

# ヒービング破壊の検討法と山止め壁根入れ抵抗の検討法に関する考察

井上 嘉信

## § 1. はじめに

粘性土地盤の根切りにおいては、根切り底の安定性を検討する必要があり、この検討は通常ヒービング破壊に対する安全性の検討として行なわれている。現在わが国において用いられているヒービング破壊の検討法には種々のものがあり、これらはヒービング破壊をモデル化するための仮定や根切りの条件に関する仮定などによって異なりそれぞれに特徴がある。一方これらの検討法に対しては、実際のヒービング破壊を基にした検証が極めて少なく、その適用性については明確でない。

したがって、これらの検討法を適用するに当たっては、それぞれの仮定条件や特徴を十分吟味し、適用条件を誤まらないようにするとともに、1つの検討法のみによることなく同種の検討法による総合的検討が必要である。

そこで、本報では主なヒービング破壊の検討法について、基本的仮定による分類を行ない、基本的仮定と各方法の仮定や特徴についての考察を基に、ヒービング破壊に対する既往の検討法の問題点を指摘する。

なお、山止め壁根入れ抵抗（安定性）を検討する方法に、最下段切梁以下の主働土圧と受働土圧の釣合を考える方法があり、根入れ抵抗（根入れ長さ）の検討法として通常の水平切梁山止めにも広く用いられている。この検討法の粘性土地盤における工学的意味についても考察し、ヒービング破壊に対する特殊な検討にほかならないことを明らかにする。

## § 2. ヒービング破壊の検討法の比較と問題点

現在用いられている主な検討法としては各種の方法があるが、これらの方法はいずれも実際に起きた根切り底の破壊を基に、破壊の起動力と破壊に対する抵抗力について、それぞれ仮定条件を設定し一般化（モデル化）し

たものである。したがって、これらの仮定条件によって各検討法の適用性が決まり、仮定条件の整理と吟味およびそれぞれの特徴を比較して、問題点を把握することは各法の適用上重要なことである。

### 2.1 検討法の仮定条件と分類

各検討法におけるヒービング破壊の起動力と、抵抗力に関する基本的仮定は、次の2つに大別することができる。

- ①ヒービング破壊の起動力としては、根切り底以浅の背面地盤の重さとその他の載荷重を考え、これに対する抵抗力としては、根切り底以深の地盤の支持力を考え、この支持力を粘土地盤における基礎の支持力式によって求めるというもの。
- ②ヒービング破壊において、背面地盤から根切り底以深の地盤にすべり面を仮定し、根切り底以浅で山止め壁とすべり面との間にある背面地盤の重量と、その他の載荷重とによる起動モーメントを起動力と考え、すべり面に沿う土のせん断力による抵抗モーメントを抵抗力と考えるもの。

起動力としては、いずれも背面地盤の重量とその他の載荷重を考えており同じである。抵抗力についても根切り底地盤の支持力を考えている点では同じであるが、支持力の求め方に違いがある。すなわち、①では支持力を既往の支持力式によって求めているのに対し、②では根切りの状況に合わせて適当なすべり面を考え支持力を求めようというものである。したがって両者における本質的な違いはないが、①による方法を支持力式方式とし、②による方法をモーメント釣合方式として既往の検討式を分類すると次のようになる。

支持力式方式による検討法

- i) Terzaghi-Peckの方法（Terzaghiの支持力式を基にしている）
- ii) Tschebotarioffの方法（PrandtlとTschebotarioffの支持力式を基にしている）

iii) Bjerrum-Eide の方法 (Skempton の支持力式を基にしている)

iv) Finn の方法 (Terzaghi の支持力式と Terzaghi-Peck の方法を基にしている)

v) Peck の方法 (Prandtl の支持力式を基にしている)

モーメント釣合方式による検討法

i) 建築基礎構造設計規準 (1961年) の方法 (以下旧規準の方法という)

ii) 旧規準の方法の修正方法 (以下単に修正方法という)

次に、抵抗力 (支持力) を考える際、根切りの平面形状に合わせて正方形や長方形基礎に対する支持力式を適用するか、根切りの形状を無限長とするかという根切り形状の考え方によって分類すると次のようになる。

3次元形状で考える検討法

i) Tschebotarioff の方法

ii) Bjerrum-Eide の方法

2次元形状で考える検討法

i) Terzaghi-Peck の方法

ii) Finn の方法

iii) Peck の方法

iv) 旧規準の方法

v) 修正方法

一方、根切り底で浅い背面地盤部のすべり面 (立上がり部分) について、地盤のせん断抵抗を考慮しているものと、全く考慮していないものがあり、これについては次のようになる。

立上がり部分のせん断抵抗を考慮している検討法

i) Terzaghi-Peck の方法

ii) Tschebotarioff の方法

iii) Bjerrum-Eide の方法

iv) Finn の方法

立上がり部分のせん断抵抗を考慮しない検討法

i) Peck の方法

ii) 旧規準の方法

iii) 修正方法 (根切り底から最下段切梁までのすべり面では、抵抗力としてせん断抵抗を考慮する)

以上のほか、根切り幅と根切り底から硬質地盤までの深さとの関係を考慮しているか否かによる分類も考えられ、具体的に考慮している検討法は次のものである。

i) Terzaghi-Peck の方法

ii) Tschebotarioff の方法

iii) Bjerrum-Eide の方法

以上の分類を基に各検討法の特徴をまとめると表一

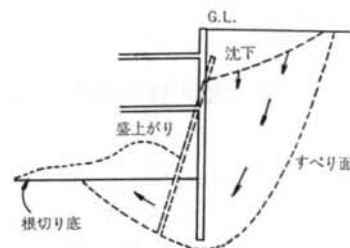
のようになり、各法によって考慮している内容がかなり違っている、

なお、以上の各検討法のほかに、ケーソン沈設時の粘土地盤での盤ぶくれに対する検討法があるが、通常用いられているものは Terzaghi-Peck の方法や Bjerrum-Eide の方法を状況に合わせて変形しているだけなので、ここでは特に分類に入れなかった。

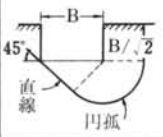
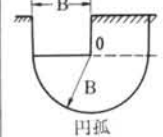
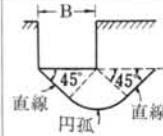
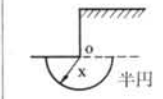
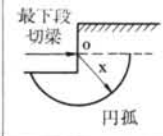
## 2.2 各検討法のすべり面

ヒービング破壊に対する安全性を検討するには、根切り底以深の地盤の支持力をどのように考えるか、すなわち背面地盤も含めどのようなすべり面を想定するかがポイントであるといえよう。各検討法が想定しているすべり面は表一に示すように、直線と円弧あるいは円弧のみという比較的簡単な形のものが多い。これに対して実際の破壊では、2次の崩壊が重なるため破壊の経過や原因は判然としないことが多く、誘発した背面地盤の崩壊 (ヒービング破壊自体一種の背面地盤のすべり破壊ともいえる) と連続したすべりになり、実状に即した現象と原因の究明は極めてむずかしいのが現状である。すなわち、実際のすべり面は単純な形ではなく、例えば図一1のような複雑な形になると考えられ、しかもこのすべり面は、地盤の構成と性質、山止めの状態、掘削の状況などによって変る可能性が大きく、全ての場合を同じように扱うことは非常にむずかしいといえる。

一方、実際に起きた根切り底地盤の破壊に関する調査例は非常に少なく、しかも破壊の形状を把握したものはほとんどないのが現状である。また、ヒービング破壊の検討は Terzaghi が最初に試みたものでその後一般に行なわれるようになったが、この検討そのものの妥当性についても十分な立証があるとはいえない。現在の段階ではヒービング破壊に対する検討法による検討の結果が、その方法が示す条件を満足していれば、掘削が一応安全にできる筈であるというだけで、土圧性状や背面地盤あるいは根切り底地盤の挙動などとの関連性は不明である。



図一1 ヒービング破壊の例

検討方法	考慮している事項	基にしている支持方式	仮想しているすべり面の形状	限界支持力係数 Ncc	根切りの平面に対する適用性	考慮している地盤のせん断抵抗	
						背面地盤部のすべり面	すべり部の側面
Terzaghi-Peckの方法		Terzaghiの支持方式		5.7	2次元 (無限長)	全面を考えている	なし
Tschebotarioffの方法		Prandtlの支持方式		5.14 (すべり面は円弧であるが支持力係数はPrandtlの値を用いている)	2次元 あるいは 3次元 (有限長)	全面を考えている	あり (2次元ではなし)
Bjerrum-Eideの方法		Skemptonの支持方式	—	5.14 (無限長) 6.18 (円あるいは長方形)	2次元 あるいは 3次元	全面を考えている	あり (2次元ではなし)
Finnの方法		Terzaghiの支持方式	Terzaghi-Peckの方法に同じ。ただし、根切り深さは根切り幅の3倍以上	9.9	2次元	根切り幅の3倍の長さ	なし
Peckの方法		Prandtlの支持方式		5.14	2次元	考えていない	なし
旧規準の方法		(Tshebotarioffの方法)		6.28	2次元	考えていない	なし
修正方法		(旧規準の方法)		4.0	2次元	考えていない	なし

表一1 ヒービング破壊検討法の特徴

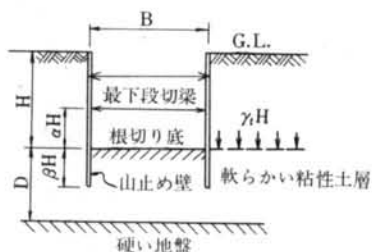
したがって、既往の検討法のすべり面あるいは検討の方法は、実際の破壊におけるすべり面や状況から帰納的に導かれたものというより、根切り底のふくれ出しという現象から演繹的に考えられたものである。そして、その適用性や妥当性は、実際に起きた根切り底地盤部の破壊に対して、その可能性を結果論としてのみ説明できるという検証しかない。そのため、各検討法のすべり面は必ずしもヒービング破壊のすべり面を示しているとはいえず、あくまでもヒービング破壊に対する安全性、すな

わら粘性土地盤における根切り底付近の安定性を事前に検討するための簡便法であると考えべきであろう。したがって、ヒービング破壊の検討に当っては、根切り山止め工事の状況を十分考慮し、その状況に合った各法による検討結果を総合的に判断して、ヒービング破壊に対する安全性を確認することが必要である。■

### 2.3 各検討法のヒービング係数と支持力係数

各検討法はすでに述べたように想定しているすべり面

検討法	粘性土の非排水せん断強さ $s_u$ が深さに対して一定と考えられる場合	ヒービング係数 ( $\gamma_i H/s_u$ ) の値	
		F=1.0, B $\rightarrow\infty$ (H/B=L/B=0) D>B	F: 各方法の提案値 H/B=0.5~2.0 D>B (通常の根切り)
Terzaghi-Peckの方法	$\frac{\gamma_i H}{s_u} = \frac{5.70}{F} + \frac{\sqrt{2H}}{B}$	5.70	4.5~6.63 (F=1.5)
Tschebotarioffの方法	$\frac{\gamma_i H}{s_u} = \frac{5.14}{F} + \frac{H}{B}$ (L/B > 2)	5.14	3.93~5.43 (F=1.5) 3.07~4.57 (F=2.0)
Bjerrum-Eideの方法	$\frac{\gamma_i H}{s_u} = \frac{N_c}{F}$	5.14	6.07~7.5 (F=1.2)
Finnの方法	$\frac{\gamma_i H}{s_u} = 10$	10	6.67 (F=1.5)*
Peckの方法	$\frac{\gamma_i H}{s_u} = N_b$	5.14	6.5~7.5
旧規準の方法	$\frac{\gamma_i H}{s_u} = \frac{6.28}{F}$	6.28	5.23 (F=1.2)
修正方法	$\frac{\gamma_i H}{s_u} = \frac{1}{F} \cdot \frac{2\{\alpha(\pi-1) + \pi\beta\}}{\alpha + \beta}$	4.28 ( $\beta=0$ ) 6.28 ( $\alpha=0$ )	4.4~5.1 (F=1.2) ( $\alpha=0.1\sim0.3$ ) ( $\beta=0.3\sim1.0$ )



- $\gamma_i$ : 地盤の湿潤単位体積重量
- $s_u$ : 地盤の非排水せん断強さ
- L: 根切りの長辺長さ
- F: 安全率
- \* 提案値がないのでケーソンの場合の値を用いた
- $N_c$ : Skemptonの支持力係数
- $N_b$ : ヒービング破壊に対する安定数

表一 2 ヒービング破壊検討法の比較

の形状が違い、起動力や根切り底地盤の支持力の考え方がまちまちであるため、一様に比較することはむずかしいが、根切り底以下相当の深さまで粘性土地盤で、そのせん断（非排水）強さが一様であると考えられる場合には、各検討法の式は表一 2<sup>1)</sup> のようになる。

表一 2 では、各式を  $\gamma_i H/s_u$  について整理してある。この値を Terzaghi と Peck<sup>2)</sup> は、斜面安定の検討においては安定係数 (stability factor)  $N_s$  とし、オープンカットの側方支持および根切り底の破壊においては安定数 (stability number)  $N_e$ ,  $N$  とし、軟弱粘土層中のオープンカットにおける周辺地盤の沈下では、安定数 (stability number)  $N$  などと同じ性質の値であるにも拘わらず異なった名称を用いている。さらに、Peck<sup>3)</sup> は根切り山止めの変位や土圧の大きさに関係し、根切りの

難易度を示すものとして安定数  $N$  を使い、ヒービング破壊に対しては、この  $N$  と区別して  $N_b$  (根切り底以下の地盤の非排水せん断強さの基にしている安定数) を使い、安定数とはいわずに単に無次元数としているだけである。そのため、 $\gamma_i H/s_u$  (あるいは、粘着力  $c$  を用いる  $\gamma_i H/c$ ) の名称については混乱があることは否めず、単に安定係数とか安定数といってもいずれを指すのか不明確である。

表一 2 でも明らかなようにヒービング破壊の検討は、実際の根切りにおけるこの値と各検討式によるそれとの比較であり、ヒービング破壊の検討においては極めて重要な値である。そこで、ヒービング破壊において想定している主要なすべり面に働く地盤の非排水せん断強さを基にした  $\gamma_i H/s_u$  を、ヒービング係数  $N_h$  とし、背面地

盤から根切り底地盤の代表的非排水せん断強さを基にして根切りの難易性を示す安定数 $N$ や、根切り底以下の地盤の非排水せん断強さを基にする $N_b$ とは区別することにする。また、ヒービング破壊の検討において、 $\gamma_t H/s_u$ を重要な値として認識し、その使用を容易にするためにもヒービング係数 $N_h$ として、安定係数や安定数との混乱をさけ、ヒービング破壊検討のためであることを明確にする必要がある。

根切り平面が無限長であり、根切り底以下かなりの深さまで硬い地盤がない場合の安全率 $F=1.0$ に対する限界ヒービング係数 $N_{hc}$ は、表-2第3欄に示す値となる。その範囲は4.28~10であるが、4つの方法が5.14~6.28の範囲にある。また、通常の根切り形状に対し安全率を各方法の提案値とした場合のヒービング係数(許容ヒービング係数 $N_{ha}$ )は、Tschebotarioffの方法を除けば、4.5~7.5の範囲で、多くのものは5.1~7.5である。

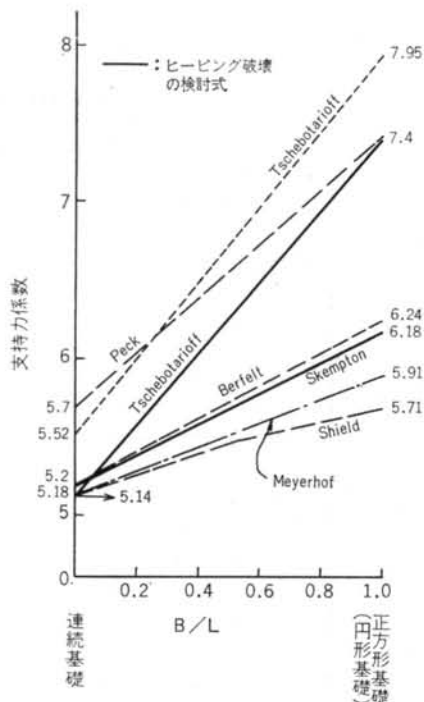
一方、これらのヒービング係数は、粘土地盤に対する支持力式の支持力係数に相当し、既往の主な支持力式としては表-3に示すようなものがある。この表で連続基礎の $q_d$ を求めるための支持力係数は、前記の限界ヒービング係数と内容は同じで、これらのうちヒービング破壊の検討法に用いられているのは、提案者名に\*印を付したものである。次に、円形、正方形基礎あるいは長方形基礎に対する支持力式としては多種のものがあ、支持力係数の大きさも図-2に示すように各式によって違っている。これらのうちで、ヒービング破壊の検討法に採り入れられているものは、Skemptonの式とTschebotarioffの式( $B/L \rightarrow 0$ の場合の支持力係数は5.52が5.14である)のみで、この2式でも図-2の実線で示すように値は違っている。なお、表-3の支持力式のうちのいずれが実際の支持力と合うかの検証は少なく、粘土地盤の支持力についてもこれらの式によって総合的に検討せざるを得ないのが現状である。

また、基礎の根入れの効果についても支持力式の提案があり、これらの支持力係数を連続基礎と円形または正方形基礎について示すと図-3、4のようになる。これらの図には、ヒービング破壊の検討式のヒービング係数も示してあるが、Skemptonの式では $D_f/B \geq 3.5$ で一定値になっているのに対して、TerzaghiやTschebotarioffの式では直線的に増大し、値もSkemptonの式よりかなり大きくなっている点は注意を要する。Skemptonの支持力式は、Meyerhofの式を基にして、半理論的、半経験的により取扱いやすい実用的な形にしたもので、支持力係数は実大基礎や模型での実験結果と理論によ

提案者	基礎の形状	極限支持力度 $q_d$
Jaky	連続	$q' = \pi c = 3.14c$ (地盤の降伏に対する限界荷重)
Terzaghi	連続	$q_d = 2q_u = 4c$ (直線破壊面)
*Prandtl	連続	$q_d = (\pi + 2)c = 5.14c$
Fellenius	連続	$q_d = 5.52c$
*Terzaghi	連続	$q_d = 5.71c$
*Tschebotarioff	連続	$q_d = 2\pi c = 6.28c$
Hencky	円形	$q_d = 5.64c$
Ishlinsky Berezantzev	円形	$q_d = 5.68c$
Berezantzev Shield	正方形	$q_d = 5.71c$
*Meyerhof Skempton	円形 正方形	$q_d = 6.18c$
Terzaghi	円形 正方形	$q_d = 1.3 \times 5.71c = 7.42c$
Tschebotarioff	正方形	$q_d = 7.95c$
Meyerhof	長方形	$q_d = (1 + 0.15 \frac{B}{L}) N_{c,q} c$ ( $N_{c,q}$ : 連続基礎に対する支持力係数)
*Skempton	長方形	$q_d = (1 + 0.2 \frac{B}{L}) N_{c,q} c$ $q_d = (0.84 + 0.16 \frac{B}{L}) N_{c,q} c$ ( $N_{c,q}$ : 連続基礎に対する支持力係数) ( $N_{c,q}$ : 円形)
Bergfelt	長方形	$q_d = 5.2 (1 + 0.2 \frac{B}{L}) c$
*Tschebotarioff	長方形	$q_d = 5.52 (1 + 0.44 \frac{B}{L}) c$
Peck	長方形	$q_d = 5.7 (1 + 0.3 \frac{B}{L}) c$
Shield	長方形	$\frac{B}{L} < 0.53$ のとき $q_d = (5.14 + 0.66 \frac{B}{L}) c$ $\frac{B}{L} > 0.53$ のとき $q_d = (5.24 + 0.47 \frac{B}{L}) c$

注)  $c$ : 地盤の非排水せん断強さ  
 $B$ : 基礎の短辺長  
 $L$ : # の長辺長  
 $*$ : ヒービング破壊の検討法として用いられている式

表-3 粘土地盤の主な支持力式(根入れのない場合)



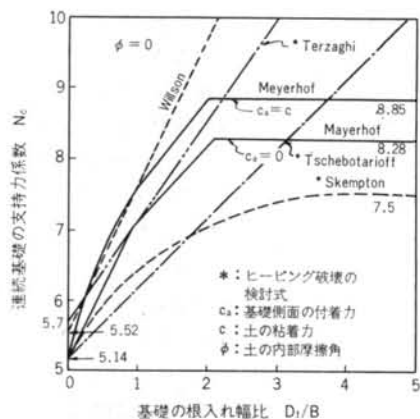
図一 2 各支持方式の長方形基礎に対する支持力係数  
て決められたものである。基礎幅  $B$ 、長さ  $L$ 、根入れ深  
さ  $D_f$  の長方形基礎に対する支持力係数  $N_{cr}$  は、近似的  
に次式で示される。

$$N_{cr} = 5 \left( 1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \left( 1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) \quad \dots\dots(1)$$

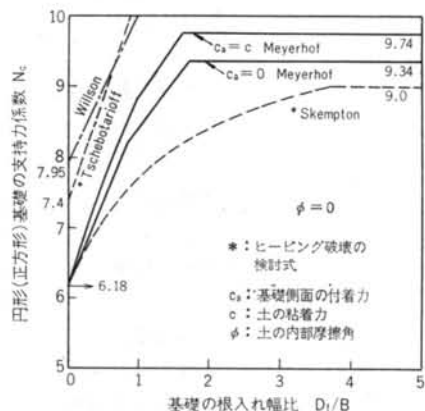
ただし、 $D_f/B \leq 2.5$

前述のように実大基礎による実験的検証や経験的な判  
断も採り入れている点から、Skempton の支持力係数に  
対する信頼性は高いと考えられ、これを大きく上まわる  
Terzaghi や Tschebotarioff の検討式におけるヒービング係数は、危険側の値であるといえることができよう。  
Tschebotarioff は粘土の鋭敏性の程度によって 1.6 以上  
の安全率を提唱していて、この安全率は他の検討法のそれ  
より大きい、それでも根入れ幅が大きい場合には危険側  
である。Terzaghi の場合には安全率は 1.5 で、かなり危険  
側になる。したがって、根入れ幅比が大きくなると、  
Terzaghi や Tschebotarioff の式でこの効果を考慮する  
場合には、前述の傾向に十分注意し根入れ幅比の効果  
を低減する必要がある。

以上、支持方式における支持力係数とヒービング係数  
との比較を行なったが、支持力係数にはかなりの範囲が  
あり、いずれの支持力係数が妥当であるかも不明で、こ  
れを基にしているヒービング係数の妥当性についても検  
証が不十分である。したがって、ヒービング破壊の検討



図一 3 連続基礎の根入れ幅比と支持力係数



図一 4 円形または正方形基礎の根入れ幅比と支持力係数  
では、ヒービング破壊の検討法によるだけでなく、支  
持方式やその支持力係数も根切りの状況に応じて十分考  
慮し、総合的検討とその結果に対する工学的判断が必要  
である。

## 2.4 ヒービング係数と沖積粘性土の強さ

表一 2 に示したヒービング破壊の検討式について、ヒ  
ービング係数  $N_h$  と安全率  $F$  との関係を示すと、図一  
5、6 となる。この図で各式の  $F$  を満足する  $N_h$  を見  
ると、通常の根切りである  $H/B \geq 0.5$  では次のように  
なる。

Terzaghi-Peck の式	$N_h < 4.2$
Tschebotarioff の式	$N_h < 3.7$
Bjerrum-Eide の式	$N_h < 4.8$
旧規準の式	$N_h < 5.2$
修正式	$N_h < 4.2$

これらの値は表一 2 の第 4 欄の最小値に相当するもの

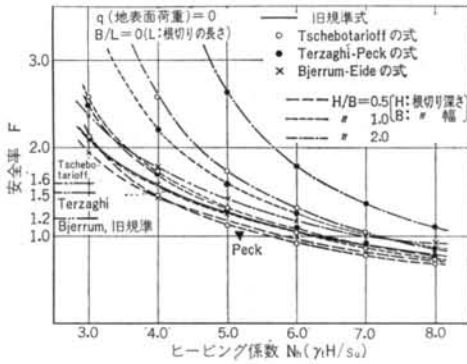


図-5 無限長根切りにおける各検討式のヒービング係数と安全率

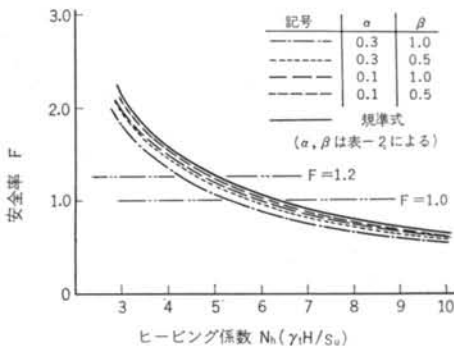


図-6 修正式のヒービング係数と安全率

で、これらとほぼ同じ大きさになっている。

これらの値は、所要の安全率を確保して根切りを行なう場合、その根切りの採り得る最大のヒービング係数を示している。すなわち、実際の根切りのヒービング係数がこれらの  $N_h$  を越える場合には、所要の安全率を確保することができず、ヒービング破壊に対する安全性が極めて小さいということになる。

一方、わが国における根切り工事で、ヒービング破壊が問題となるのは通常沖積粘性土地盤においてである。わが国の沖積粘性土地盤では、そのせん断強さを次式で表わすことができる。

$$c_u = \alpha p \quad \dots\dots(2)$$

ここで、 $c_u$ ：非排水せん断試験における粘着力 ( $t/m^2$ )

$p$ ：有効土被り圧 ( $t/m^2$ )

$\alpha$ ：比例定数 (わが国の沖積粘性土では大略 0.25~0.35の範囲である)

式(2)の  $p$  は、間隙水圧の分布が地表面から静水圧分布であるとすれば、土の水中単位重量  $\gamma'$  と地表面からの深さ  $z$  との積に等しくなり、式(2)は次のようになる。

$$c_u = \alpha \gamma' z = \alpha (\gamma_t - 1) z \quad \dots\dots(3)$$

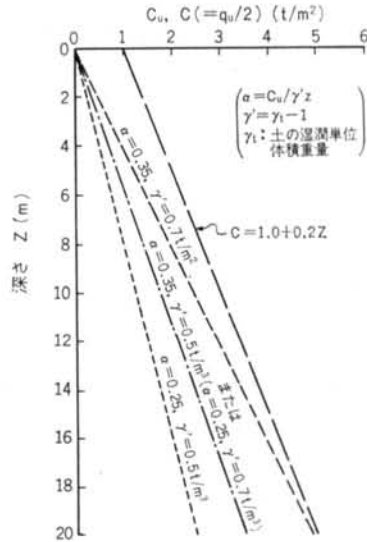


図-7 せん断強さの深さ方向分布の比較

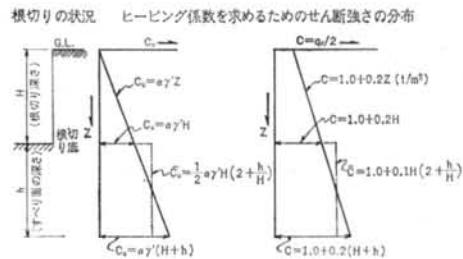


図-8 ヒービング係数算定用せん断強さ

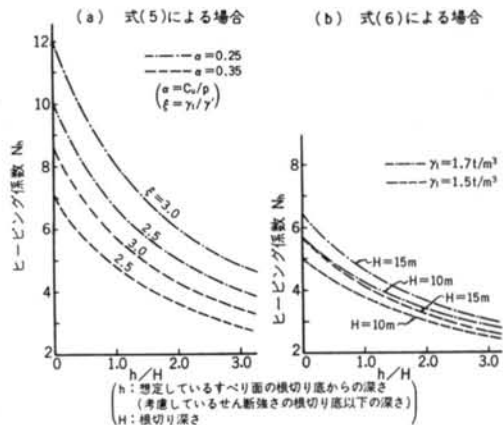


図-9 せん断強さの深さ方向分布を基にしたヒービング係数

ここで、 $\gamma_t$ ：土の湿潤単位体積重量 ( $t/m^3$ )  
また、一軸圧縮強さの深さ方向に対する平均的分布から、次式<sup>4)</sup>を求めることができる。

$$c = 1.0 + 0.2z \quad (t/m^2) \quad \dots\dots(4)$$

ここで、 $c = qu/2$  ( $qu$ ：一軸圧縮強さ  $t/m^2$ )

$z$  : 地表面からの深さ (m)

式(3)と式(4)を具体的に示すと図-7のようになり、深さ  $z \leq 20$ m では、式(3)より式(4)の方が大きくなっている。

式(3)と式(4)によるせん断強さは、一応粘性土地盤の非排水せん断強さと考えてよいので、これらを基に図-8に示すような条件でヒービング係数  $N_h$  を求めると、次のようになる。

式(3)による  $N_h$  :

$$N_h = \frac{\gamma_t H}{s_u} = \frac{\gamma_t H}{c_u} = \frac{2\xi}{\alpha(2+h/H)} \quad \dots\dots(5)$$

ここで、 $\xi = \gamma_t / \gamma'$  ( $\approx 2.25 \sim 3.0$  の範囲)

式(4)による  $N_h$  :

$$N_h = \frac{\gamma_t H}{s_u} = \frac{\gamma_t H}{c} \\ = \frac{2\gamma_t}{\frac{2.0}{H} + 0.2 \left( 2 + \frac{h}{H} \right)} \quad \dots\dots(6)$$

これらの式にそれぞれ代表的数値を入れ  $N_h$  を求めると図-9のようになる。

本項の最初に示したように、ヒービング破壊の検討式から許容し得る最大のヒービング係数としては大略 4.0 で、これ以上のヒービング係数になる根切り工事では、特別の対処をしなければ危険が大きく、通常の根切り掘削は極めてむずかしいといえる。いま、これを図-9についてみると、(a)ではほとんどがヒービング係数 4.0 以上であり、(b)でも根切り底以下根切り深さと同程度以上の深さまでのせん断強さを期待しない限り通常の掘削はできないことになる。すなわち、わが国の沖積粘性土地盤での根切りでは、原理的にヒービング破壊が非常に起き易く、極めて危険な状態にあるといえる。

しかし、実際の根切り工事ではヒービング破壊を起こすことなくほとんどの工事が施工されている。この点と前記の結果との差については、次のようなことが考えられる。

#### ＜地盤の性質に関して＞

i) 実際の地盤では、完全な粘性土 ( $\phi_{cu} = 0$ ) というのは少なく、若干の砂分などがあり、せん断強さ  $s_u$  は  $c = q_u / 2$  という値より大きい。また、せん断強さの深さ方向の分布は、必ずしも図-7 (あるいは式(3)や式(4)) で代表されるような単純なものではない。

ii) 地下水の過剰揚水や工事に際しての排水などによって、粘性土地盤の間隙水圧が低下し、有効土被り圧  $p = \gamma' z$  ではなく  $p > \gamma' z$  である。また、間隙水

圧の低下が一様でなく、 $p$  も深さによってかなり異なっている。

iii) 根切り底以下かなりの深さまで一様な粘性土地盤であることは少なく、多くの場合は根切り底以下根切り幅や根切り深さの範囲内で地盤が変化していたり、せん断強さの深さに対する増加が図-7より大きい。

iv) 土質試験結果による土のせん断強さは、試料の乱れなどで実際の地盤のそれより低くなっている。

#### ＜山止め、施工と検討式に関して＞

i) 切梁による背面地盤の支持効果によるすべり発生の抑制や、山止め壁の剛性と根入れによる根切り底地盤の移動抑制などの効果があるが、これらの効果は検討式に十分採り入れられていない。

ii) 実際のすべり面は、多くの場合平均的広がり小さく3次元的であり、しかも背面部の塑性域と根切り底以下の塑性域との連続性の上に発生するので、検討式の模式化されたすべり面とは異なる。

iii) 山止め壁の支持効果により、背面地盤の下方への移動(沈下)抑制効果がある。

iv) 根切り底以下に杭が設置されている場合には、これにより地盤の変位やすべり発生の抑制効果がある。

v) 施工速度や施工法によって、根切り底地盤や山止め壁の変位が異なる。

以上のような効果が期待できない場合には、逆にヒービング破壊の可能性が大きくなる。なお、これらの効果については理論的解析がむずかしく、検討式の結果とあわせて経験的に判断せざるを得ない。

### § 3. 粘性土地盤における山止め壁根入れ部の土圧に対する安定性の検討とヒービング破壊の検討との関係

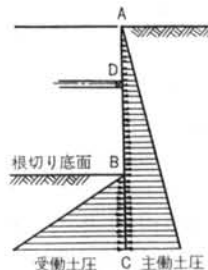


図-10 根入れ部の安定検討用土圧分布

山止め壁の根入れ部に対して、最下段切梁以深の主働土圧と根切り底以深の受働土圧によるモーメントの釣合いを考え、根入れ部の土圧に対する安定性を検討し、根入れ長さを決めることが通常行なわれている。すなわち図-10に示すようなランキン・レザール式による土圧分布を想定



し、D点におけるDC背面の主働土圧による回転モーメント  $M_d$  と、BC前面の受働土圧によるD点に対する抵抗モーメント  $M_r$  について  $M_d \leq M_r$  でなければならないとする。この種の検討は、図-10のような1段切梁架構の山止めにおいては山止め壁の根入れ抵抗の検討として、工学的に意味があり極めて重要である。そして、この検討がそのまま粘性土地盤における多段切梁架構の山止め壁根入れ抵抗の検討として用いられている。しかし、粘性土地盤での多段切梁架構にそのまま適用することには、次のような問題がある。

- i) 多段切梁架構においては、必ずしも1段切梁架構におけるような工学的意味を認めがたい。
- ii) 根入れ抵抗がこの検討で満足しても、ヒービング破壊に対して安全であるという保証はない。また、粘性土地盤においては、まず根切り底地盤の安定性が確保されるべきで、これが確保されれば基本的に問題はない。
- iii) わが国の沖積粘性土地盤では相当の根入れ深さを考えても、しばしばモーメントが釣合わず、そのため主働土圧を根切り底で深一定値にしたり、低減するという便宜的分布が用いられている。
- iv) 最下段切梁位置でのモーメントの釣合いを考えている点で、ヒービング破壊の検討と本質的に同じと考えられる。すなわち、土圧は水平応力を対象としているが、この水平応力は鉛直応力を基にしていて、ヒービング破壊は直接鉛直応力を対象としている。

そこで、根入れ抵抗検討の工学的意味を調べるために以下のような検討を行なってみる。

まず、山止め壁に働く土圧として図-10のような土圧を考え、主働土圧と受働土圧をそれぞれ式(7)と式(8)とする。主働土圧  $p_A$  は次のとおりとする。

$$p_A = (\gamma h + q) \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad \dots\dots(7)$$

受働土圧  $p_P$  は次のとおりとする。

$$p_P = (\gamma z + q) \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) - 2c \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad \dots\dots(8)$$

ここで、 $p_A$  : 地表面から  $h$  の深さにおける主働土圧

$p_P$  : 根切り底面から  $z$  の深さにおける受働土圧

$\gamma$  : 土の単位体積重量

$h$  : 地表面からの深さ

$z$  : 根切り底からの深さ

$\phi$  : 土の内部摩擦角

$c$  : 土の粘着力(最下段切梁以深ある深さまでは少なくとも一定と考えられるとする)

$q$  : 地表面あるいは根切り底面の載荷重

これらの式は、ランキン・レザールの土圧式で、根入れ抵抗は通常この式によって検討されているが、粘性土地盤の場合  $\phi=0$  とし、さらに以下の検討を簡単化するために  $q=0$  とすれば、式(7)、式(8)は次のようになる。

$$p_A = \gamma h - 2c \quad \dots\dots(9)$$

$$p_P = \gamma z + 2c \quad \dots\dots(10)$$

### 3.1 最下段切梁が根切り底にある場合 ( $h_1=0$ )

最下段切梁の高さ  $h_1=0$  であるので、釣合うべき土圧は図-11のようになり、各値は次のようになる。

主働土圧の合力  $P_A$  は、

$$P_A = \frac{h_2}{2} (2\gamma H + \gamma h_2 - 4c) \quad \dots\dots(11)$$

受働土圧の合力  $P_P$  は、

$$P_P = \frac{h_2}{2} (\gamma h_2 + 4c) \quad \dots\dots(12)$$

となり、各合力のO点(最下段切梁と山止め壁との交点)からの深さは、次のようになる。

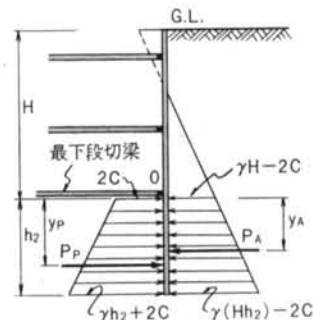


図-11 最下段切梁が根切り底にある場合の根入れ抵抗検討用土圧分布

$$y_A = \frac{h_2}{3} \cdot \frac{3\gamma H + 2\gamma h_2 - 6c}{2\gamma H + \gamma h_2 - 4c} \quad \dots\dots(13)$$

$$y_P = \frac{h_2}{3} \cdot \frac{2\gamma h_2 + 6c}{\gamma h_2 + 4c} \quad \dots\dots(14)$$

○点に関する回転モーメント  $M_d$  と抵抗モーメント  $M_r$  について、 $M_r \geq FM_d$  が根入れ抵抗検討の条件であり、この関係は次のようになる。

$$M_d = P_A \cdot y_A = \frac{h_2^2}{6} (3\gamma H + 2\gamma h_2 - 6c) \quad \dots\dots(15)$$

$$M_r = P_P \cdot y_P = \frac{h_2^2}{6} (2\gamma h_2 + 6c) \quad \dots\dots(16)$$

$$M_r \geq FM_d$$

$$\frac{h_2^2}{6} (2\gamma h_2 + 6c) \geq \frac{Fh_2^2}{6} (3\gamma H + 2\gamma h_2 - 6c)$$

$$\therefore \frac{\gamma H}{c} \leq \frac{4}{F} \quad \dots\dots(17)$$

また、力の釣合い  $P_P \geq FP_A$  についてみると、

$$\frac{h_2}{2} (\gamma h_2 + 4c) \geq \frac{Fh_2}{2} (2\gamma H + \gamma h_2 - 4c)$$

$$\therefore \frac{\gamma H}{c} \leq \frac{4}{F}$$

となり、式(17)と同じ結果になる。

式(17)から最下段切梁に深のヒービング係数が、安全率を1.0としても4以下でなければ、根入れ抵抗に関するモーメントの釣合いおよび水平力の釣合いは成立しないことになる。

### 3.2 最下段の切梁が根切り底より $h_1$ の高さの場合

釣合うべき土圧は、図-12のようになり、各値は次のようになる。

$$P_A = \frac{(h_1 + h_2)}{2} (p_{A1} + p_{A2}) = \frac{(h_1 + h_2)}{2} (2\gamma H - \gamma h_1 + \gamma h_2 - 4c) \quad \dots\dots(18)$$

$$P_P = \frac{h_2}{2} (p_{P1} + p_{P2}) = \frac{h_2}{2} (\gamma h_2 + 4c) \quad \dots\dots(19)$$

$$y_A = \frac{h_1 + h_2}{3} \cdot \frac{3\gamma H - \gamma h_1 + 2\gamma h_2 - 6c}{2\gamma H - \gamma h_1 + \gamma h_2 - 4c} \quad \dots\dots(20)$$

$$y_P = \frac{h_2}{3} \cdot \frac{2\gamma h_2 + 6c}{\gamma h_2 + 4c} \quad \dots\dots(21)$$

最下段切梁位置○点に関する各合力の回転モーメントは、次のようになる。

$$M_A = P_A \cdot y_A = \frac{(h_1 + h_2)^2}{6} \cdot (3\gamma H - \gamma h_1 + 2\gamma h_2 - 6c) \quad \dots\dots(22)$$

$$M_P = P_P \cdot y_P = \frac{h_2}{6} \cdot (2\gamma h_2^2 + 6h_2c + 3\gamma h_1 h_2 + 12h_1c) \quad \dots\dots(23)$$

$M_P \geq F \cdot M_A$  で、 $\alpha = h_1/H$ 、 $\beta = h_2/H$  とすれば、

$$\frac{\gamma H}{c} \leq \frac{1}{F} \cdot \frac{2(\alpha^2 + 4\alpha\beta + 2\beta^2)}{(\alpha + \beta)^2 - \frac{\alpha^3}{3}} \quad \dots\dots(24)$$

となる。 $h_1 = 0 \rightarrow \alpha = 0$ 、または  $\beta \rightarrow \infty$  とすれば、

$$\frac{\gamma H}{c} \leq \frac{4}{F}$$

となり、式(17)と同じになる。また、山止め壁の根入れをいくら長くしても  $\gamma H/c$  は4以上にはならない。

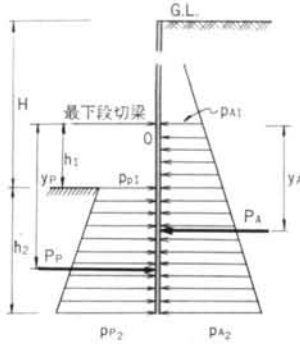


図-12  $h_1 > 0$  の場合の土圧分布

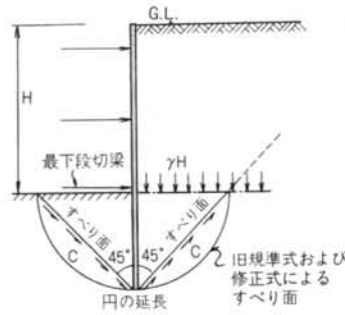


図-13 ランキン・レザールの土圧式に対するすべり面

$P_P \geq FP_A$  については式(25)となり、 $\alpha=0$  または  $\beta \rightarrow \infty$  に対しては前式と同様になる。

$$\frac{\gamma H}{c} \leq \frac{1}{F} \cdot \frac{2(\alpha+2\beta)}{\alpha+\beta-\alpha^2} \quad \dots\dots(25)$$

### 3.3 山止め壁根入れ部の土圧に関する安定計算の工学的意味

前項までの検討はランキン・レザールの土圧式によるものであるから、粘性土地盤（非排水せん断に対する粘土の内部摩擦角  $\phi=0$  と考えられる）においては、すべり面は図-13のように想定していることになり、山止め壁根入れ部先端からそれぞれ  $45^\circ$  の直線すべり面を考えたヒービング破壊の検討と同じ内容となる。すなわち、粘土地盤上の連続フーチングにおいて、破壊面が  $45^\circ$  の2つの平面よりなると仮定して求められる極限支持力の検討（表-3参照）をしていることにほかならない。しかし、実際の破壊面は円弧に近い曲面となり、支持力は式(24)より大きなものとなる。したがって、ランキン・レザールの土圧式による根入れ抵抗の検討は、実状とはかけはなれたすべり面を仮定したヒービング破壊に対する検討といえる。

ヒービング破壊の検討式のうち、比較的小さなヒービング係数を与える修正式<sup>2)</sup>と式(24)の値を比較すると図-14のようになる。この図によると式(24)によるヒービング係数は、通常の根入れ深さに対し3~4で、これは水平力に関する釣合式式(25)でも同じ値であり、修正式のヒービング係数に対して50~65%と極めて小さくなっている。

また、主なヒービング破壊の検討式の限界ヒービング係数  $N_{hc}$  は、表-2に示すように  $N_{hc}=5.1 \sim 6.28$  で、式(24)の  $\gamma H/c \leq 4$  はこれらに対して20~35%小さくなっている。そのため、前項の検討において山止め壁背面の最下段切梁以下では、例えば図-15(a)の①~④ように土

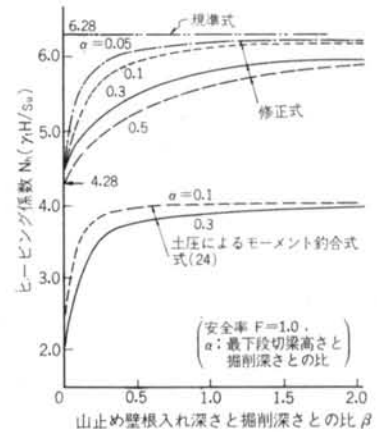


図-14 ヒービング破壊の検討式（修正式）と土圧によるモーメント釣合式(24)のヒービング係数

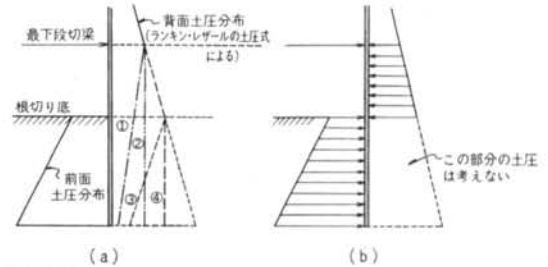


図-15 背面土圧の便宜的低減例

圧を低減したり、あるいは(b)のように土圧を一部分無視したりすることによって、計算上だけで前項の方式による土圧の釣合いを満足させようという方法がある。このような方法による釣合いの検討は、単なる計算上の便法で工学的意味は極めて乏しいといえる。

一方、わが国の沖積粘性土では、非排水せん断試験による粘着力  $c_u$  と有効土被り圧  $p$  との比  $c_u/p$  は、多くの場合0.25~0.35の範囲にあり、 $\gamma H/c_u=7 \sim 10$  となる（前述2.4参照）ので、前項の釣合式による  $\gamma H/c \leq 4$  を満足することは極めてむずかしい。

以上のことから、沖積粘性土地盤での山止め壁根入れ部抵抗の検討として、ランキン・レザールの土圧式による最下段切梁以下に関する背面と前面の土圧の釣合いを検討することは、工学的意味が乏しく、別途にヒービング破壊に対する検討が行なわれるならば必要がないといえよう。

なお、山止め壁根入れ部には背面に働く水平力（土圧あるいは側圧）に対して抵抗する機能は必要であり、この検討は1段切梁の山止めでは弾性曲線法とか仮想梁法などの Fixed Earth Support 法により、多段切梁山止

めでは山止め壁の変形を考慮した弾性、あるいは弾塑性法とか仮想支点法などの山止め壁全体の検討による行なわれるべきであり、最下段切梁以下だけの検討という独立した形や、根入れ部全体が根切り側へ回転変形するという仮定に基づく Free Earth Support 法によるべきではない。

## § 4. 結 論

以上前半においてはヒービング破壊に対する既往の検討法の問題点について、後半は山止め壁根入れ抵抗に対する慣習的検討法の工学的意味についてそれぞれ考察を行ってきた。その結果それぞれについて次のように結論づけることができる。

### <ヒービング破壊に対する既往の検討法について>

- i) 各検討法は主としてヒービング破壊に対する抵抗力の考え方を基に、支持力方式の検討法とモーメント釣合方式の検討法とに分類できるが、ヒービング破壊の起動力と抵抗力に関する基本的考え方は同じで、現在用いられている検討法は全て同種のものである。
- ii) 各検討法の相違は、主に抵抗力としての根切り底部地盤支持力の求め方、すなわち想定しているすべり面の形とすべり面のどの部分に地盤のせん断抵抗を考えるかにあるだけである。
- iii) 支持力方式の検討法は、粘土地盤に対する支持力方式をそのまま用いているが、他の支持力方式と比較すると無限長根切りの場合には特に問題はない。しかし、背面地盤部のすべり面にせん断抵抗を考えている検討法は、危険側の検討である可能性が大きく注意を要する。
- iv) ヒービング破壊の検討においては、ヒービング係数  $N_h = \gamma_t H / s_u$  の大きさが重要で、各検討法の限界ヒービング係数  $N_{hc}$  は  $N_{hc} = 4.28 \sim 6.28$  の範囲にあり、通常の根切りで所要の安全率を確保するためのヒービング係数（許容ヒービング係数  $N_{ha}$ ）は  $N_{ha} = 4.0 \sim 7.5$  の範囲にある。したがって、実際の根切りでそのヒービング係数が、4 以上になる場合にはヒービング破壊に対する検討が必要である。
- v) 各検討法で想定しているすべり面は模式化されているが、実際の破壊面による検証はほとんどなく、各検討法はあくまでもヒービング破壊に対する安全性について目安を得るための簡便法と考えるべきである。

vi) わが国の沖積粘性土地盤での根切りでは、その性質上ヒービング破壊の可能性が大きく、単に検討式の結果のみでヒービング破壊に対する安全性を判断するのではなく、地盤の条件、根切り山止めや施工の影響、およびこれらと各検討法の仮定条件との関係なども十分考慮して総合的に安全性を判断する必要がある。

vii) なお、ヒービング破壊の検討法は、いくつかの仮定条件を基に提案されている。しかし、それらの仮定条件に対する検証は現在のところ不十分で、各検討法のヒービング係数に対する妥当性についても不明な点が多いといわざるを得ないが、各検討法の適用に当たってはそれらの仮定条件を十分考慮し、単に提案式をそのまま用いるのではなく、実際の地盤や根切りの条件に合うように提案式を修正する必要がある。

### <粘性土地盤での山止め壁根入れ抵抗に対する検討について>

- i) ランキン・レザール式による土圧を考え、最下段切梁以深の主働土圧と根切り底以深の受働土圧とによる最下段切梁位置に対するモーメントの釣合いから、山止め壁の根入れ長さを決めることが、通常の山止め架構においても山止め壁根入れ抵抗の検討（以下この方法を単に根入れ抵抗の検討法という）として、ヒービング破壊の検討とは別途に行なわれている。しかし、この検討法はヒービング破壊の検討と本質的には同じで、しかも既往のヒービング破壊に対する検討法によるよりも厳しい条件での検討であることが明らかになった。
- ii) ヒービング破壊の検討法では、限界ヒービング係数  $N_{hc} = 4.28 \sim 6.28$ 、許容ヒービング係数  $N_{ha} = 4.0 \sim 7.5$  であるのに対して、根入れ抵抗の検討法では、最下段切梁が根切り底に架設されている最も有利な場合でも、ヒービング係数は4.0にしかならず、根切り底からある高さがある通常の切梁架設では、ヒービング係数は3.0~4.0と極めて小さく、わが国の沖積粘性土地盤での根切りでは、この値を満足することは不可能である。すなわち、根入れをいくら長くしても根入れ抵抗の検討条件を満足することはできない。
- iii) そのため、最下段切梁以下あるいは根切り底以下の主働土圧を適当に低減し、根入れ抵抗の検討結果を単に数式上だけで形式的に満足させるという方法がしばしば用いられている。これら土圧の低減は全く恣意的なもので工学的根拠はほとんどない。

iv) また、根入れ抵抗の検討は、現実の破壊面とはかけはなれ直線破壊面を想定したヒービング破壊の検討であるので、この検討自体工学的意義が乏しく、ヒービング破壊に対する安全性の検討が行なわれるならば、根入れ抵抗の検討を独自に行なう必要はない。

v) なお、山止め壁根入れ部には、背面に働く側圧に対して抵抗する機能は必要で、これに対する検討は1段切梁山止めでは Fixed Earth Support 法によるとか、多段切梁山止めでは山止め壁全体の安定性に対する検討によって行なわれるべきであり、最下段切梁以下だけの検討という独立した形や根入れ部全体が根切り側へ回転変形するという仮定に基づく Free Earth Support 法によるべきではない。

## § 5. おわりに

既往のヒービング破壊の検討法を比較することによって、それぞれの問題点を明確にするとともに、検討法全体の問題点も明らかになし得たと考える。最大の問題点は実際の破壊による検証が極めて少なく、ヒービング破壊の検討そのものの妥当性が不明確であることである。

実際にはこの検討を行なっておけば、一応安全に根切りを行ない得るということではよいが、本来はヒービング破壊に対する検討という独自のものではなく、根切り山止め全体の安定性の中で、土圧（側圧）や山止め壁の変形などと連続して検討されるべき性質のものと考えられる。

山止め壁の根入れ抵抗の検討については、粘性土地盤での多段切梁山止めにもかなり以前からこの検討法が適用され、今日では慣習化されてしまっている。この検討法をわが国の沖積粘性土地盤における根切り山止めに適用した場合、原理的に条件を満足することが不可能であるにも拘らず、単に数式上のみで満足するような土圧分布を想定するなど主客転倒もはなはだしい形に歪められている。これについては一応その工学的意味を明らかにし得たが、山止め壁根入れ部の機能に関する正当な評価と、その検討については問題が残されたままである。

なお、ヒービング破壊の検討法については、参考文献を省略したが、これらについては参考文献6)に各検討法の紹介がある。

最後に、ヒービング破壊の検討法の分類については文献6)を参考にしたこと、早稲田大学古藤田教授の根切り底の安定に関する意見や示唆を参考にさせていただいたことを記して、深謝の意を表したい。

### 〈参考文献〉

- 1) 古藤田, 井上: “土と基礎の事故防止に関する諸問題——根切り・山留” 土木学会および土質工学会関西支部講習会テキスト, 1974.3
- 2) K. Terzaghi, R. B. Peck: “Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd Edition” John Wiley, 1969
- 3) R. B. Peck: “Deep Excavation and Tunnelling in Soft Ground” Proc. 7th I. C. S. M. F. E. State of the Art Volume, 1969
- 4) 阪口 理: “粘性土の強さの推定方法について” 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1968.10
- 5) 井上嘉信: “ヒービング破壊例の検討と修正式の適用性” 清水建設研究所報 第23号, 1974.10
- 6) 日本建築学会: “建築基礎構造設計規準・同解説(1974年改訂版)——根切り底の安定” 1974

