

片持ばり式擁壁の合理的な土圧計算法の一試案

Takeshi Ushiro 右城 猛*

Hideki Tsutsui 筒井 秀樹**

1. はじめに

道路擁壁の設計では、クーロンの土圧理論に基づいた「試行くさび法」が用いられている。

クーロンの土圧理論は、本来、重力式擁壁のようにかかと版を有しない擁壁を対象にしたものであるが、実務上は工学的判断に基づいたいくつかの便宜的な仮定を設けることによって逆T型擁壁、L型擁壁などの片持ばり式擁壁にも試行くさび法が適用されている。

しかしながら、この方法を用いて安定計算を行うと、嵩上げ盛土高さがある値の時に極端に小さな安全率が出現するといった極めて不合理な結果が得られる。また、かかと版の長さを考慮した土圧計算ができないなどの問題点もある。

そこで、従来の試行くさび法を改良し、背後の盛土形状やかかと版の長さの影響も考慮できる合理的な土圧計算法（改良試行くさび法）を考案したので紹介する。

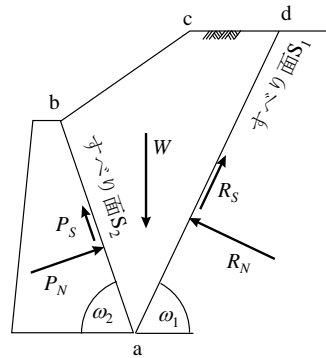


図 1 重力式擁壁

り面 S_2 とが発生する。この2つのすべり面によって形成されるくさび状の土塊 $abcd$ に作用する力は、土塊の自重 W 、すべり面 S_1 からの反力 R_N 、 R_S 、すべり面 S_2 からの反力 P_N 、 P_S である。

2つのすべり面の角度をそれぞれ ω_1 、 ω_2 とすれば、式(1)、式(2)の水平方向と鉛直方向に関する力の釣り合い式がたてられる。

水平方向の力の釣り合い式

$$P_N \sin \omega_2 - P_S \cos \omega_2 - R_N \sin \omega_1 + R_S \cos \omega_1 = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

鉛直方向の力の釣り合い式

$$P_N \cos \omega_2 + P_S \sin \omega_2 + R_N \cos \omega_1 + R_S \sin \omega_1 = W \quad \dots\dots\dots (2)$$

また、すべり面 S_1 、 S_2 ではクーロンの破壊基準が適用できる。

すべり面 S_1 の破壊条件式

$$R_S = R_N \tan \phi \quad \dots\dots\dots (3)$$

すべり面 S_2 の破壊条件式

2. 試行くさび法とその問題点

2.1 試行くさび法が片持ばり式擁壁に適用できない理由

まず、重力式擁壁の土圧計算に試行くさび法を適用することについて考えてみる。

擁壁が前方へ少し移動すれば、図1のように盛土内部を通るすべり面 S_1 と壁面に沿うすべ

* (株)第一コンサルタンツ常務取締役・工学博士

** (株)第一コンサルタンツ技術部構造課長補佐

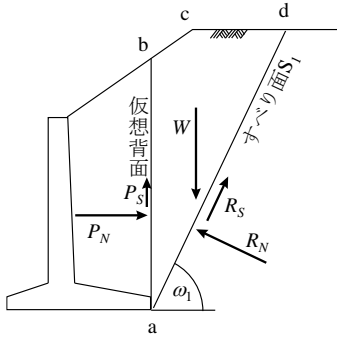


図 2 片持ばり式擁壁

$$P_S = P_N \tan \delta \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 ϕ は土の内部摩擦角、 δ は壁面摩擦角。
さらに、壁面土圧は主働土圧であるので、式(5)の最大化条件式がたてられる。

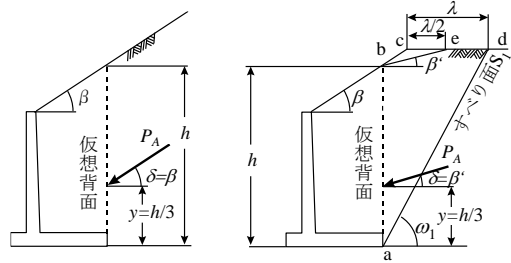
$$\frac{dP_N}{d\omega_1} = 0 \dots\dots\dots (5)$$

図 1 で未知量は、 P_N 、 P_S 、 R_N 、 R_S 、 ω_1 の 5 個である。 ω_2 は壁面傾斜角であるので既知量である。 W は ω_1 が決まれば幾何学的に決定されるので未知量にはならない。これに対して 5 つの方程式をたてることができたので、これらの式を連立させて解けば全ての未知量が決定される。

片持ばり式擁壁の場合は、図 2 のようになり、未知量は P_N 、 P_S 、 R_N 、 R_S 、 ω_1 の 5 個である。方程式も重力式擁壁と同様にたてることができる。しかし、仮想背面 ab はすべり面でないため、式(4)の破壊条件式をたてることができない。したがって、方程式は式(4)を除く 4 個になる。未知量 5 個に対し方程式は 4 個であるので、この問題は不静定であり、解けないことになる。

2.2.道路土工指針における仮定

道路土工指針では、図 3(a)に示すように、 $\delta=\beta$ と(β : 地表面傾斜角)することで問題の静定化を図っている。これは、ランキンの土圧理論に基づいたものである。ところが、ランキンの土圧理論は地表面が一様勾配である場合に限り適用できるものである。嵩上げ盛土があって地表面が折れ曲がっている場合には適用できない。このため、便宜的に図 3(b)の β' を地表



(a) 盛土一様勾配の場合 (b) 嵩上げ盛土がある場合

図 3 土圧の作用方向と作用位置(道路土工指針)

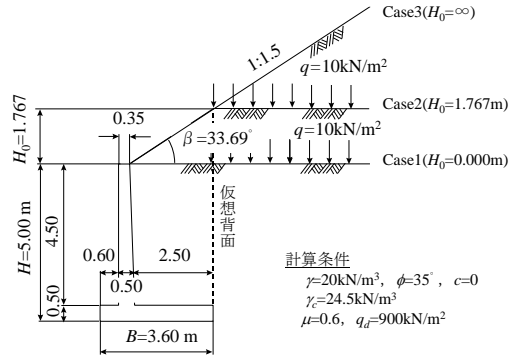


図 4 試行くさび法による試算断面

面傾斜角と見なすこととしている。

擁壁を設計するためには、土圧合力の大きさ、作用方向、合力の作用位置を算定する必要がある。しかし、クーロンの土圧理論ではモーメントの釣り合いを考慮していないため、合力の作用位置を算定することができない。こうしたことから、道路土工指針では土圧を三角形分布と仮定し、仮想背面の高さの 1/3 点に合力が作用するものとしている。

2.3.試行くさび法の問題点

試行くさび法を用いて図 4 に示す片持ばり式擁壁の安定計算を行った結果を表 1 に示す。

転倒の安定性の照査は、一般に、荷重の合力が底面の中央 1/3 に存在するかどうかで判定されているが、ここでは無次元化するため底版幅 B を荷重の偏心量 e の 2 倍で割った値を安定係数 F_t と定義し、 F_t でもって評価している。

図 4 の場合、常識的に考えれば Case 1, Case 2, Case 3 の順に安定性が低下するはずであるが、

F_t

表 1 試行くさび法による安定計算結果

照査項目	Case1	Case2	Case3
転倒 $F_t = \frac{B}{2e} \geq 3.0$	9.14	3.23	7.78
滑動 $F_s = \frac{\sum V}{\sum H} \mu \geq 1.2$	2.40	1.56	1.40
支持 $F_b = \frac{q_d}{q_{max}} \geq 3.0$	7.52	4.53	4.50

の値は Case2 が最も小さくなっている。このような不合理な結果を生じる原因は、試行くさび法を嵩上げ盛土のある擁壁に適用するために設けた便宜的な仮定にある。

(1)主働すべり角と土圧合力の作用方向

嵩上げ盛土のある擁壁で、土圧の作用方向を図 3(b)のように仮定したことに対する問題点は、図 5 で説明できる。

片持ばり式擁壁が前方へわずかに移動し、盛土が主働塑性状態になれば、底版のかかとかから 2 つの主働すべり面 S_1, S_2 が発生する。図 5(a), (b)は地表面が一様勾配であるのでランキンの土圧理論が適用でき、主働すべり角は式(6), 式(7)で表される。

$$\omega_{10} = \omega_{20} = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \dots\dots\dots(6)$$

$$\left. \begin{aligned} \omega_{1\beta} &= \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \left(\phi + \beta - \sin^{-1} \frac{\sin \beta}{\sin \phi} \right) \\ \omega_{2\beta} &= \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \left(\phi - \beta + \sin^{-1} \frac{\sin \beta}{\sin \phi} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(7)$$

図 5(c)の場合はランキンの土圧理論が適用できないので定式化できないが、図 5(a)と(b)の中間にあり、式(8)の条件を満たすであろうことは容易に想像される。

$$\left. \begin{aligned} \omega_{10} \geq \omega_1 \geq \omega_{1\beta} \\ \omega_{20} \leq \omega_2 \leq \omega_{2\beta} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(8)$$

ところが、図 3(b)のような仮定を行うと、(c)の場合 $\beta=0$ と見なされるので、 $\omega_1=\omega_{10}$ となり明らかに不合理である。

次に、2つのすべり面と仮想背面で挟まれた土塊①と②に注目してみる。両者の土塊は安定

しているので、土塊①が仮想背面に及ぼす力と、

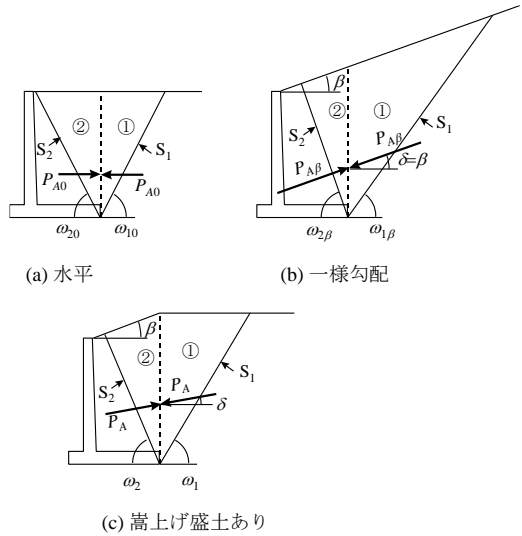


図 5 主働すべり面

仮想背面から土塊②が受ける力は釣り合っていないからである。すなわち、仮想背面に作用する左向き土圧と右向き土圧は、作用・反作用の関係にあり、その大きさは等しく、向きは反対でなければならない。

ランキンの土圧理論より、地表面が一様勾配である場合には、土圧の作用方向は地表面に平行となることが明らかである。したがって、図 5(a)の場合は $\delta=0$, (b)の場合は $\delta=\beta$ である。(c)は(a)と(b)の中間にあるので $0 \leq \delta \leq \beta$ となるはずである。ところが、図 3(b)のような仮定を行うと、(c)の場合 $\beta=0$ と見なされるので、 $\delta=0$ となり明らかに不合理である。

(2)土圧合力の作用位置

道路土工指針では、便宜的に土圧を三角形分布と仮定しているが、嵩上げ盛土があれば三角形分布と見なすことができない。このことは、図 6 に示すように①盛土が水平、② β の角度で一様勾配、③台形状の各ケースについて考えて見れば容易に理解される。なお、説明を簡単にするため、擁壁は壁面が鉛直で滑らかな重力式とする。

まず、①と α の盛土について考えてみる。Case ①の主働土圧係数を K_{A0} , Case②の主働土圧係数

を $K_{A\beta}$ とすれば、 $K_{A0} < K_{A\beta}$ なる関係が成立する。

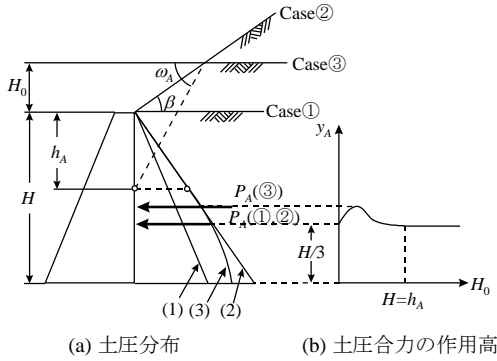


図 6 盛土の形状と土圧分布

また、 K_{A0} 、 $K_{A\beta}$ とも擁壁高 H に無関係である。このことは、Case①と②の土圧は三角形分布で、それぞれ図 6(a)の(1)および(2)となることを意味し、土圧合力の作用位置は $H/3$ になる。

Case③の土圧合力は、Case①と②の中間の大きさになるであろうことは容易に想像される。したがって、この場合の主働土圧係数を K_A とすれば、 $K_{A0} < K_A < K_{A\beta}$ となる。

また、Case②の主働すべり角を ω_A とし、盛土の法肩から ω_A の角度で降ろした線が交わる点までの高さを h_A とすれば、この区間に作用する土圧は Case②も③も同じである。したがって、Case③の土圧分布は、図 6(a)の(3)のようにならざるを得ない。つまり、 h_A の区間は三角形分布で土圧強度も Case②と同じであるが、それより下部では非線形分布となり、土圧合力の作用位置は $y_A > H/3$ とならなければならない。そして、土圧合力の作用位置は、嵩上げ盛土高さ H_0 によって図 6(b)ように変化することになる。

以上のことより、道路土工指針の仮定では、土圧合力と作用方向、作用位置を適切に評価できないことが明らかである。このことが、嵩上げ盛土を持つ片持ばり式擁壁の安定性を適切に評価できない原因になっているといえる。

3.改良試行くさび法

3.1.基本的な考え方

片持ばり式擁壁の土圧問題を解決するため著

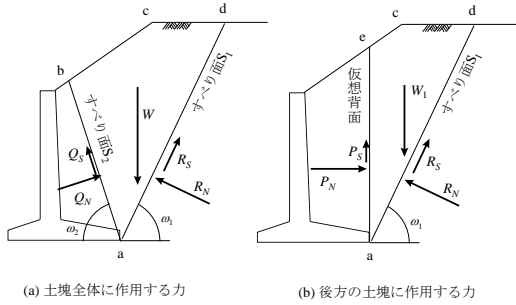


図 7 改良試行くさび法の考え方

者らが着目したのは、ランキンの土圧理論と同様に主働塑性状態ではすべり面が 2 つ出現するという点である。

嵩上げ盛土がある場合、後述するようにすべり面は直線とはならないが、その影響は無視できる程度であるので、ここでは直線と見なす。

図 7(a)の 2 つのすべり面で挟まれたすべり土塊 abcd に関する力の釣り合いと、図 7(b)の仮想背面 ae とすべり面 ad で挟まれた土塊 aecd に関する力の釣り合いを考えれば、未知量は Q_N 、 Q_S 、 R_N 、 R_S 、 P_N 、 P_S 、 ω_1 、 ω_2 の 8 個になり、試行くさび法に比べ一挙に 3 個増えることになる。

ところが、方程式は、土塊 abcd に関する力の釣り合い条件式が 2 個、土塊 aecd に関する力の釣り合い条件式が 2 個、破壊条件式が 2 個、それに最大化条件式が式(9)のように 2 個たてることができる。

$$\frac{\partial P_N}{\partial \omega_1} = 0, \quad \frac{\partial P_N}{\partial \omega_2} = 0 \dots\dots\dots (9)$$

方程式が未知量と同じ 8 個たてられるので、これらの方程式を連立させて解けば、全ての未知量を求められることになる。

この新しい土圧計算法は、試行くさび法を改良したものであることから「改良試行くさび法」と呼んでいる。この式を発展させれば、かかと版の短い片持ばり式擁壁や、すべり面の非線形性を考慮した土圧なども、力学的に曖昧な仮定を設けることなく計算することが可能となる。

3.2.かかと版が長い場合の土圧合力と傾斜角

かかとが長い場合とは、すべり面 S_2 がたて壁

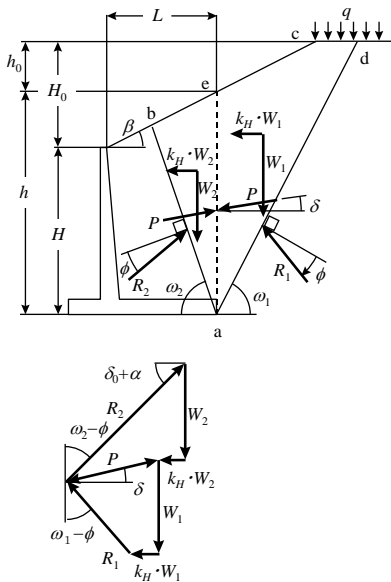


図 8 かかと版が長い場合

に当たらない場合である。地表面が傾斜していれば、水平なときに比べて S_2 のすべり角 ω_2 が大きくなる。このため、かかと版がかなり短くてもすべり面はたて壁に当たらない。その場合はかかと版が長いと見なす。

かかとが長い場合の仮想背面に作用する土圧合力 P とその傾斜角 δ は、式(10)～式(13)のように導くことができる。

$$P = \frac{\sin(\omega_2 - \phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)} R_2 \dots\dots\dots (10)$$

$$\delta = \tan^{-1} \left\{ \frac{R_2 \cos(\omega_2 - \phi) - W_2}{R_2 \sin(\omega_2 - \phi) - W_2 \tan \theta} \right\} \dots\dots (11)$$

$$R_2 = \frac{\sin(\omega_1 - \phi - \theta)}{\sin(\omega_1 + \omega_2 - 2\phi) \cos \theta} (W_1 + W_2) \dots (12)$$

$$\theta = \tan^{-1} k_H \dots\dots\dots (13)$$

地表面に上載荷重 q がある場合には、土塊 $abcd$ 上の上載荷重を土塊重量に加算する必要がある。

式(10)で与えられる P が主働土圧合力である必要条件是、式(14)で与えられる。 $P \cos \delta$ が最大

となる ω_1, ω_2 を求めればそれが主働すべり角であり、その時の P が主働土圧合力 P_A となる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial}{\partial \omega_1} P \cos \delta &= 0 \\ \frac{\partial}{\partial \omega_2} P \cos \delta &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (14)$$

常時 ($\theta=0$) において主働すべり角の取り得る範囲は、式(8)で表される。この範囲で ω_1, ω_2 を変化させ試行錯誤的に $P \cos \delta$ の最大値を探求することも可能であるが、例えば Microsoft Excel などの表計算ソフトに組み込まれている Solver 機能を利用すれば式(14)の条件を満たす ω_1, ω_2 および P の値を瞬時に求めることができる。

3.3.かかと版が短い場合の土圧合力と傾斜角

すべり面 S_2 がたて壁に当たれば、かかと版の長さを考慮した土圧計算が必要になる。

この場合は、図9のようにすべり線がたて壁に当たった点 b と壁上端 c の間に壁面反力 R_0 が発生すると考えればよく、仮想背面の土圧合力 P 、傾斜角 δ は、式(15)、式(16)で表される。

$$P = \frac{W_1 \tan \theta + R_1 \sin(\omega_1 - \phi)}{\cos \delta} \dots\dots\dots (15)$$

$$\delta = \tan^{-1} \left\{ \frac{W_1 - R_1 \cos(\omega_1 - \phi)}{R_1 \sin(\omega_1 - \phi) + W_1 \tan \theta} \right\} \dots\dots (16)$$

ここに、

$$R_1 = \frac{W(T - \tan \theta) + R_0 \cos(\alpha + \delta_0) \{1 - \tan(\alpha + \delta_0) T\}}{\sin(\omega_1 + \omega_2 - 2\phi) \cos \theta} \dots\dots\dots (17)$$

$$T = \tan(\omega_2 - \phi) \dots\dots\dots (18)$$

$$W = W_1 + W_2 \dots\dots\dots (19)$$

R_0 は、壁面の bc 区間に作用する主働土圧合力であり、重力式擁壁の土圧計算と同様にクーロン式あるいは試行くさび法によって計算することができる。なお、 P が主働土圧合力であるための必要条件是式(14)で表される。

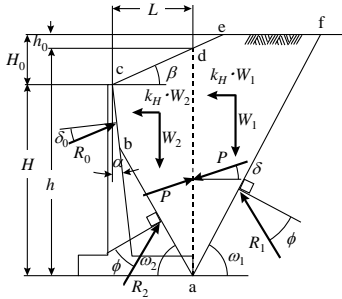


図 9 かかと版が短い場合

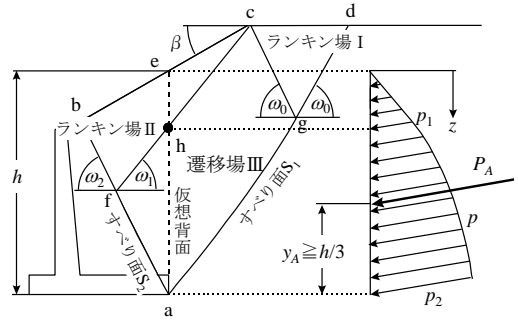


図 10 すべり面と土圧分布

3.4. 土圧分布および土圧合力の作用位置

嵩上げ盛土がある場合、擁壁背後の 2 つのすべり面で挟まれた部分には、図 10 に示すようにランキン場 I とランキン場 II、それに遷移場 III の 3 種類の主働塑性場が出現する。ランキン場には直線のすべり面網が形成されるが、遷移場は応力の回転が生じるため曲線のすべり面群となる。ランキン場では土圧が深さ方向に直線的に変化するが、遷移場では曲線分布になる。このため、土圧分布および合力の作用点は逐次計算法によって求める必要がある。

仮想背面の高さを h 、仮想背面上端から任意の深さ z までの間に作用する土圧合力を $P_{A(z)}$ 、仮想背面上端から $(z-\Delta z)$ までの間に作用する土圧合力を $P_{A(z-\Delta z)}$ とすれば、 z の位置の土圧強度は式(20)で与えられる。

$$P_{(z)} = \frac{P_{A(z)} - P_{A(z-\Delta z)}}{\Delta z} = \frac{\Delta P_{A(z)}}{\Delta z} \dots\dots\dots (20)$$

$P_{A(z)}$ および $P_{A(z-\Delta z)}$ は式(10)または、式(15)によって計算する。擁壁下端から土圧合力の作用点までの高さ y_A は式(21)で求められる。

$$y_A = \frac{\sum \left\{ \Delta P_{A(z)} \left(h - z + \frac{\Delta z}{2} \right) \right\}}{P_A} \dots\dots\dots (21)$$

ただし、 P_A は仮想背面全体に作用する土圧合力である。

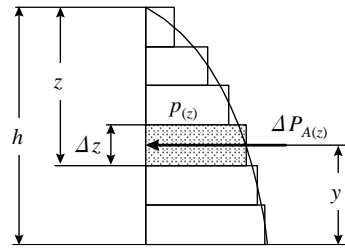


図 11 逐次計算法

4. 試計算

4.1. かかと版が長い場合

(1) 試計算断面と計算の方法

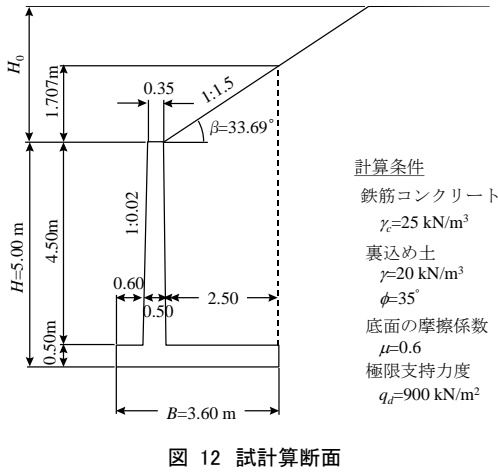
かかと版が十分長いと見なされる図 12 の片持ち式擁壁について、嵩上げ高さ H_0 を 0 から盛土が一樣勾配と見なされる 24m まで変化させて仮想背面に作用する土圧を、試行くさび法 (TWM) と改良試行くさび法 (ITWM) で計算した。

(2) 嵩上げ盛土高と仮想背面の土圧の関係

計算結果を図 13 に示す。図中の実線が ITWM、破線が TWM の計算結果である。

いずれの土圧計算法でも $H_0=0\text{m}$ 、 21.6m ではそれぞれ $\beta=0$ のランキン解、 $\beta=33.69^\circ$ のランキン解に一致する。

しかし、ITWM の計算結果は、 $H_0=0\text{m}$ の解から $H_0=21.6\text{m}$ の解へとスムーズに変化するのに対し、TWM の結果は、 $H_0=1.707\text{m}$ で不連続点が現れる。そして、主働すべり角 ω_1 は $H_0=2\text{m}$ 、壁面摩擦角は $H_0=21\text{m}$ 、主働土圧合力は $H_0=2\text{m}$ 付近でそれぞれ ITWM の結果に収れんする。



不連続点の現れる $H_0=1.707\text{m}$ は、底板のかかと直上に盛土の肩がくるときである。このことから、TWM で不連続点が出現する原因は、換算盛土面の傾斜角 β すなわち土圧合力の傾斜角 δ の仮定に問題があるといえる。

主働土圧合力 P_A に関して ITWM と TWM の計算結果を比較すれば、両者に大きな差異は見られない。しかし、 $H_0 < 6\text{m}$ の範囲で δ の値が異なっているので土圧合力の分力 $P_{AH} (=P_A \cos \delta)$ 、 $P_{AV} (=P_A \sin \delta)$ で比較すれば $H_0 < 6\text{m}$ の範囲で異なった結果が現れるはずである。

土圧合力の作用高さについては、TWM では、仮想背面高 h の $1/3$ と仮定しているため、仮想背面高が盛土高に応じて変化する $0 \leq H_0 \leq 1.707\text{m}$ の間では直線的に増加し、仮想背面高が盛土高と無関係になる $H_0 \geq 1.707\text{m}$ で一定値となる。これに対して、ITWM では、 $H_0=0$ および盛土が一樣と見なせる $H_0 \geq 21.6\text{m}$ で $y_A=h/3$ となるが、 $0\text{m} < H_0 < 21.6\text{m}$ では $y_A > h/3$ になっている。土圧分布が非線形になるためである。

(3)盛土の嵩上げ高さや安定解析結果との関係
前述の計算で得られた仮想背面での主働土圧を用い、安定解析を行った。その結果を図 14 に示す。ただし、擁壁の安定性は式(22)で評価している。

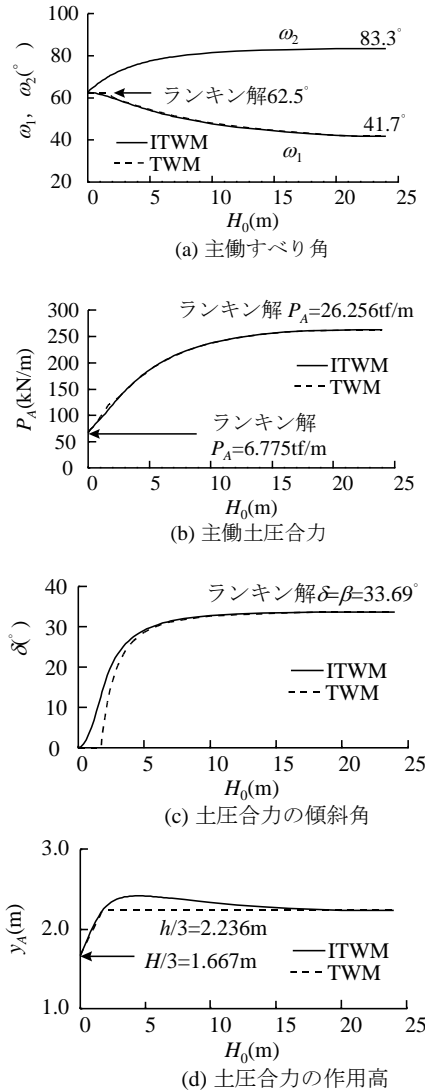


図 13 仮想背面の土圧の計算結果

$$\left. \begin{array}{l} \text{転倒} \quad F_t = \frac{B}{2e} \geq 3.0 \\ \text{滑動} \quad F_s = \frac{\sum V}{\sum H} \mu \geq 1.5 \\ \text{支持} \quad F_b = \frac{q_d}{q_{\max}} \geq 3.0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (22)$$

ここに、 B は擁壁の底版幅、 e は擁壁底面での荷重の偏心量、 $\sum V$ は鉛直荷重、 $\sum H$ は水平荷重、 μ は底面の摩擦係数、 q_d は地盤の極限支持力度、 q_{\max} は最大地盤反力度である。

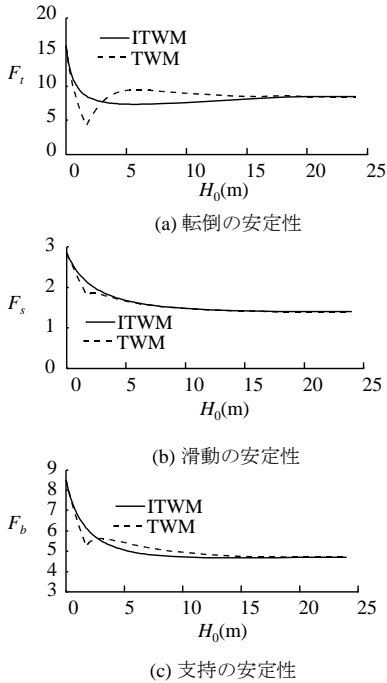


図 14 安定計算結果

ランキンの土圧理論が適用できる $H_0=0\text{m}$, $H_0 \geq 21.6\text{m}$ ではいずれの土圧計算法でも F_t , F_s , F_b は同じ値を示している。ただし, ITWM による計算結果は, $H_0=0\text{m}$ の解から $H_0=21.6\text{m}$ の解へとスムーズに変化するが, TWM の計算結果は, $H_0=1.707\text{m}$ で不連続点が現れる。特に, F_t の値は, $H_0=1.707\text{m}$ で極端に小さい値を示す。

盛土を高くすれば, それに伴って擁壁の安定性は低下し, 最終的にはある値に収れんするはずであるが, TWM では, このような結果を得ることができない。

この主たる原因は壁面摩擦角 δ と土圧分布の仮定にある。ITWM においても, 土圧を三角形分布と仮定すれば $H_0=1.707\text{m}$ で F_t が極端に小さくなることを確認されている。

ITWM の計算結果でも, $1.707\text{m} \leq H_0 \leq 21.6\text{m}$ の間で $H_0 < 21.6\text{m}$ の F_t よりも小さな値を示している。これは, 転倒の安定性を式(22)で評価したことが原因と考えられる。転倒の安定性を安全率(つま先における抵抗モーメントと転倒モーメントの比)で評価すれば, 滑動の安全率と同

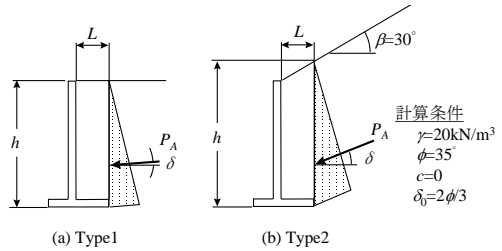


図 15 試算断面

様な曲線が得られることが確認されている。

4.2. かかと版が短い場合

図 15 に示すように地表面が水平な場合と 30° で傾斜した場合の 2 タイプの片持ちり式擁壁について, かかと版の長さ L を変化させ仮想背面位置での主働土圧合力 P_A を改良試行くさび法によって計算した。そして, 式(23)で主働土圧係数 K_A を算定した。

ただし, 裏込め土の内部摩擦角は $\phi=35^\circ$, コンクリート壁面の摩擦角は $\delta_0=2/3\phi$ とした。

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot h^2} \dots\dots\dots (23)$$

計算結果を図 16 に示す。かかと版の長さが $0 (L/h=0)$ のときの土圧は $\delta=2/3\phi$ としたクーロン解に一致し, かかと版が長くなるに従い土圧係数もスムーズに増加する。そして, 盛土が水平の場合には $L/h=0.5$ 付近において, $\beta=30$ 度で一樣勾配の場合には $L/h=0.2$ 付近において $\delta=\beta$ としたクーロン解にそれぞれ一致する。

試行くさび法ではかかと版の長さを考慮した土圧を計算することができない。このため, かかと版を無視し壁面に直接土圧が作用するものと仮定したクーロン解か, 仮想背面に土圧が作用するものと仮定したクーロン解かいずれかを採択しなければならなかった。

しかしながら, 改良試行くさび法を適用すれば, 二者択一的な議論は全く必要なく, かかと版の長さの影響を考慮し合理的に土圧を算定することができるといえる。

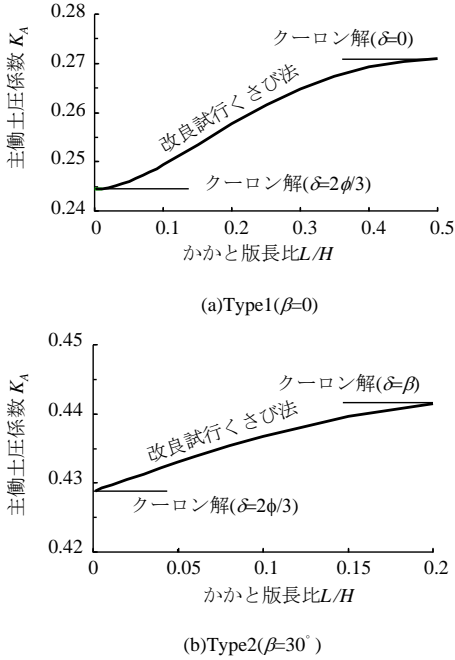


図 16 かかと版長比と主動土圧係数の関係

5. すべり面の非線形性を考慮した解析

これまで説明してきた改良試行くさび法では、計算の簡便化を図るためすべり面を直線と仮定してきた。しかし、この仮定が理論上に認められるのは、盛土が水平か一様勾配である場合に限られる。嵩上げ盛土があり、地表面が折れ曲がっている場合には図 10 のように 3 種類の主動塑性場が形成される。ランキン場は I, II とも直線のすべり線網が形成されるが、遷移場は曲線のすべり線網となる。このため、嵩上げ盛土がある場合のすべり面は、bf と dg は直線となるが af と ag は曲線になる。

そこで、すべり面を折れ線で近似させ、主動塑性場を任意の四辺形または三角形のブロックに分割し、各ブロックの極限平衡条件から、片持ばり式擁壁の仮想背面に作用する主動土圧を算定する方法を示した上で、ブロック数が解析結果に及ぼす影響について考察する。

5.1. すべり面を折れ線で近似した解析法

図 10 のすべり面のうち、かかとから前方へ

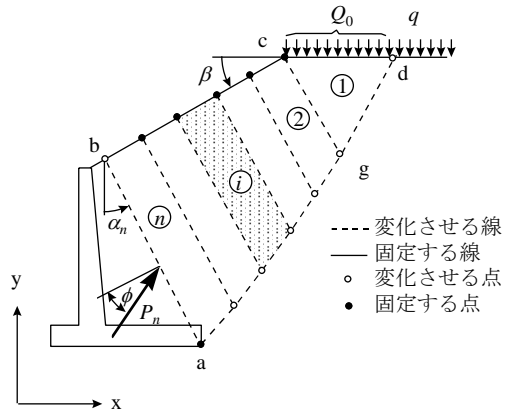
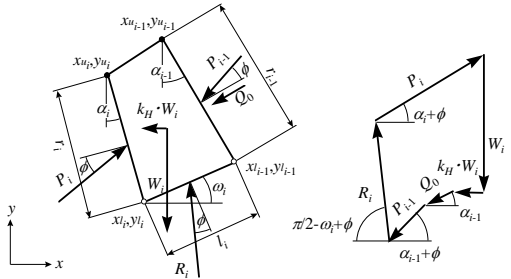


図 17 すべり土塊の分割



(a) i 番目のブロックに作用する力 (b) 力の多角形

図 18 任意のブロックに作用する力

向かうすべり面 afb はほぼ直線となる。このため、すべり面は図 17 のように仮定する。すなわち、すべり面 afb は 1 個の直線、すべり面 agd は n 個の直線よりなる折れ線と仮定する。そして、すべり土塊を $(n-1)$ 個の任意の四角形と 1 個の三角形ブロックに分割する。

任意のブロックに作用する力は、図 18(a) のようになる。ただし、 Q_0 は地表面載荷重を意味し、1 番目のブロックのみに作用する。

ブロックの底面および側面はいずれもすべり面であるので、反力 P および R は作用面の垂線に対して ϕ だけ傾斜する。

各ブロックの形状が特定されているとすれば、ブロック頂点の各座標値は既知であるので $r_i, r_{i-1}, l_i, \alpha_i, \alpha_{i-1}, \omega_i$ はいずれも決定される。また、ブロックに作用する荷重のうち、物体力 $W_i, k_H \cdot W_i$ も既知量であり、未知量は P_i, R_i のみで

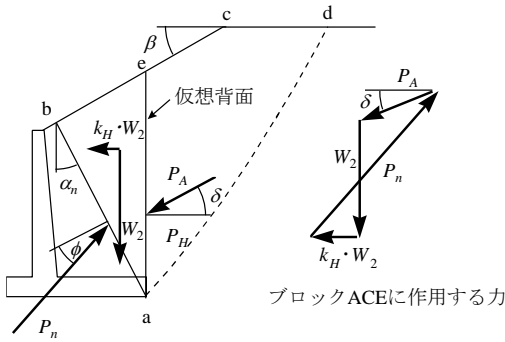


図 19 仮想背面に作用する土圧

ある。これに対して各ブロック毎に水平方向と鉛直方向の力のつり合い条件式をそれぞれ立てることができる。したがって、この問題は静定である。

i 番目のブロックに作用する力のつり合い状態は図 18(b)のように表され、これよりブロック側面反力 P_i は式(24)のように求められる。

$$P_i = \{W_i \sec \theta \sin(\psi_i + \theta) + Q_0 \cos(\alpha_{i-1} - \psi_i) + P_{i-1} \cos(\alpha_{i-1} + \phi - \psi_i)\} \times \frac{1}{\cos(\alpha_i + \phi - \psi_i)} \dots\dots\dots (24)$$

$$\left. \begin{aligned} \theta &= \tan^{-1} k_H \\ \psi_i &= \omega_i - \phi, \text{ただし, } \omega_i \leq \omega_{i-1} \end{aligned} \right\} \dots\dots (25)$$

1 番目のブロックから順次計算を進めて行けば、*n* 番目ブロックの P_n を求めることができる。次に、図 19 に示すように擁壁のかかと後端から鉛直に立てた仮想背面 *ae* と、すべり面 *ab* に囲まれた土塊 *abe* に作用する力のつり合いについて考える。この土塊に作用するのは、土塊 *abe* の自重 W_2 と慣性力 $k_H \cdot W_2$ 、すべり面 *ab* からの反力 P_n それに仮想背面に作用する内力 P である。 P_n は既に求まっているので未知量は P と δ だけである。したがって、 P と δ は力のつり合い条件のみで次のように求めることができる。

$$P = \frac{P_n \cos(\phi + \alpha_n) - W_2 \tan \theta}{\cos \delta} \dots\dots\dots (26)$$

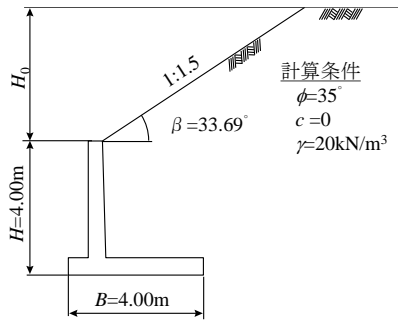


図20 試算断面

$$\delta = \tan^{-1} \left\{ \frac{P_n \sin(\phi + \alpha_n) - W_2}{P_n \cos(\phi + \alpha_n) - W_2 \tan \theta} \right\} \dots\dots\dots (27)$$

式(24)~(27)で α_i, r_i を変化させて(図 17 参照)計算し、 $P \cos \delta$ の最大値を探すれば、 P が仮想背面に作用する主働土圧合力 P_A である。

本解析で分割ブロック数を $n=1$ とすれば、すべり面を直線と仮定した改良試行くさび法のかかと版が長いと見なされる場合と同一である。

5.2.試算

ブロック分割数が解析結果に及ぼす影響を調べるため、図 20 に示す高さ $H=4\text{m}$ 、底版幅 $B=4\text{m}$ の片持ばり式擁壁について仮想背面に作用する主働土圧合力を算定する。ただし、盛土の傾斜角 $\beta=33.69^\circ$ 、内部摩擦角 $\phi=35^\circ$ 、粘着力 $c=0$ 、盛土の単位体積重量 $\gamma=20\text{kN/m}^3$ とした。

図 21 は、嵩上げ盛土高さ $H_0=4\text{m}$ の場合について、分割ブロック数 $n=1, n=5$ のそれぞれで求められた主働すべり面を示している。 $n=1$ のすべり面は直線である。ブロック数を増やして計算すると、遷移場では曲線のすべり面が出現する。ブロック数を 5 以上に増やしてもすべり面の形状にはほとんど差異が見られない。

図 22 は分割数が解析結果に及ぼす影響を調べるため、分割数 $n=1, 3, 5, 10, 20, 50$ の 6 ケースについてそれぞれ仮想背面での主働土圧の合力 P_A を計算した結果である。ただし、嵩上げ盛土高さは $H_0=4\text{m}$ 、上載荷重 $q=0$ 、設計水平震度 $k_H=0$ として計算してある。図中に示してある数値は、分割ブロック数を $n=50$ とした解

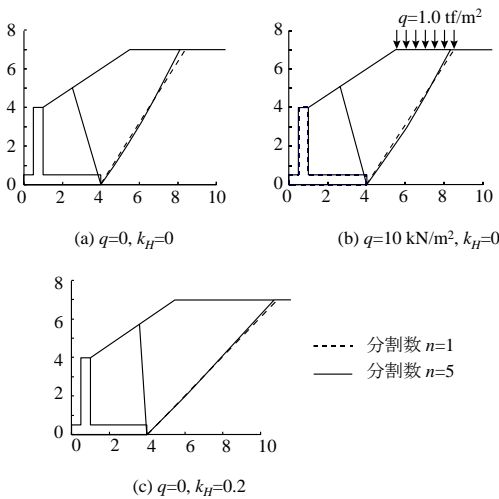


図21 分割ブロック数とすべり面の形状

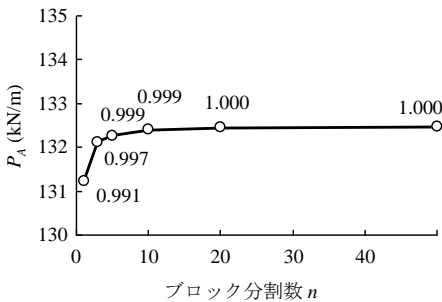


図 22 分割数と主働土圧の関係($q=0, k_H=0$)

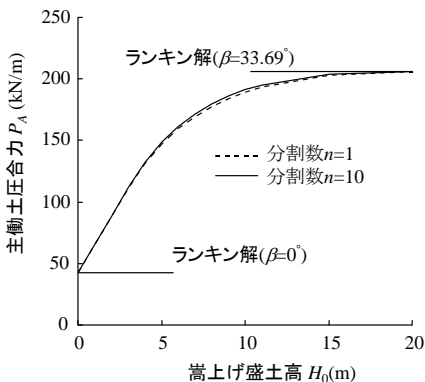


図 23 嵩上げ盛土高と主働土圧の関係($q=0, k_H=0$)

析値に対する比を表している。

ブロック数を 10 程度以上とすれば解析値は一

定値に収れんする。分割数 $n=1$ と $n=50$ の解析誤差は 0.9% とわずかである。

図 23 は、分割ブロック数を $n=1$ と $n=10$ とした場合について、嵩上げ盛土高さ H_0 を 0m から 20m まで変化させて主働土圧の合力 P_A を計算した結果である。

分割数に関係なく $H_0=0$ では $P_A=43\text{kN/m}$ であり、地表面が水平の場合のランキン解に完全に一致する。 $H_0=20\text{m}$ では地表面が $\beta=33.69^\circ$ で一様勾配のランキン解 $P_A=210.1\text{kN/m}$ に収れんする。 $0\text{m}<H_0<20\text{m}$ の間でも分割数の違いが主働土圧に及ぼす影響は非常に少ない。分割数 $n=1$ と $n=10$ による解析値の差は H_0 が 5m~8m の間が合の Rankine 解に完全に一致する。また、最も大きくなるが、それでも 1.2% 以下である。

ブロック分割数を増やすほど最適解を探索するのは難しくなる。片持ばり式擁壁に関しては、分割数が解析結果に及ぼす影響は微小であるので、すべり面を直線と仮定した改良試行くさび法を適用したとしても工学的に問題ないといえる。

6. 上載荷重があるときの土圧計算

盛土面が一様勾配の場合、かかと版が長い片持ばり式擁壁の仮想背面に作用する主働土圧は、ランキン式、試行くさび法のいずれでも計算できる。しかしながら、図 24 に示すように上載荷重 q が仮想背面の後方のみ載荷される場合は、仮想背面の前後で応力状態が異なり主働すべり面は左右対称にはならないためランキンの土圧理論やそれに基づいた試行くさび法を適用することができない。

けれども、式(10)、式(11)を用いれば簡単に土圧合力とその傾斜角を計算することができる。図 25 は、改良試行くさび法による計算結果である。上載荷重 q が大きくなると図 24 中で定義する主働土圧係数 K_A は小さくなり、一定値に収れんする。一方、土圧の傾斜角 δ は q が大きくなれば増加し、内部摩擦角 ϕ に収れんすることが分かる。

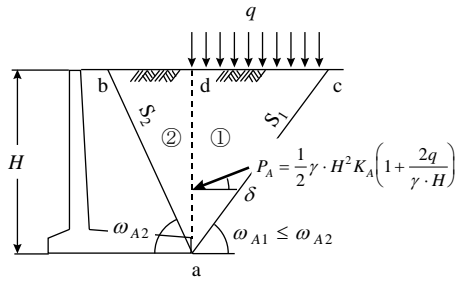
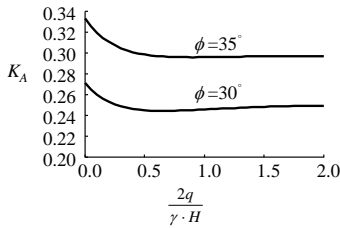
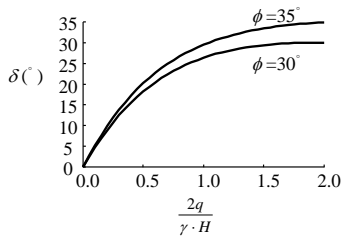


図 24 上載荷重があるときの主動すべり面



(a) 主動土圧係数



(b) 土圧の傾斜角

図 25 主動土圧係数と土圧の傾斜角

7.あとなぎ

本論文で提案した改良試行くさび法は、主動すべり面がかかとから前方と後方へ出現するということに着目したもので、これらの2つのすべり面によって挟まれた土塊の極限釣り合い条件から仮想背面位置での主動土圧合力と土圧の傾斜角を合理的に求める方法である。

改良試行くさび法を適用すれば、嵩上げ盛土がある場合、仮想背面の後方だけに上載荷重が載荷される場合、かかと版が短い場合などの土圧を力学的に曖昧な仮定を設けることなく算定することが可能である。

嵩上げ盛土があれば、厳密にはすべり面は非

線形となるが、すべり面を直線と見なしてもその誤差は1%程度以下である。

参考文献

- 1) 右城猛, 八木則男, 矢田部龍一, 筒井秀樹: かかと版付き擁壁の合理的な土圧評価法, 土木学会論文集, No.567/VI-35, 1997.6
- 2) 右城猛, 小椋正澄, 筒井秀樹, 長山学史: 改良試行くさび法 (ITWM) の非線形すべり問題への拡張, 土木学会論文集, No.602/VI-40, 1998.9
- 3) 右城猛: 続・擁壁の設計法と計算例, 理工図書, 1998.10
- 4) 右城猛: 新・擁壁の設計法と計算例, 理工図書, 1998.12
- 5) 日本道路協会: 道路土工-擁壁・カルバート・仮設構造物工指針, 1987.