

剛性擁壁に作用する土圧解析

伊勢田 哲也*・棚橋 由彦*

樋口 敏昭**・野添 淳市***

A Finite Element Analysis of the Earth Pressures Acting on the Rigid Retaining Wall

by

Tetsuya ISEDA

(Department of Civil Engineering)

Yoshihiko TANABASHI

(Department of Civil Engineering)

Toshiaki HIGUCHI

(Nagasaki City Office)

Jun'ichi NOZOE

(Kagoshima Prefectural Office)

ABSTRACT

A lateral earth pressure problem on the retaining wall has been of great interest for the civil engineer since Coulomb published his wedge theory in 1776. Subsequently Rankine's plastic theory was published in 1857.

In the present century, the great difference between those classical theories and observed earth pressures has been clarified gradually by the experimental efforts of many investigators, i. e. : Terzaghi (1920, 1934), Tshevtallioff et al (1953), Rowe and Perker (1965), James and Bransby (1970) and Matsuo et al (1978).

So the development of a new theoretical analysis has been expected. But there are some difficulties in the theoretical analysis. The major difficulty is an expression for the mechanical model of the discontinuity of the boundary plane between the wall and the backfill. And another difficulty is an expression for the stress strain relationship of the material of backfill.

昭和54年4月27日受理

* 土木工学科

** 長崎市役所

*** 鹿児島県庁

From this point of view, a finite element analysis considering the discontinuity of the boundary plane and adopting anisotropic elasto-plastic model for the backfill is proposed. And the retaining wall problems (the earth pressures due to both the mode of wall movement and the backfill) are analysed. The results of the calculation are compared with the observed earth pressures reported by some investigators.

1. まえがき

土木構造物の中でも擁壁は極めて身近なものである。またそれに作用する土圧は Coulomb (1776), Rankine (1857)¹⁾により理論化されて以来久しく定着しており、これらは古典土圧論と呼ばれている。

その後 Terzaghi (1920, 1934)²⁾が多くの実験と経験により土圧計算図表を發表するに至って、かなり古典土圧理論に批判が加えられた。これらは理論もさることながら実測値においても古典土圧とは様子が違うことが指摘されている。

最近土木構造物の解析に有限要素解析が用いられるようになり、土質工学の分野で従来困難だった問題に対しても検討することが可能となってきた。

しかしながらこの有限要素解析も、コンクリートと土のように剛性が極端に異なるものの相互間では、連続体力学をそのまま適用するのは不適當であり、なんらかの不連続性を考慮しなくてはならない。このような不連続面(帯)を表現する特殊な joint element については Goodman ら (1968)³⁾や飯田 (1970)³⁾によって開発されているが、それらは岩盤の節理や破砕帯におけるダイレタンスーの表現を主たる目的としており、擁壁と裏込土に直ちに適用するには問題がある。一方壁面摩擦を考慮して擁壁に作用する土圧を解析している例は数少なく、著者らの知る限りわずかに Clough and Duncan (1971),⁴⁾ 林(1974)⁵⁾の文献のみみられるだけである。

そこで著者らは境界面のすべりに壁面摩擦力を考慮し、土質材料には局所的な破壊のもつ方向性を考慮した有限要素解析を行い、剛性擁壁に作用する土圧解析を行った。また解析結果と古典土圧および既報の土圧実測例と比較することにより、解析法の有用性、問題点を検討している。

2. 解析方法

2-1. 境界面の力学モデル

境界面の力学モデルとしては、境界面における力の伝達と変位の拘束条件を考慮したモデルを採用する。⁴⁾一例として、2つの剛性の異なる材料 Material.I

(例えば土)と Material. II (例えばコンクリート)の境界面が鉛直で、壁面法線が x 軸の正方向を向いている場合について説明する。Fig. 1に示した境界面における任意の2節点 i, j に注目する。ここに i は Mat. I に属する節点、 j は Mat. II に属する節点であり、それぞれの x, y 方向の変位を $(u_i, v_i), (u_j, v_j)$, Mat. I が Mat. II に作用する i 点における節点力を (X_i, Y_i) , 節点 i の影響面積(分担領域)を S_i とする。ここに節点力、変位、応力、ひずみは全て Fig. 2に示した成分を正と約束する。節点 i と j のすべり・分離

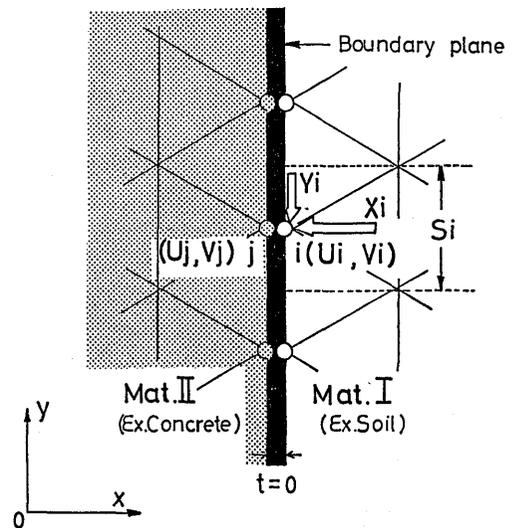


Fig. 1 Mechanical model for the boundary plane

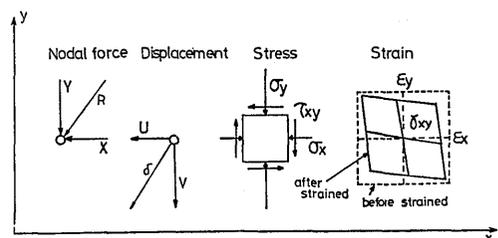


Fig. 2 Positive components of nodal force, displacement, stress and strain

の判定, および壁面におけるせん断抵抗力 (壁面摩擦力+壁面粘着力)の考慮は Fig.3 に示したフローチャートにそくして行われる. 図中 F_1 は壁面に作用する垂直力が圧縮力の場合のすべりに対する安全率, F_2 , F_3 はそれぞれ壁面に作用する垂直力が引張力の場合の分離・すべりに対する安全率を意味し, F_{yi} は節点 i に作用する y 方向のせん断抵抗力である. また ($u_i = u_j$, $v_i = v_j$) は両節点の剛結, ($u_i = u_j$, $v_i \neq v_j$) は y 方向のすべり, ($u_i \neq u_j$, $v_i \neq v_j$) は分離をそれぞれ意味している.

Fig. 3のフローチャート中, 太実線で示したケースを例にとって解析手順を説明すると, 壁面上の節点 j には土から圧縮力 X_i が作用し, 壁面からうけるせん断抵抗力 ($X_i \cdot \tan \phi_0 + c_0 \cdot Si$)より壁面上に作用する接線方向の力 Y_i の方が大 ($F_1 \leq 1$) なので, 節点 i, j の y 方向の拘束を解き ($v_i \neq v_j$), 同時にせん断抵抗力 $F_{yi} = (X_i \tan \phi_0 + c_0 \cdot Si)$ を節点 i に鉛直上向きに作用させる. 逆に土が壁に作用するせん断抵抗力として節点 j には, 同値の節点力 F_{yj} を鉛直下向きに作用させる. ここに ϕ_0 は壁面摩擦角, c_0 は壁面粘着力である. その他, 境界面が鉛直で壁面法線が x 軸の負の方向を向く場合, 境界面が水平の場合についてもほぼ同様の手順に従って, 分離・すべりの判定, 拘束の解

除, せん断抵抗力の考慮が払らわれる.

2-2. 土質材料の力学モデル

土質材料の力学モデルとしては, 著者らが既報⁽⁵⁾において用いたモデルを採用した. その概要は文献(5)に詳しいが, 概略は次のようである.

土質材料は初期応力下では等方弾性体と仮定し, 局部的な破壊を生じた要素については, せん断破壊・引張破壊も含めて破壊後の要素をそのすべり面, あるいは破断面方向に異方性 (2軸直交異方性) の発達した材料で置換し, その方向の剛性を低下させることにより, 破壊後の土質材料をシミュレートする. なお用いた破壊規準は Fig. 4に示すように Mohr-Coulomb則の引張領域を円弧で修正したものであり, 次式で定義される要素の局部的な破壊に対する安全率 F_e を導入した.

i) $\sigma_{mp} \geq c \tan \phi$ のとき

$$F_e = \frac{\overline{C_1 T}}{C_1 D} = \frac{c \cdot \cos \phi + \sigma_{mp} \cdot \sin \phi}{\tau_{max}}$$

ii) $c \cdot \tan \phi > \sigma_{mp} \geq c(\tan \phi - \sec \phi)$ のとき

$$F_e = \frac{\overline{C_2 Q}}{C_2 A} = \frac{\sigma_{mp} - c(\tan \phi - \sec \phi)}{\tau_{max}} \quad (1)$$

iii) $c(\tan \phi - \sec \phi) > \sigma_{mp}$ のとき $F_e = 1$

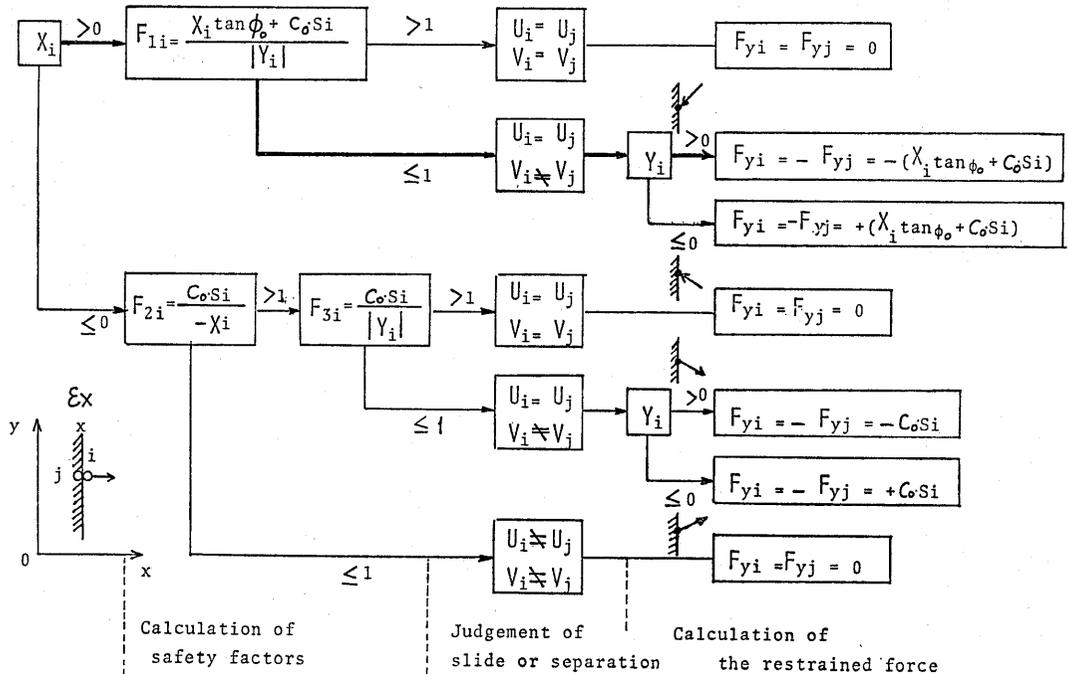


Fig. 3 Flow chart for the calculation of the restrained force

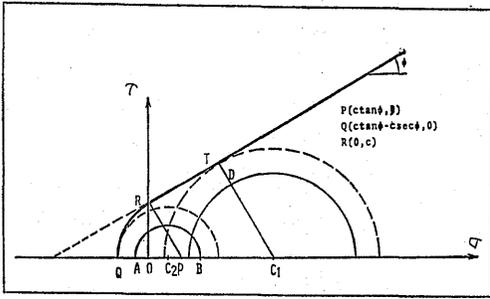


Fig. 4 Adopted failure criterion

ここに

$$\sigma_{mp} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, \quad \tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

c: 土の粘着力, ϕ : 土のせん断抵抗角

σ_{mp} が (i) の条件で $Fe \leq 1$ を満足する要素はせん断破壊が生じる。すべり面は最大圧縮応力軸と $\pm(\pi/4 - \phi/2)$ 傾むくから、要素の位置に応じて複号の一方を選択し、そのすべり面法線を主軸とする異方性材料で置換する。せん断破壊後の要素は、すべり面方向のせん断剛性率の極端な低下が予想されるが、すべり面に垂直な方向のヤング率の低下はその要素が圧縮応力下にある限り、ほとんど期待できない。したがってこの場合にはせん断変形係数 G_f のみを等方弾性の初期値 $G_0 = E_0/2(1+\nu_b)$ の $1/1000$ に低下させる。

また σ_{mp} が (ii), (iii) の条件で $Fe \leq 1$ を満足する要素は引張破壊が生じる。破断面は最小主応力軸と直交するから、その面法線を主軸とする異方性材料で置換する。引張破壊後の要素は、破断面方向のヤング率の極端な低下と、破断面方向のせん断剛性率の低下が予想されるから、主軸方向のヤング率 E_{df} と、破断面方向のせん断変形係数 G_f をそれぞれ初期値の $1/1000$ に低下させる。

なお、すべり面がX軸と反時計まわりになす角 β は (2) 式で与えられ、初期等方弾性の応力ヒズミ行列 $Diso$ は (3) 式、局部破壊後の2軸直交異方性の応力ヒズミ行列 Dan は (4) 式でそれぞれ与えられる。

(4) 式において E_1, ν_1 はすべり面または破断面方向の変形に関するもの、 E_2, ν_2 は面の法線方向 (異方性の主軸) の変形に関する諸量である。

$\sigma_x - \sigma_y \geq 0$ のとき

$$\left. \begin{matrix} \beta_1 \\ \beta_2 \end{matrix} \right\} = \arctan\left(\frac{\tau_{xy}}{\sigma_1 - \sigma_y}\right) \pm \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

$\sigma_x - \sigma_y < 0$ のとき

$$\left. \begin{matrix} \beta_1 \\ \beta_2 \end{matrix} \right\} = \arctan\left(\frac{\sigma_y - \sigma_3}{\tau_{xy}}\right) \pm \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

(2)

$$Diso = \frac{E_0}{(1+\nu_b)(1-2\nu_b)} \cdot$$

$$\begin{pmatrix} 1-\nu_b & \nu_b & 0 \\ & 1-\nu_b & 0 \\ S_{ym} & & (1-2\nu_b)/2 \end{pmatrix} \quad (3)$$

$$Dan = LD'^tL \quad ({}^tL: L \text{の転置行列}) \quad (4)$$

$$D' = \begin{pmatrix} \frac{1-n\nu_2^2}{1-\nu_1} \cdot S & \nu_2 S & 0 \\ & \frac{1-\nu_1}{n} \cdot S & 0 \\ S_{ym} & & G_f \end{pmatrix}$$

ここに $S = E_1/(1-\nu_1-2n\nu_2^2)$, $n = E_1/E_{df}$

$$L = \begin{pmatrix} \cos^2\beta & \sin^2\beta & -2\sin\beta \cos\beta \\ \sin^2\beta & \cos^2\beta & 2\sin\beta \cos\beta \\ \sin\beta \cos\beta & -\sin\beta \cos\beta & \cos^2\beta - \sin^2\beta \end{pmatrix}$$

2-3. 解析手順

ここでは変位増分型の解析手順を例にとって説明すると、

- 1) 境界面の全ての節点は完全剛結、土質材料は等方弾性として最初の変位増分を与え、応力・節点力の計算をする (step. 1).
- 2) 各変位増分に応じ、 F_1, F_2, F_3 の値から境界面のすべり・分離の判定を、 Fe の値から土要素の破壊の判定を行い、すべりを生じた境界面節点は拘束を解き、せん断抵抗力を作用させ、破壊が生じた要素は異方性材料で置換して、応力・節点力の再計算を行う (step. 2).
- 3) 以後 (2) の計算を繰り返えし (step. 3, 4, ...), 境界面、土要素ともに新たなすべり・分離や破壊が生じなくなったとき解は収束したとみなし、次の変位増分を与え、以後 (2), (3) の手順を続行する。

なお、解が収束しなくなったとき、または土要素全部が破壊したときを、土質材料の全体としての崩壊とみなす。

3. 擁壁の移動様式と土圧

3-1. 解析条件

壁高10mの擁壁と奥行20mの裏込土を、Fig. 5に示すように要素数76、節点数57のC. S. T要素分割を行い、擁壁前面の節点に変位増分を与え、平面ヒズミとして解析した。

本解析に用いた土質定数 (Table-1) は松尾ら (1978)⁹⁾ が行った裏込土としてシルト質砂を用いた実物大模型実験のそれを採用した。本解析で最も重要な定数 c_0/c , ϕ_0/ϕ は一面せん断試験機を用いて求めて

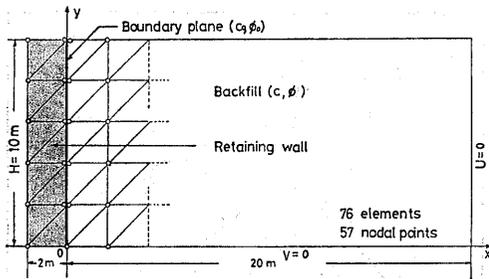


Fig. 5 F. E. model for the analysis of the earth pressures due to the wall movements

いる報告例が多いが、著者らの研究室で有明粘土 ($G_s=2.57$, $\omega_L=117\%$, $\omega_p=49\%$) を試料に一面セン断試験機を利用して得た c_0/c は3.0となり、セン断箱の拘束の影響で c_0/c を大きく見積もる傾向がある。別に行った引抜試験では $c_0/c=2/3$ のほぼ妥当な値を得

たので、境界面の強度定数 c_0 , ϕ_0 の決定は引抜試験によるのが適当と思われる。なお本解析では $c_0/c=2/3$, $\phi_0/\phi=1$ を仮定した。解析例はまとめて Table-2 に示す。壁の移動様式としては i) 主働・下端まわり回転 (以後 AR と略記する), ii) 受働・下端まわり回転 (PR), iii) 受働・平行移動 (PT) の3ケースであり、PT に関しては比較のため、土質材料を完全等方弾性体と仮定し、壁面が完全に滑らかな場合 ($c_0=\phi_0=0$) (PTS) と完全に粗な場合 (PTR) も行っている。

3-2. 解析結果と考察

i) 主働・下端まわり回転 (AR)

まず解の収束状況を見るために、一例として主働・下端まわり回転 AR_5 ($c=5.0t/m^2$) の壁面応力分布を計算ステップ数をパラメーターとして Fig.6 に示す。この場合解は4回で収束している。なお図中の d は壁

Table - 1

| Material | Parameter | Symbol | Value |
|------------------------------|--|----------------------|----------|
| Retaining wall (Concrete) | Unit weight (t/m^3) | γ_c | 2.3 |
| | Young's modulus (t/m^2) | E_c | 1400000. |
| | Poisson's ratio | ν_c | 0.25 |
| Backfill (Sandy soils) | Unit weight (t/m^3) | γ_b | 1.9 |
| | Cohesion (t/m^2) | C | varies |
| | Frictional angle (degrees) | ϕ | 27. |
| | Young's modulus at primary (t/m^2) | $E_0=E_f=E_2$ | 3000. |
| | Young's modulus at failure (t/m^2) | E_{2f} | 3. |
| | Shear modulus at primary (t/m^2) | $G_0=E_0/2(1+\nu_0)$ | 1167. |
| | Shear Modulus at failure (t/m^2) | Gf | 1.17 |
| | Poisson's ratio | ν_b | 0.29 |
| Wall-Backfill interface | Frictional angle (degrees) | ϕ_0 | 27. |
| | Cohesion (t/m^2) | $C_0 = \frac{2}{3}C$ | varies |

Table - 2

| Mode of the wall movement | Symbol | Variable parameter |
|--------------------------------|--------|-----------------------|
| Active rotation about the toe | AR_0 | $c=0$ |
| | AR_2 | $c=2.0 t/m^2$ |
| | AR_5 | $c=5.0 t/m^2$ |
| Passive rotation about the toe | PR | $c=5.0 t/m^2$ |
| Passive translation | PT | $c=5.0 t/m^2$ |
| | PTS | Perfectly smooth wall |
| | PTR | Perfectly rough wall |

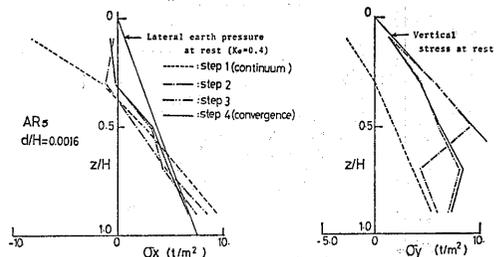


Fig. 6 Diagram to show the convergence of stress distribution on the wall (AR_5) (a) Lateral stress, (b) Vertical stress

頂の水平移動量, z は裏込土表面からの鉛直深さであり, とともに壁高 H で除し無次元化している. 図から step. 1 (図中点線) では境界面節点完全剛結のため, 壁頂付近に引張応力が生じるが, 分離 (step. 2) 以後は壁頂付近の土圧はゼロに近づき, step. 3 と 4 では (a) σ_x , (b) σ_y とともに応力値にほとんど差異がなく解の収束が良好なのが読み取れる. (a), (b) 中の細実線はそれぞれ壁面摩擦ゼロの静止土圧 ($K_0=0.4$) と土かぶり圧であり, 計算値 (step. 4 の実線) との比較から次のことがいえる. $d/H=0.0016$ の主働・下端まわり回転を与えたとき, 水平土圧 σ_x は壁頂から 3m まではほぼゼロとなり, 壁頂から 5m より深部ではほぼ静止土圧に近いがやや小さな値をとっている. 鉛直土圧 σ_y も壁面における拘束の影響を受けて, 壁面摩擦ゼロの計算土かぶり圧より深部になるほど値が小さくなる放物線形の分布をしている.

次に主働回転に伴う土圧変化の様子をみるため, d/H をパラメーターとした壁面垂直力 X の分布を AR_5 を例にとって Fig. 7 に示す. 図から土圧が壁頂から粘着深さ z_0 までゼロとなり, z_0 より深部までは三角形分布をなしているのが読みとれる. また土圧は d/H の増加とともに漸時減少する傾向にある. $d/H=0.0054$ までの計算結果は松尾らの土圧実測値 (Fig. 8) と定量的にも良好な一致を示している. しかし $d/H=0.0068$ 以上になると計算では負の土圧が生じている. これは壁面粘着力 c_0 が引張力に対しても完全にモービライズされるとしたため (Fig. 3 参照), 壁面で

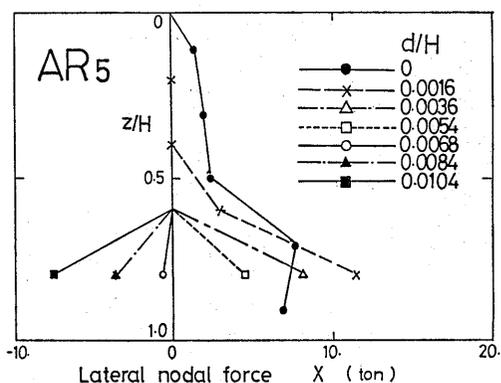


Fig. 7 Calculated lateral pressure on the wall due to the active rotation about the toe

の分離に対する安全率 F_2 が 1 より大となり, 節点剛結状態で以後の計算を行なったためである. c_0 は引張力に対してはモービライズされないと考えるべきであろう. そうすれば $d/H=0.0068$ 以後の負の土圧は消失し, 松尾らの実測値とほぼ等しい結果が得られることが予想できる. また z_0 の値は実測ではシルト質砂で 5m, 鉱さい (A) で 7m, 計算では 6m でありほぼ等しい. これらの結果は本解析法の有用性を示唆するものと考えられる. また実測静止土圧 ($d=0$) と計算静止土圧との形状の相似も興味深い. 壁面摩擦の影響により静止土圧は従来いわれているような三角形分布にはならないようである.

ii) 受働回転と受働平行移動

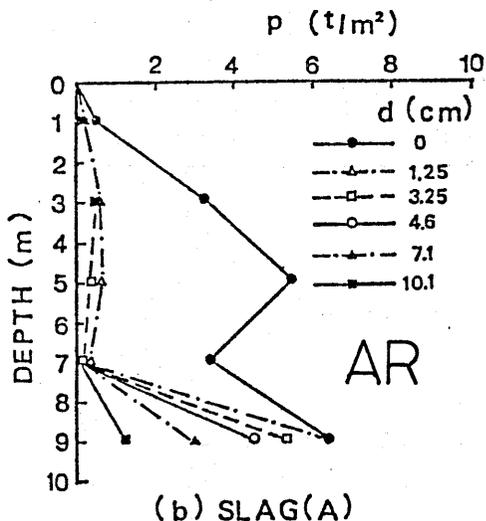
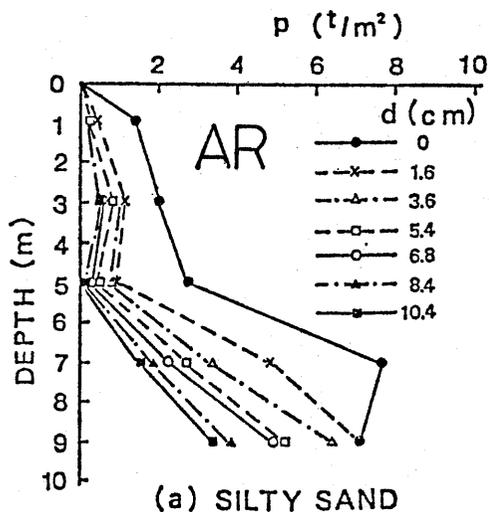


Fig. 8 Observed lateral pressure on the wall due to the active rotation about the toe (a) Silty sand, (b) Slag (A) (after M. Matsuo et al, 1978)

ここでは主として擁壁の移動様式の相違が壁面土圧に与える影響をみていく. Fig. 9には壁面土圧 σ_x の分布, Fig. 10には壁面せん断応力 τ_{xy} の分布を示す.

まずFig. 9(a)下端まわり回転(PR)の計算結果は, H/2よりやや上部にピークをもつ中ぶくれの土圧分布になることを示している. これは裏込土の局部破壊が壁頂と壁底付近の要素から進行し, 壁中央付近の要素は破壊しにくいことにより説明できる(図省略). また $d/H=0.04$ と $d/H=0.05$ で土圧にあまり差がないことから極限土圧に近づいていることがわかる. 計

算結果は James and Bransby(1970)⁷⁾の実測土圧分布(Fig. 11の実線)と似ているが本計算の方が土圧作用点の位置が高い. ただし彼等の実験に用いられた裏込材料は乾燥砂($c=0$)であり, 計算では松尾らの用いたシルト質砂($c=5.0t/m^2$)の土質定数を用いており一概に比較はできない. (b)平行移動(PT)の場合は壁変位の増大とともに壁面土圧は初期の台形分布から三角形分布に近づく. 図中細実線で示したランキンの受働土圧($c_0=\phi_0=0$)と比較して, 壁面摩擦と裏込土の局部破壊を考慮した本計算では, 極限土圧が三角

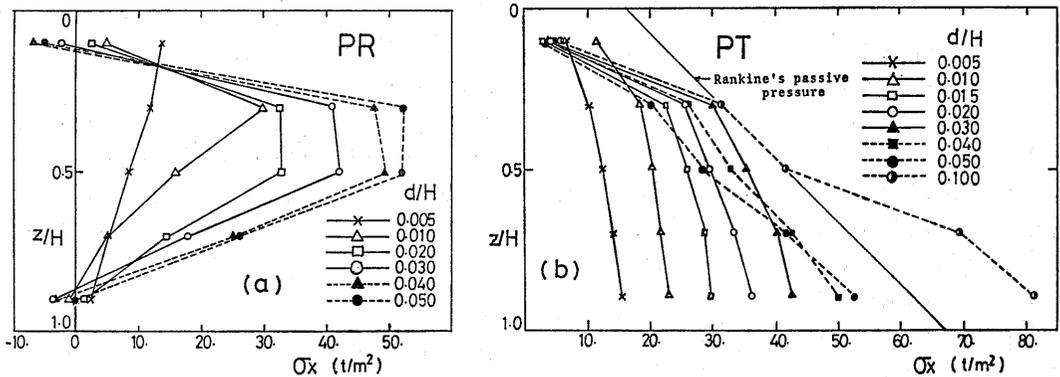


Fig. 9 Calculated lateral earth pressures due to the passive wall movements (a) Rotation about the toe, (b) Translation

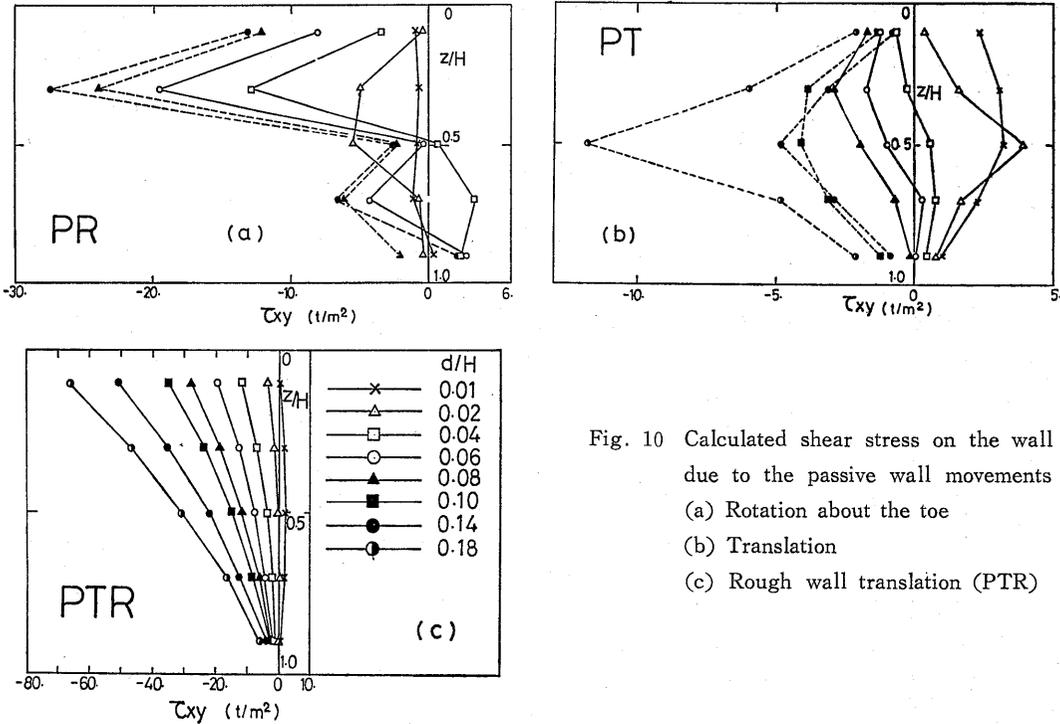


Fig. 10 Calculated shear stress on the wall due to the passive wall movements (a) Rotation about the toe (b) Translation (c) Rough wall translation (PTR)

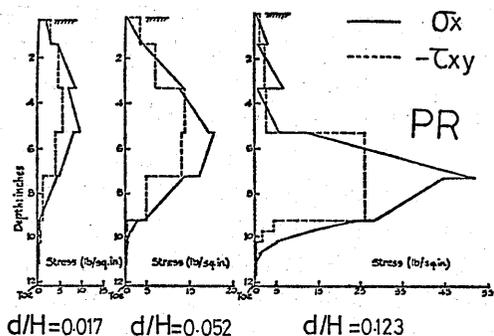


Fig. 11 Observed lateral earth pressure and shear stress on the wall due to the passive rotation about the toe (Backfill: Leighton Buzzard sand, $e_0 = 0.51$, $H = 12.1$ in.) (after James and Bransby, 1970)

形分布になることを示している。これは平行移動の場合地表面近くの土ほど比較的初期に局部破壊を生じること起因するものと考えられる(図省略)。またFig. 9(a)にみられる壁頂・壁底部の負の土圧は本解析法が境界面のすべりをx, y方向にしか許さないことに起因するものと思われる。したがって極限土圧に到るまでの壁の回転角が大きいPRの計算結果はやや信頼性に欠ける。

次に壁面せん断応力の計算結果をみると、Fig. 10(a)下端まわり回転で特徴的なことは壁頂からH/2まではd/Hの増大とともに τ_{xy} は急激に大きくなるのに対しH/2より深部では目立った変化がみられない。一方(b)の平行移動の場合はd/HにかかわらずH/2でピークをなす放物線分布である。また τ_{xy} はd/H=0.015(図中白四角)を境にd/Hの増大につれ正から負に移行する。これは $0 \leq d/H \leq 0.015$ では自重により裏込土が沈下するのを壁面摩擦が防だけ、d/H>0.015では壁の受働側移動により生じる裏込土の隆起を壁面摩擦が防たげるためである。

極端な例として裏込土は完全弾性体、境界面節点剛結の場合(PTR)の τ_{xy} (Fig. 10(c))は地表面で最大、壁底でゼロの逆三角形分布となる。壁面摩擦ゼロの場合(PTS)はd/Hの大きさにかかわらず τ_{xy} は常にゼロである。いずれにしろPTS, PTRの τ_{xy} はFig. 11の点線で示される τ_{xy} の実測値とは大きくかけ離れており、本解析法の計算結果は少なくとも実測値の傾向は捉えていると思われる。

最後に壁の受働変形様式によるすべり線網の相違をFig. 12に示した。(a), (b)両図は局部的な破壊の

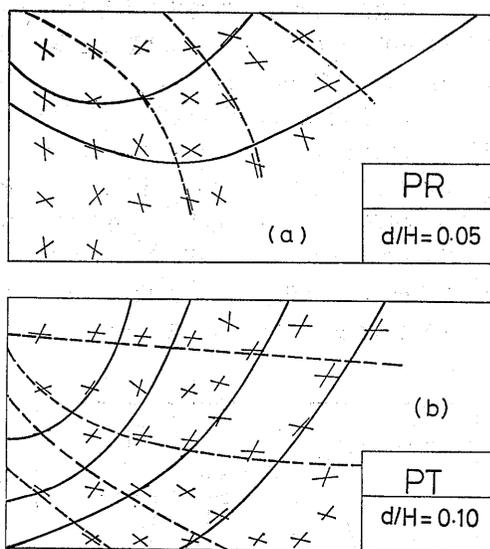


Fig. 12 Trajectories of the plane of the slide due to the passive wall movements
(a) Rotation about the toe,
(b) Translation

生じた要素の中心に2つのすべり線をプロットし、できるだけプロットしたすべり線と平行になるようになめらかに線を描いて得たものである。(a)下端まわり回転のすべり線網は既報⁷⁾のすべり線の観測結果と傾向が似ている。(b)受働平行移動の場合、壁面摩擦がゼロであればすべり線は対数らせん線をなすことが剛塑性理論により明らかにされているが壁面摩擦を考慮すれば円弧すべりに近くなることを示していて興味深い。いずれにしろFig. 12のようにすべり線網が得られるのは、土質材料の局部的な破壊の持つ方向性を考慮した本解析法の利点の1つとして掲げられよう。

4. 裏込施工に伴う土圧

4-1. 解析条件

水平地盤上に重力式コンクリート擁壁を設置し、裏込土充てんに伴う土圧解析を行った。擁壁の高さは3m、断面寸法は従来からのクーロン土圧公式等により設計したものであり、Fig. 13に要素分割図の一部を示す。裏込土および地盤の土質定数はTable-3に示すとおりであり、壁面摩擦角 ϕ_0 は 24° 、壁面粘着力 c_0 はゼロである。なお裏込土の物体力は各三角形要素の自重を等価節点力に換算した荷重ベクトルで与えた。また連立1次方程式の解法はガウスの消去法により、計算は九州大学大型計算機センターFACOM-M190を利用した。

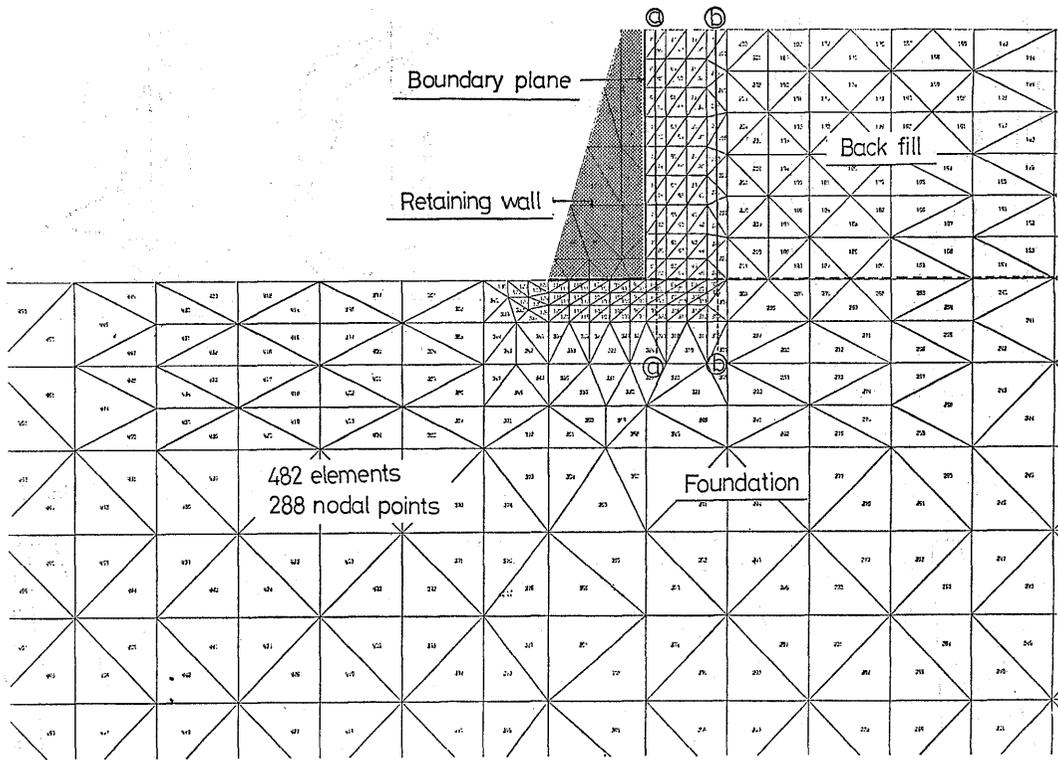


Fig. 13 F. E. model for the analysis of the earth pressure on the gravity type retaining wall due to the backfill

Table - 3

| Object | Parameter | Symbol | Value |
|----------------|--|----------------------|--------------|
| Retaining wall | Unit weight (t/m^3) | γ_R | 2.35 |
| Backfill | Unit weight (t/m^3) | γ_B | 1.6 |
| | Angle of internal friction ($^\circ$) | ϕ_B | 35 |
| | Cohesion (t/m^2) | c | 0 |
| | Yang ratio (kg/cm^2) | E_B | 200 |
| | Poisson's ratio | ν_B | 0.3 |
| | Shearing modulus (at primary) (minimum, at failure) | G_{B0} G_{Bc} | 70 0.07 |
| Foundation | Unit weight (t/m^3) | γ_F | 1.6 |
| | Yang ratio (kg/cm^2) | E_F | 500. |
| | Shearing modulus (at primary) (minimum, at failure) | G_{F0} G_{Fc} | 170 0.170 |
| | the others are the same as Backfill | | |

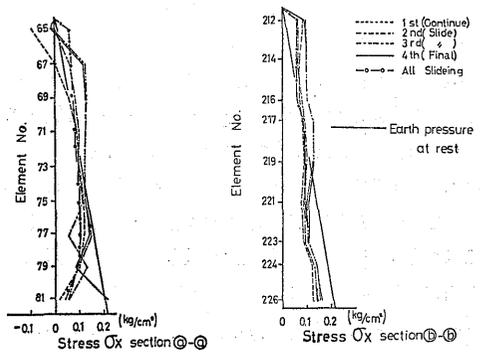


Fig. 14 Lateral stress (a) section (a)-(a), (b) section (b)-(b)

細実線は収束時の計算値である。

計算結果は σ_x , σ_y とともに地表面から $H/2$ の深さ ($0 \leq z/H < 1/2$) では、壁面摩擦ゼロとしたときの静止土圧、土かぶり圧 (図中太実線) に比べやや大きく、逆に $1/2 \leq z/H < 1$ では小さい値となっている。これは壁面摩擦の影響によるものと考えられる。

Fig. 14(b), Fig. 15(b)はともにFig. 13のsection

4-2. 解析結果と考察

計算結果の一例を Fig. 14から17に示す。Fig. 14 (a), Fig. 15(a)はそれぞれFig. 13の section (a)-(a) における σ_x, σ_y すなわち壁面土圧および壁面鉛直応力の分布を示す。図中点線は境界面節点剛結 (step.1),

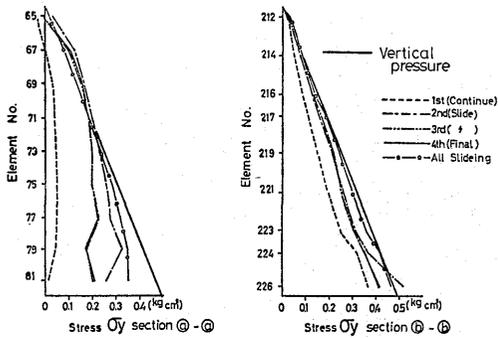


Fig. 15 Vertical stress (a) section (a)-(a), (b) section (b)-(b)

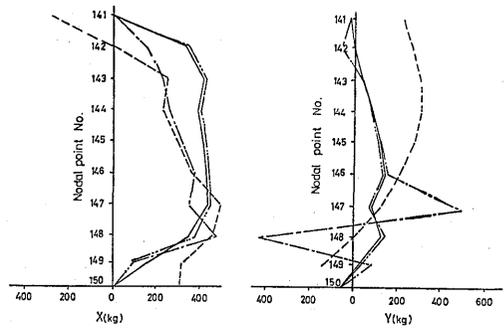


Fig. 16 Nodal force on the wall (a) Normal force, (b) Tangential force

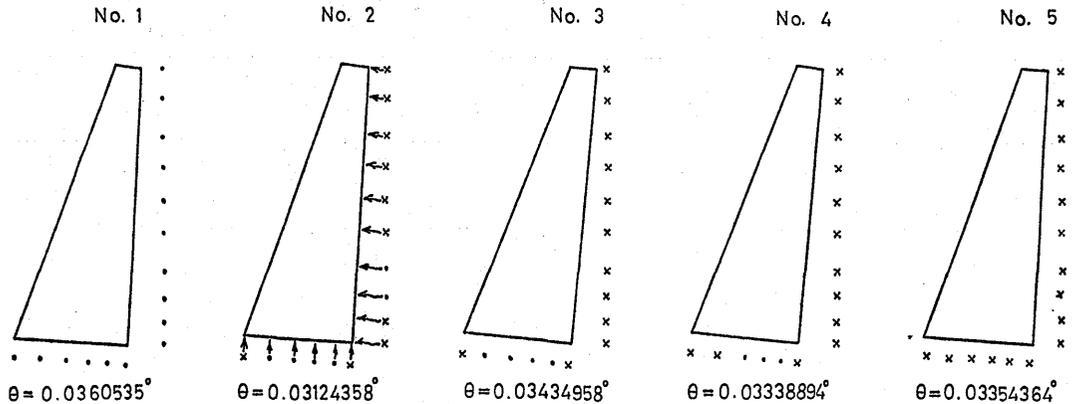


Fig. 17 Rotation of the wall due to the backfill

①-⑤における σ_x , σ_y であり、壁から少し離れた面では壁面摩擦の影響が小さいため、それぞれの値は静止土圧、土かぶり圧に近づくのが読みとれる。

Fig. 16は壁面垂直力Xと壁面接線力Yの分布である。壁面垂直力(土圧)は壁底付近で著しく小さくなりほぼ台形の分布をなす。また壁面接線力も壁面に沿って常に鉛直下向きとは限らないようである。

Fig. 17に収束計算の過程における節点拘束条件の変化と擁壁の回転状況を示しておく。図中×印がすべりを生じた節点を意味する。

5. まとめ

境界面のすべりにおける壁面摩擦力と裏込土の局部破壊のもつ方向性を考慮した本解析法により得られた主な結果は次のようである。

1. 壁面摩擦をうけたときの静止土圧は従来いわれている三角形分布ではなく、壁底付近で土圧減小がみられるゆるやかな放物線形の分布をなす。

2. 主働下端まわり回転では、壁頂からある深さ z_0 までは土圧はゼロであり、 z_0 で深で三角形分布をなし壁の回転とともに土圧は軽減する。

3. 受働下端まわり回転の土圧は、壁頂・壁底でゼロ、壁中央付近で最大値をとる中ぶくれの分布をなす。

4. 受働平行移動の土圧は壁移動量が小さい間は古典土圧と等しい台形分布をなすが、極限土圧に近づくとともに三角形分布をなす。

5. 壁面セン断応力は受働状態の場合、壁の移動様式にかかわらず壁頂・壁底でゼロになる。

6. 図は省略したが、裏込土の逐次破壊状況は、主働下端まわり回転の場合、壁底から壁頂に向かい進行し、受働下端まわり回転の場合、壁頂・壁底近傍から進行し壁中央付近は最も破壊しにくい。受働平行移動の場合はわずかな壁移動でまず壁頂から裏込土表面に沿って破壊が進行し、壁底近傍が最も破壊しにくい。

7. すべり線は受働下端まわり回転の場合、地表面

から壁高の1/2までの間で発する対数らせん状となり、受働平行移動の場合は、対数らせんより円弧に近づく。

6. あとがき

3, 4章 でみたように計算値は古典土圧とかなり異なり、既報の実測例と傾向が似ており、本解析法のある程度の有用性が認められた。しかし受働下端まわり回転でみられた壁頂・壁底部の負の土圧は、本解析法が境界面のすべりを x, y 方向にしか許さないことに起因するものと思われる。今後不連続面の変形に応じてその接線方向にすべりを許すよう解析法の改良をはかるとともに、壁面粘着力・壁面摩擦角や破壊後の土の剛性低下率の測定方法について検討を加えていきたい。

7. 引用文献

- 1) 例えばテルツァギ・ペック 『土質力学・基礎編』, 『同・応用編』 星埜和他訳, 丸善, 1969, 1970.
- 2) R. E. Goodman, R. L. Taylor and T. L. Brekke, "A model for the mechanics of jointed rock" Proc. ASCE, vol. 94, SM3, pp. 637-659, 1968.
- 3) R. Iida, "A mechanical consideration on the stress distributions and characteristics of deformation in rock masses" Proc. 2nd Congr. ISRM, Beograd, pp. 2-24, 1970.
- 4) 川本朧万・林 正夫『地盤工学における有限要素解析』第8章, pp. 252-287, 培風館, 1978.
- 5) 伊勢田哲也・棚橋由彦, "弱面を含む自然斜面の逐次破壊現象の有限要素解析" 長崎大学工学部研究報告第4号, pp. 81-89, 1973.
- 6) M. Matsuo, S. Kenmochi and H. Yagi, "Experimental study on earth pressure of retaining wall by field tests", J. of JSSMFE, vol. 18, No. 3, pp. 27-41, 1978.
- 7) R. G. James and P.L. Bransby, "Experimental and theoretical investigations of a passive earth pressure problem", Geotechnique. 20, No. 1, pp. 17-37, 1970.
- 8) G. W. Clough and J. M. Duncan, "Finite element analysis of retaining wall behaviour", Proc. ASCE, vol. 97, SM12, pp. 1657-1673, 1971.
- 9) 林 義信, "不連続性を考慮した二, 三の有限要素解析", 名古屋大学土木研究報告書, No. 74116, 1974.