物の設計に際し、設計者はその施工の可能性を確かめたくて設計しなければならない……」としている。

旧規準では、建設工事に重要であるからという理由で取り上げられた根切り工事が、現規準では設計者が検討すべき事項という形で見直されている。

このように根切り工事に対する考え方に変遷はあったが、いずれにしても20年前からこの規準では根切り工事に対して1章が設けられ、土圧分布、根切り底面の安定、仮設山留め材の許容応力度等の問題が取り扱われているのである。

3.2 適用範囲

規準の1条・適用の範囲では、

1. この規準は、建築物または工作物の基礎、地下壁山留めなどの構造設計に適用する。
2. 特別の調査、研究などに基づいて設計する場合は、この規準を適用しなくてもよい。

としている。

そして、解説では、この規準は、日本建築学会構造標準委員会が独自の見解に基づいて、一つの推奨規準として取りまとめたもので、当然のことながら、法的な規制力を有するものではなく、建築規準法・同施行令および関連告示

* (株)大林組技術研究所 土質研究室室長

などによる諸規定に優先し、あるいはこれらを補足しようとする意図を有するものではないことを力説している。したがって、規準ではありながら、明確な数値や規定を示さず、資料を示すにとどめ、設計者の判断にゆだねるといった部分も多い。特に、7章根切り工事の主要部分である側圧分布・山留め各部の応力解析などにおいてその感が強い。

山留めにかかる土圧は、山留め壁の変形に伴って再分布するので、理論土圧とはその全土圧量においては大差ないが、土圧分布はかなり異なったものとなる。そのため、山留めの設計に際して採用すべき土圧や水圧などによる側圧は測定結果に基づいており、その測定方法によって後述のように2種に分けられている。いずれの場合も土圧（または有効土圧）および水圧（または間隙水圧）を含めて側圧としており、地下水に関して、何か特殊な条件があって特に大きな水圧が予想されるといった場合を除き、一般的な状態での水圧を含んだ土圧と水圧との合計値として山留めに加わる水平方向の荷重を側圧と称している。また、根切り工事場周囲の載荷重による地中応力の水平成分や、切ばりの温度応力による土圧の増分なども特に大きなものでない限りこれを含むものとする。つまり、一般的な条件のもとで、山留め壁の背面に作用する圧力は側圧で代表し得るという見解をとっている。

側圧の測定方法の一つは、山留め壁背面に、深さ方向に一連の配置で取り付けられた土圧計および間隙水圧計によるものである。このような方法によって測定した結果に従った側圧の分布は実際の分布に近いものといえる。したがって、切ばり、腹起こしおよび山留め壁体の断面算定、各部の応力、変形の推定に用いることができるが、その解析は実状に即した方法によらなければならない。

もう一つの側圧の求め方は切ばり反力の実測値から間接的に計算するものである。

側圧の値から、これを求めたときと逆の手順で計算すれば切ばり反力と腹起こしの応力を簡単に推定できるので便利であるが、山留め壁の設計に用いるのは必ずしも適当ではない。この側圧は多分に経験的に決められたものであり、測定資料が得られた工事の規模から判断して、深い根切りで、剛性が高く、水密性のよい山留め壁による工事には原則的に適用できない。

講座

現在では深さ20m程度の根切り工事は普通であるが、規準作成時の読案を調べてみると、この側圧が適用できる限界として、せいぜい深さ15mまでで、形鋼を用いた親杭横矢板もしくはシートパイルによる山留め壁で、切ばり・腹起し材は木製あるいは鋼製のものといった記述がみられる。

3.3 設計土圧

3.3.1 概要

1960年版においては、山留めにかかる土圧として、砂質地盤に対してはテルツァーギ・ペック (Terzaghi・Peck) の提唱する土圧分布を採用し、更に計算の便のため締まった砂、中くらいの砂、緩い砂に区分し、最大土圧強度を締まった砂では $0.2\gamma H$ 、中くらいおよび緩い砂では $0.25\gamma H$ としている (γ : 土の単位体積重量, H : 根切り掘削深さ) (図-3.1 参照)。また、粘土地盤に対しては、堅い粘土、中くらいの粘土、軟らかい粘土に区分し、チェボタリオフ (Tschebotariouff) の圧密平衡状態を考えた三角形分布を採用している (図-3.2 参照)。

これらは、水圧を含む場合も含まない場合もただ漠然と土圧と呼んでいたのであるが、1974年版では山留めに作用する水平荷重を水圧も含めて側圧と称することにした。

1965年ころから鉄筋コンクリート地中壁を山留め壁として用いる根切り工事が増大するとともに、土圧計、間隙水圧計を山留め壁に取り付けた実測調査が盛んに行われるようになった。

このような調査で、土圧計によって測定される圧力は土圧と水圧およびその他による圧力の合計値であり、間隙水

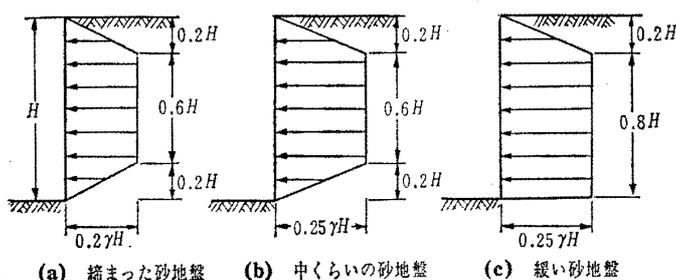


図-3.1 砂地盤土圧 (旧規準)

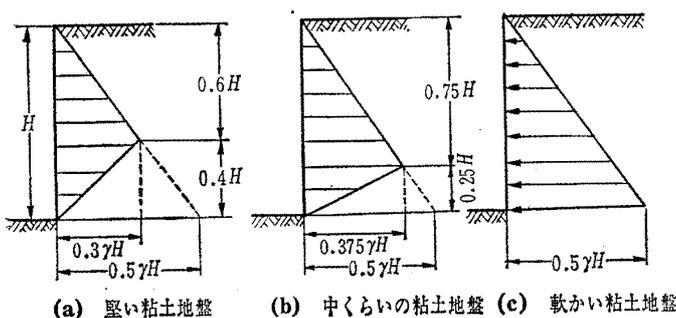


図-3.2 粘土地盤土圧 (旧規準)

表-3.1 掘削に伴う水圧の変化状況

	砂質地盤	複合地盤	粘土地盤
水の供給がよい地域	掘削に伴う水位の低下および水圧係数の低下はほとんどない。	各透水層がそれぞれ水頭を持つような水圧を示す場合と、幾つかの地層が共通の水頭を持つような水圧を示すことがある。	水位の低下はないが水圧係数が低下する。
水の供給が悪い地域	水圧係数は変化しないで水位が低下する。	個々の透水層中での水圧は静水圧を示すが粘性土中では負の水圧係数、すなわち深さとともに水圧が減少するものが現れる。全体としてみた水圧係数は低下する。	水位、水圧係数ともに低下する。

圧計によって測定された値をこれから差し引いたものが有効土圧あるいは単に土圧と呼ばれるものである。

土圧計によって測定される値は、基本的には次式で表される。

$$p_{z1} = K_s \bar{\gamma}_{ave} Z_1 + K_w \gamma_w \cdot Z_2$$

記号

p_{z1} : 深さ Z_1 における側圧 (tf/m^2)

K_s : 有効土圧についての土圧係数

$\bar{\gamma}_{ave}$: 土の平均有効単位体積重量 (tf/m^3)

Z_1 : 地表面からの深さ (m)

K_w : 水圧係数

γ_w : 水の単位体積重量 (tf/m^3)

Z_2 : 地下水面から Z_1 までの深さ (m)

土圧計の値は工事の進行に伴って変化するが、その変化は水圧の変化によって左右されるといってもよいほど、その影響が大きい。

水圧の変化は地盤の条件、工事の方法などが支配的な要素としてあげられ、それぞれの工事で異なるものであるが、地盤条件と掘削に伴う水圧変化の状況を定性的に示すと表-3.1 のようになる。

一般に水圧が減少すれば、有効土圧係数が増大する傾向をみせる。このような現象についての数値的検討 (例えば K_w の減少と K_s の増加の関係など) は、個々の測定結果

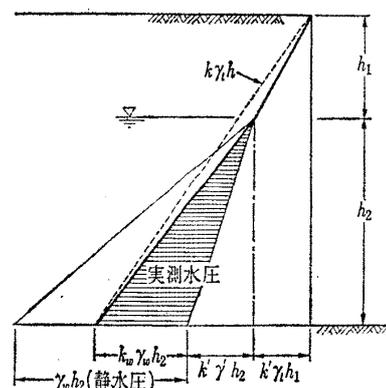
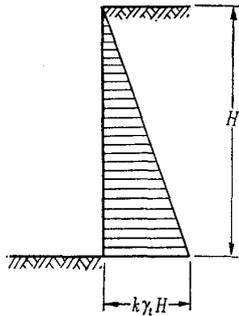


図-3.3 側圧の概念



地盤	側圧係数
砂地盤 地下水位の浅い場合	0.3~0.7
砂地盤 地下水位の深い場合	0.2~0.4
粘土地盤 軟かい粘土	0.5~0.8
粘土地盤 硬い粘土	0.2~0.5

K: 側圧係数
 γ : 土の湿潤単位体積重量 (tf/m³)
 H: 根切り深さ (m)

図-3.4 山留め壁での測定に基づく側圧

についてはある程度可能であっても数箇所の調査結果について共通の値を抽出し、根切り工事中に予測される水圧と有効土圧の変動を一般的な形で定量的に示し得るには至っていない。

このような実情から図-3.3に示すように、土圧計によ

る実測値を太線で示し、水圧計による測定値をハッチした部分とすると破線で示すような圧力分布をとり、これを側圧として示すのが現状としては妥当であるとしたものである。

3.3.2 側圧分布

3.3.2.1 山留め壁での測定に基づく側圧

a. 分布形

規準の49条1項の本文に示される側圧（山留め壁での測定に基づく側圧）を図-3.4に示した。

これは深さに比例した三角形分布である。すなわち側圧は、

$$p_z = K \cdot \gamma_t \cdot Z$$

記号

p_z : 深さZにおける側圧 (tf/m²)

K: 側圧係数

γ_t : 土の湿潤単位体積重量 (tf/m³)

Z: 深さ (m)

で表される。

このような側圧分布は軟弱な粘土質地盤あるいは地下水位の浅い砂質地盤において顕著であり、硬質地盤では土圧が小さいこともあって、やや異なった傾向を示すこともある。

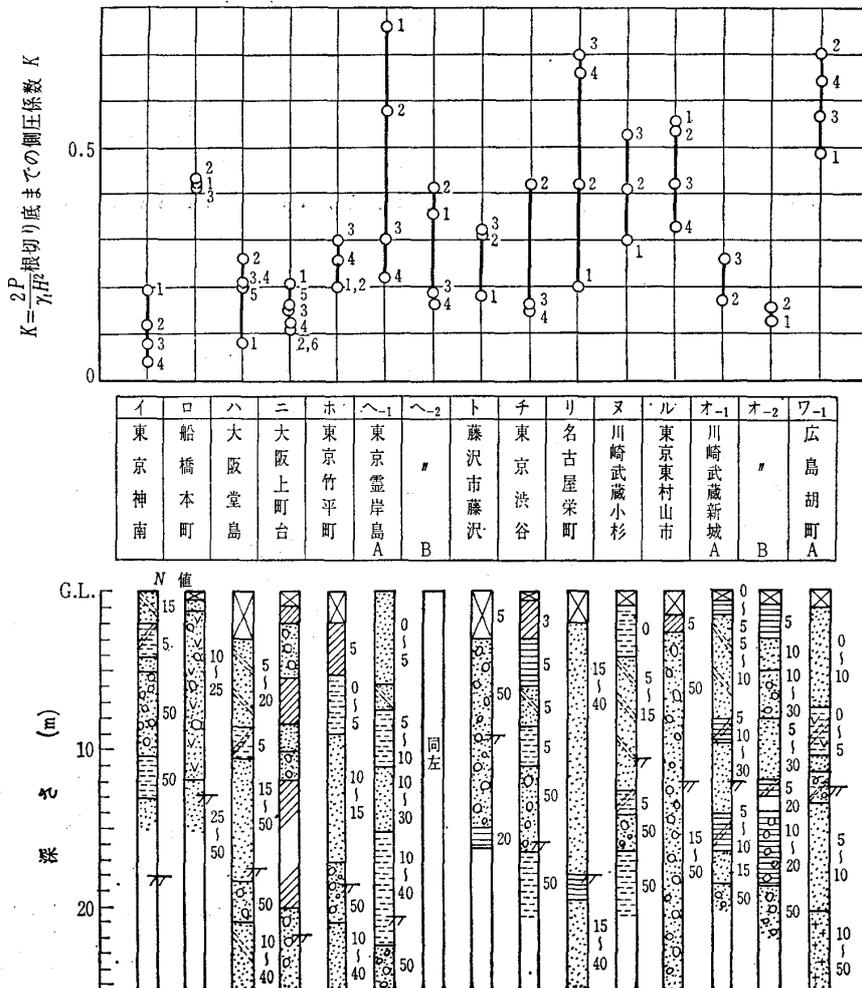


図-3.5 砂質地盤の側圧係数

講 座

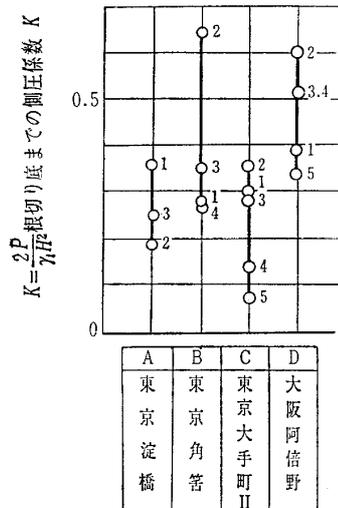


図-3.6 複合地盤の側圧係数

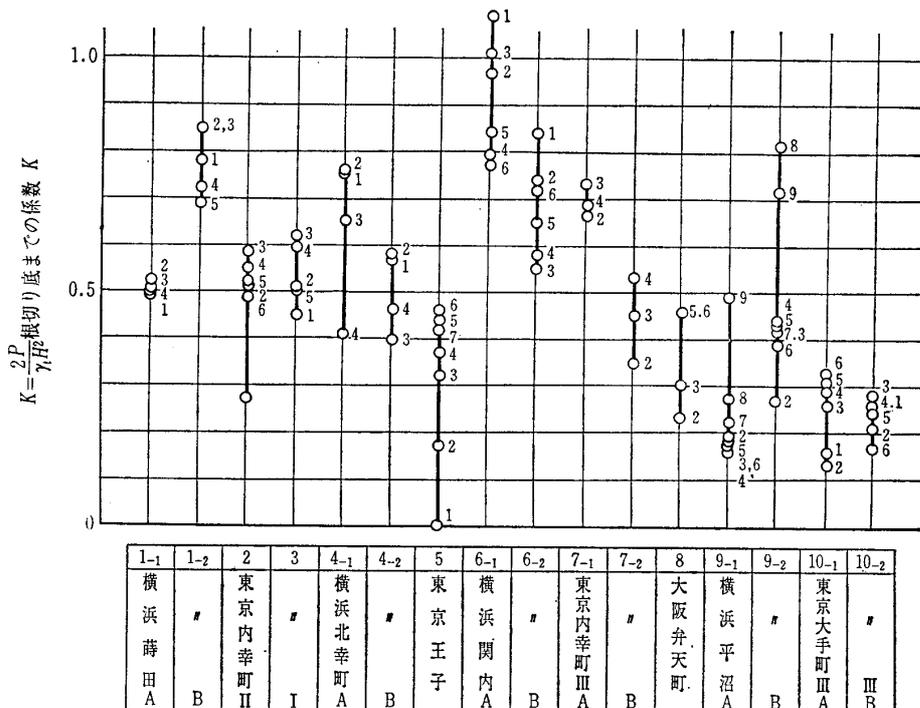
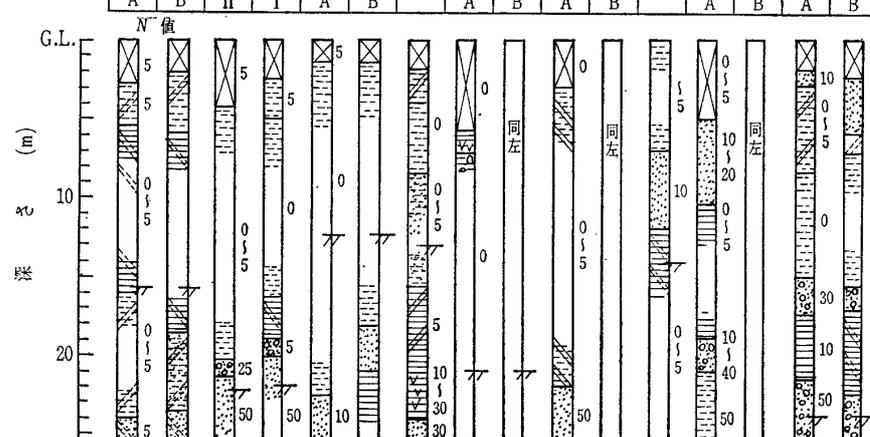
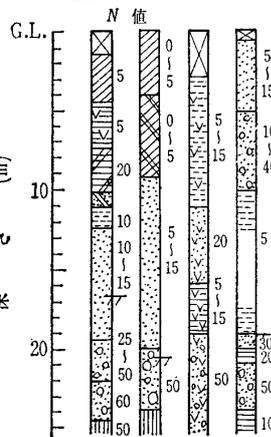


図-3.7 粘土質地盤の側圧係数



b. 側圧係数Kの変化

土圧計を設置したのち、ある期間（1週間程度）を経ると側圧は一定の値に落ちつく。このときの側圧係数は地盤の種類にかかわらず0.8程度であって、地下壁にかかる静止土圧の計算値にほぼ一致する。

工事の進行に伴って側圧は変化する。この状況を砂質地盤、砂層と粘土層の複合地盤および粘土質地盤に分類し、根切りの進行とそのときの掘削深さまでの側圧係数の変化をまとめたものが図-3.5~3.7である。図中の数字は根切りの段階を示すものである。

粘土質地盤の側圧係数は根切り深さが自立高以内では極めて小さく、これを過ぎると増大し、根切りの進行に従って再び減少するのが一般的な傾向である。しかし、山留めの変形が大きな場合には $K=0.5$ まで一たん減少したのち更に側圧係数が増大することがある。

側圧は地盤条件や掘削深さだけでなく、山留め壁の根入れ深さや山留め全体の剛性も関係するので、これらの要素を考慮した数値として、各段階の掘削深さと最終掘削深さ

との比をとり、これを掘削係数とし、掘削係数と側圧係数との関係を示すと図-3.8のようになる。

c. 地盤の種別

49条1項の側圧係数は地盤種別に応じて示してある。これは一定の基準によって分類したものではなく、工学的判

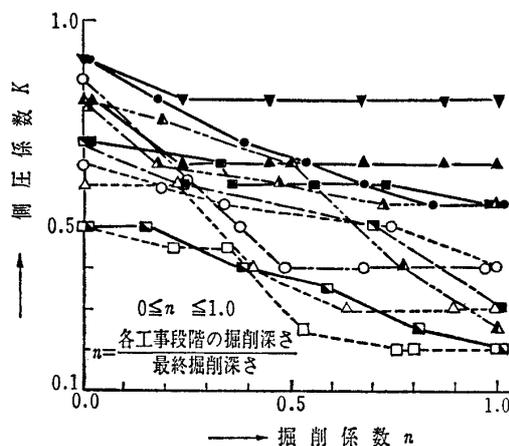


図-3.8 側圧係数と掘削係数

断によって土質柱状図から決められており、その内容は図—3.5~3.7の土質柱状図にみられるようなものである。

d. 側圧係数

山留め壁にかかる側圧は、地盤条件、工事の規模、山留めの種類とその架設、排水方法、工事段階などによって変化するものであって、各工事についてこれらの諸要素を勘案しつつ経験を加味して比較的妥当な側圧を採用することはできるが、すべての工事に共通して使用できるような側圧を細かく示すことは非常に困難で49条1項の側圧係数はかなり幅の広い値を示すものとなっている。この値は、工事現場の地盤・土質を大分類し、それぞれの側圧実測結果からほぼその最大最小値の幅を決めたものである。

e. 側圧係数の上下限値

図—3.4に示す49条1項の土圧にみられる側圧係数では特殊な例は除外してある。しかし例外として工事の進行とともに $K=1.0$ を示すような場合がある。このような特異な側圧を示すのは、①軟弱層が根切り底面以下深くまで続く地盤での深い掘削であること、②軟弱層が未圧密あるいは正規圧密程度の粘性土で変形の大きいものであること、③土の鋭敏比が大きく、施工時の変形や衝撃によって強度が低下しやすい、などの条件下にある場合である。

このような条件が整った根切り工事では特別な調査・検討が必要である。

一方、側圧係数の最小値は0.2としているが、これはこの程度の側圧をとったとしても山留め計画上何ら問題はなく、むしろ山留めを施す以上はある程度しっかりしたものとすべきであるという考えからこの値をとっている。

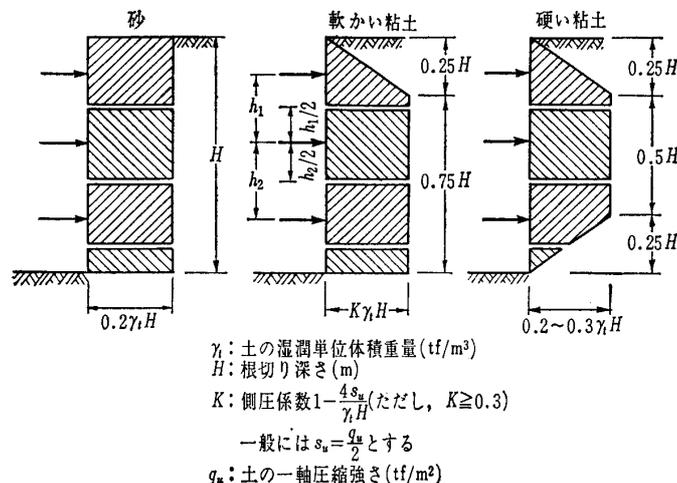
3.3.2.2 切ばり反力の測定に基づく側圧

a. 分布形

規準の49条2項の本文に示される側圧（切ばり反力の測定に基づく側圧）を 図—3.9 に示した。

これは、切ばり反力の実測値に基づいてテルツァーギ・ペックが提唱した側圧分布の改訂式に準拠したものである。

この式は、我が国の実測例もデータに含めて作られた



図—3.9 切ばり反力の測定に基づく側圧

ものであって、切ばり軸力の推定に関しては実情とよく合い、大部分が安全側にカバーされるといわれる。

b. テルツァーギ・ペック式に対する修正

49条2項の側圧分布はテルツァーギ・ペック式を我が国の多数の実測経験に基づき修正したものである。

まず砂については、原式での土圧強度 $0.65 K_A \cdot \gamma_t \cdot H$, $K_A = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$ において、 $\phi = 30^\circ$ 程度とみなし、 $0.2 \cdot \gamma_t \cdot H$ すなわち、 $K=0.2$ とした。

軟らかい~中くらいの粘土地盤について原式では主働土圧係数として、

$$K_A = 1 - (m \cdot 4 s_u / \gamma_t \cdot H)$$

が与えられているのに対して、側圧係数として、

$$K = 1 - (4 \cdot s_u / \gamma_t \cdot H)$$

を採用した。

記号

m : 土のせん断強度に対する補正係数で、一般の場合 $m=1$ とする。ただし、特別な場合 $m < 1$ の値をとる。

γ_t : 土の湿潤単位体積重量 (tf/m³)

H : 根切り深さ (m)

s_u : 土の非排水せん断強さ

これは、 $m < 1$ とするにしても具体的にどう定めるかということになるとかなり問題があり、 $m=1$ とした場合、我が国の実測例と比較してもよく合うからである。

硬い粘土質地盤についても実測例および旧規準式による検討から原式の $K=0.2 \sim 0.4$ を $K=0.2 \sim 0.3$ とした。

3.4 掘削底面の安定

旧規準においては、下部地盤の回込みについて、本文の中で検討式を示している。すなわち、旧規準式である。図—3.10において、

$$M_r \geq F_s M_a$$

$$M_r = x \int_0^\pi r(xd\theta) \quad \text{tf} \cdot \text{m/m}$$

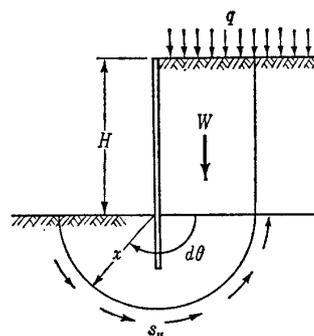
$$M_a = w \cdot \frac{x}{2} \quad \text{tf} \cdot \text{m/m}$$

$$W = (\gamma H + q)x \quad \text{tf/m}$$

記号

M_r : 抵抗モーメント (tf・m/m)

M_a : 回転モーメント (tf・m/m)



図—3.10 ヒービングの検討 (旧規準)

講 座

- F_s : 安全率 1.2以上の適当な値をとる。
- s : 根切り底より下部の地盤のせん断強度 (tf/m²)
- γ : 土の単位体積重量 (tf/m³)
- H : 根切り深さ (m)
- x : 矢板よりはかった任意の半径 (m)
- q : 地表面に働く等分布荷重 (tf/m²)

このほか、解説で、テルツァーギ・ペックの方法、チェボタリオフの方法、ベーラム・エイド (Bjerrum & Eide) の方法を紹介している。

また、地下水に対する対策として、ボーリングとパイピングの説明と注意が与えられている。

1974年版では、50条根切り底面の安定の本文は、「ヒービングおよびボーリングなどによる破壊のおそれのある地盤においては、それぞれについて安全性を検討しなければならない」とし、解説でヒービング現象およびボーリング現象について簡単な説明を加えている。

ヒービングについては、旧規準では検討式を本文に示していたのに対し、①テルツァーギ・ペック、②チェボタリオフ、③ベーラム&エイド、④旧規準式、⑤修正式、⑥フィン (W. D. Finn) などの検討方法が列記されている。これはいずれの計算方法においても、そこで仮定するすべり

面が実際のすべり面とは必ずしも一致するものではなく、単なる計算の手法であって、それぞれ提案する安全率も異なるので、なるべく多くの方法でヒービングに対する安全性を検討すべきであるという考えからである。

このうち、修正式とは、通常の切ばり架設の場合には、すべりの中心を最下段切ばりと山留め壁の交点とした方が実情に近いので旧規準式を修正したものである。

$$F = \frac{M_r}{M_a} = \frac{x' \int_0^{\frac{\pi}{2} + \alpha} s_u(x' d\theta)}{W \frac{x'}{2}} \quad (\alpha < \pi/2)$$

根切り底面下かなりの深さまで地層が一様と考えられる場合には上式は次のようになる。

$$F = \frac{M_r}{M_a} = \frac{x' \left(\frac{\pi}{2} + \alpha \right) x' s_u}{(\gamma_t \cdot H + q) x' \cdot \frac{x'}{2}} = \frac{(\pi + 2\alpha) s_u}{\gamma_t \cdot H + q}$$

記号

- F : 安全率
- M_r : 抵抗モーメント (tf・m/m)
- M_a : 回転モーメント (tf・m/m)
- s_u : 地盤のせん断強度 (tf/m²)

- γ_t : 土の単位体積重量 (tf/m³)
- H : 根切り深さ (m)
- x' : 矢板よりはかった任意の半径 (m)
- q : 地表面に働く等分布荷重 (tf/m²)

その他の検討方法については規準を参照されたい。

各検討式は、すべり面の形状や根切り底以深の地盤の支持力の考え方などまちまちで、一様に比較することは難しいが、根切り底面以深のかかなりの深さまで地盤が一様な粘土層であるとすれば、各式は表-3.2のようになる。

表-3.2 は各式をペックの提唱するヒービングに対する安定係数

表-3.2 ヒービング検討式の比較

式の種類	深さに対して土の非排水せん断強度 S_u を一定とした場合	ヒービングに対する限界安定数	
		$F=1.0$ $H/B, B/L \rightarrow 0$ $D > B$	F : 各式の提案値 $H/B: 0.5 \sim 2.0$ $D > B$: (通常の根切り)
テルツァーギ & ペックの式	$\frac{\gamma_t H}{S_u} = \frac{5.7}{F} + \frac{\sqrt{2}H}{B}$	5.7	4.5 ~ 6.63 ($F=1.5$)
チェボタリオフの式	$\frac{\gamma_t H}{S_u} = \frac{5.14}{F} + \frac{H}{B} \quad (L/B > 2)$	5.14	3.07 ~ 4.57 ($F=2.0$)
ベーラム & エイドの式	$\frac{\gamma_t H}{S_u} = \frac{N_c}{F}$	5.1	6.0 ~ 7.5 ($F=1.2$)
旧規準式	$\frac{\gamma_t H}{S_u} = \frac{6.28}{F}$	6.28	5.23 ($F=1.2$)
修正式	$\frac{\gamma_t H}{S_u} = \frac{1}{F} (\pi + 2\alpha)$	$\frac{4.28}{(\alpha = \frac{\pi}{5})}$	4.4 ~ 5.1 ($F=1.2$)
フィンの式	$\frac{\gamma_t H}{S_u} = 10$	10	10 ($F=1.0$)
ペックの式	$\frac{\gamma_t H}{S_u} = N_b$	5.14	6.5 ~ 7.5

表-3.3 表-3.2 の記号

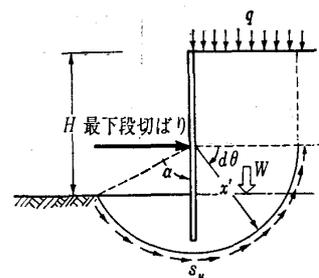
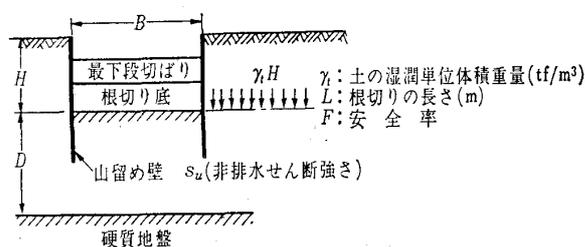


図-3.11 ヒービングの検討 (修正式)

$N_b = \gamma_i \cdot H / s_u$ について整理している。いま、根切り断面を二次元として取り扱くと、安全率が1.0となるときの各式におけるヒービングに対する限界安定数は表-3.2の第3欄のような値となり、その範囲は4.28~10である。また、安全率を各式の提案値として安定数 N_b を求めたのが第4欄である。ボーリングに関する検討は、限界動水勾配の説明と例題が示されている。

3.5 その他

3.5.1 根切り底面以下における側圧

山留め壁根入れ部分の釣合いに関する検討は、従来ランキン・レザール (Rankine・Resal) の式を用い、最下段切

ばりと山留め壁との交点を中心とする回転モーメントをとって行うものとされていたが、粘土質地盤の場合はせん断抵抗角が小さいため掘削が進んだ状態についての検討結果は、不安定となるのが普通であった。しかし実際の工事では何とか釣合いが保たれことなきを得ていたのが実情である。

図-3.12 および 図-3.13 は粘土質地盤での側圧測定例である。図に主動側とあるのは工事場外部、受働側とあるのは工事場内部である。掘削に伴う側圧の変化は主動側では徐々に減少するが、受働側ではそのときの掘削面下1~2mの範囲で急激に減少するのみで、それ以深の側圧は土かぶり圧の減少にもかかわらず根切り工事前のものと大差

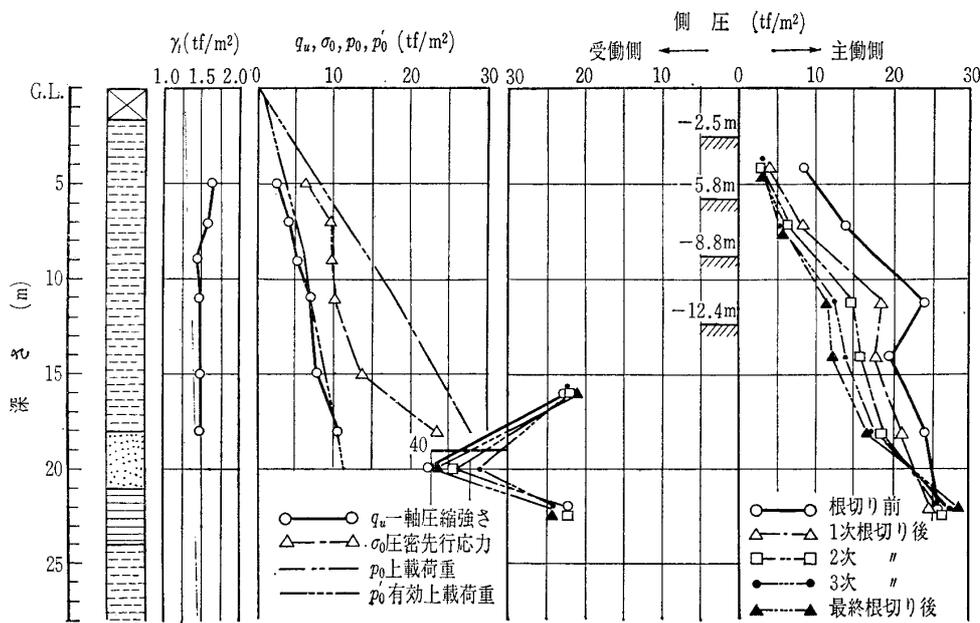


図-3.12 根入れ部の抵抗土圧(その1)

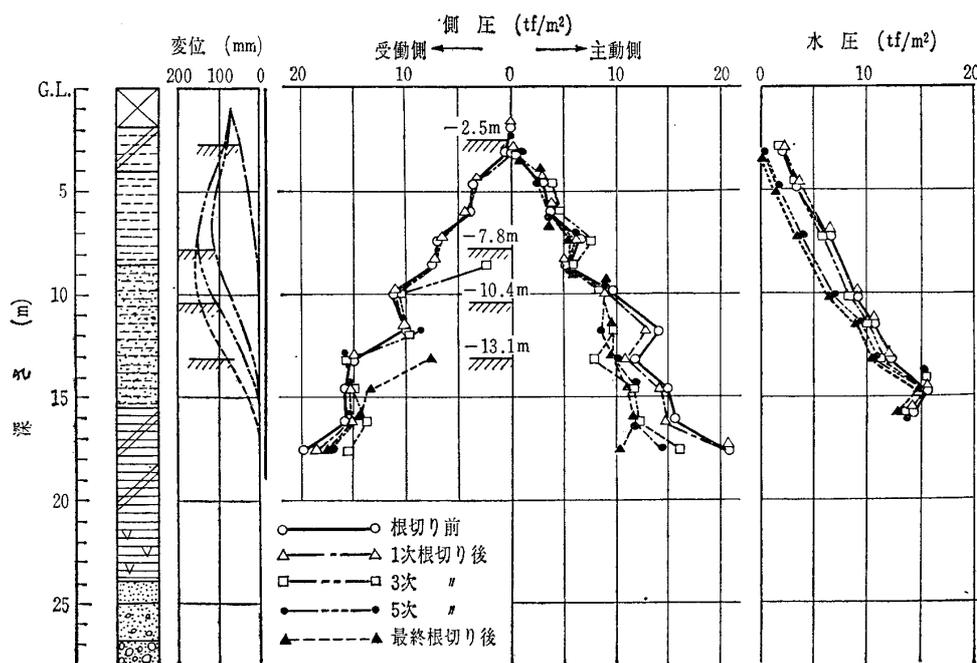
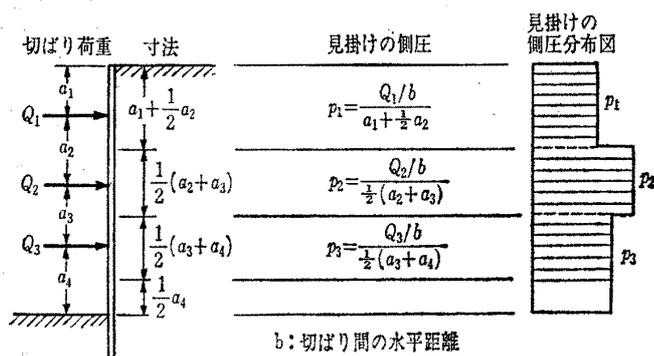


図-3.13 根入れ部の抵抗土圧(その2)

講 座



図—3.14 切ばり反力から側圧を求める方法

ない値を示している。また、砂地盤についての模型実験でもこれと同様の現象が確認されている。従来行われてきた根入れ部土圧の釣合いによるチェックは、安全側には違いないが実情と合わない点があるので、ヒービングに関して十分なチェックを行うことでこれにかえるものとした。ただし、1段切ばりの場合、あるいは軽微な2段切ばりの場合などでは従来どおりの検討が必要である。

3.5.2 山留め架構の応力算定

山留め壁での測定に基づく側圧を用いて設計を行う場合の構造計算法としては、弾性法、弾塑性法、塑性法、仮想支点法、下方分担法をあげ、かなり詳細に説明され例題も示されている。

切ばり反力の測定に基づく側圧による場合は、図—3.14に示した計算の手法を逆算することで求めることができる。すなわち、腹起こしへの荷重は上下段切ばり支点間の1/2の距離にある側圧の合計であり、最下段腹起こしについては根切り底面位置に仮想の支点を想定し、最上段腹起こしに対しては地表面までを考慮する。切ばりの軸力は相隣切ばりまでの距離の1/2までの腹起こしの荷重を負担するものとすればよい。

3.5.3 仮設材の許容応力度

旧規準では木材については長期許容応力度と短期許容応力度の平均値、ただし、せん断とめり込みに対しては短期許容応力度を採用してよい。また、鋼材およびコンクリートについては短期許容応力度を山留め仮設材の許容応力度として採用することになっていたが、1974年版ではいずれの材料に関しても、それぞれの構造材料に関する日本建築学会の各規準で定められている長期許容応力度と、短期許容応力度の平均値以下の値をとることとした。

これは仮設材のほとんどが再使用材として用いられるための断面性能の低下と、一般に用いられるH形鋼のようなワイドフランジの形鋼では局部座屈による降伏応力低下の現象がみられ、引張り応力度を目標に設定された短期許容応力度をそのまま採用するには問題があるためである。

3.5.4 計測管理

7章根切り工事の総則の解説は次のような文章で終わっ

ている。「根切り山留めについては、理論的に割り切れない問題も多いので、施工に際しては切ばり軸力や側圧の測定を行うとともに、山留め各部の変形、周囲の構造物や埋設管などの沈下その他の状態をよく観察調査し、事故の兆候を事前に発見し、臨機に補強などの処置を施すことができるようにしておくことも必要である。」

このような主旨の文章は7章の解説の中で何度も述べられ、測定管理の重要性を強調している。ただし、どのような計器をどのような間隔で何点設置するといった仕様書的な記述はない。

3.6 おわりに

建築基礎構造設計規準7章根切り工事の概要を紹介した。

この規準が改訂されて既に6年を経過しているのであるが、この章をまとめた当時に今後の問題として残された点は、現時点においてもほとんど解決されていないように思われる。

まず、側圧分布についてであるが、たしか70パネル程度の測定例が集まり、当初は有効土圧係数、水圧係数といった係数を考えとりまとめようとしたが、結局すべての水平力を包含した側圧という形になり、側圧係数としてはかなり幅を持った値を示さざるを得ず、解説に多くの資料を示して設計者の判断にゆだねることとなった。現時点でこのような資料を集めるとすれば、百数十箇所以上、数百パネルにのぼるものがあると考えられるが、はたして工事に伴う有効土圧と間隙水圧の変動を一般的な形で関連づけられるかどうか、やはり最後は個々の現場状況に応じた工学的判断にたよることになるのではないと思われる。

山留め壁根入れ部の受働土圧抵抗についても、その後幾つかの現場測定データが得られ、大きな抵抗土圧の期待できることが確かめられているが、なぜそのように大きな反力が保持されるかの説明がつかないままである。

山留め各部の応力および変形の解析方法については、山留め構造条件、壁根入れ部における土の抵抗要素の評価など取扱い上難しい問題が多い。現在では各者各様に測定結果をもとに解析方法、土質定数などを検討修正を加え使用しているといったところであろう。

最後に計測管理についてであるが、その後、少しまとまった工事では何らかの山留め測定が行われるようになってきている。このような計測は安全管理だけでなく、測定の結果を基にした予測解析を行って切ばりを省略するといった工費低減効果のあったものも何件かみられる。しかし、一方では現場計測はうまくいかないのがあたりまえといった不信の声も聞かれるのであるが、これは埋設計器の設置の難しさによるものと考えられる。多大の費用をかけて測定するのであるから、計器の設置には細心の注意を払って正しいデータが得られるようにしたいものである。

(原稿受理 1980. 6. 27)