

誘導異方性を有する地盤の弾塑性解析

ELASTOPLASTIC ANALYSIS OF GEOMATERIALS WITH INDUCED ANISOTROPY

山辺 正*・尾原祐三**・市川康明***・川本脩万****

By Tadashi YAMABE, Yuzou OBARA, Yasuaki ICHIKAWA and Toshikazu KAWAMOTO

An elastoplastic analysis is presented using a newly developed element which includes a plastic shear band. It is called the cracked triangular element. This element can express a stress-induced anisotropy of geomaterials with development of internal cracks. The orientation of a crack in a triangular element is determined by Mohr-Coulomb's failure criterion. And the stress-strain behaviour of shear band is decided by the flow theory of plasticity. Finite element analyses are performed for a triaxial compression test and a punching shear problem. The results of these analyses are shown to well correspond with experiments and theoretical values. Especially, strain-softening phenomenon are observed in compression tests under the condition of stress transfer method with cracked triangular element.

Keywords: anisotropy, plasticity, FEM

1. まえがき

地盤には堆積構造や不連続面のもたらす異方性が、程度の差こそあれあらかじめ存在すると考えてよい。また、地盤に外力が作用することにより内部の構造が変化して異方的になることも一般的に観察される。前者のように元来、地盤に備わっている異方性を固有異方性 (inherent anisotropy)、後者のように外的な要因により新たに生じる異方性を誘導異方性 (stress-induced anisotropy) とよぶことが慣用的¹⁾である。特に、岩盤を対象とした場合のこれらの異方性を数値解析的に扱った研究では、不連続面と力学的に等価なジョイント要素を導入して^{2),3)}固有異方性を表現したり、応力依存性の材料パラメータを適用して^{4),5)}誘導異方性の効果を取り入れたりしている。一方、地盤構造物の安定性の評価に欠かすことのできない極限荷重やそのときの変形状態を求める努力は、過去、地盤力学に携わったきわめて多数の研究者に

よってなされてきた。数値解析的な取扱いに限っても、初期の弾塑性解析⁶⁾から始まり no-tension 法の導入⁷⁾や limit-analysis による解析⁸⁾、個別剛体要素法の適用⁹⁾、さらには剛塑性有限要素法による解析¹⁰⁾など枚挙に暇がない。また、有限要素法による崩壊解析は、種々の条件下において続けられているがそれらの研究を概観すると、離散化に用いる有限要素の種類や要素分割数が問題であることがわかる^{11)~13)}。さらに、有限要素解の精度を向上させるため、近似の程度に応じて要素分割を自動的に決定する Adaptive 手法¹⁴⁾も極限解析にとって重要であろう。このような現状認識を踏まえて、本研究では、比較的簡易な手法を採用することにより、クラックの発生に伴う誘導異方性の効果を表現し得る有限要素を用いて弾塑性解析を実施する。この有限要素は塑性クラック要素 (Cracked Triangular Element¹⁵⁾) とよばれ、破壊と判定された要素内に新たに弾塑性体のクラックを導入するものである。このようなクラックの進展を考慮した従来の有限要素解析は、コンクリート構造物を対象として実施された例が多く、そこで用いられる解析手法は、主として次の3種類に分類される¹⁶⁾。すなわち、① smeared cracking model, ② discrete cracking model (node separation type), ③ fracture mechanics model であり、全体の荷重変位関係に注目する場合には、①の

* 正会員 工修 埼玉大学助手 工学部建設基礎工学科
(〒338 浦和市下大久保 255)

** 正会員 工博 熊本大学助手 工学部資源開発工学科
(〒860 熊本市黒髪 2-39-1)

*** 正会員 工博 名古屋大学講師 工学部土木工学科
(〒464 名古屋市千種区不老町)

**** 正会員 工博 名古屋大学教授 工学部地盤工学科
(同上)

smearred cracking model を用いることが多い。本研究で用いた塑性クラック要素（これ以降 CT 要素とよぶ）の原型は、三角形定ひずみ要素内に Goodman タイプのジョイント要素を導入したもの¹⁷⁾で、上記の分類によれば、①と②を融合したモデルであるといえる。さらに、このモデルを発展させた CT 要素による解析においては、有限要素内の超過応力に対し初期応力法の一つである stress transfer method を適用することにより極限荷重を求め得ることを示す。また、解析に用いるパラメータは、一般的な三軸圧縮試験から容易に決定できることを示し、2, 3 の解析例について検討する。

2. 解析方法

クラックの進展を考慮した解析手法のうち、smearred cracking model は引張クラックを生じた要素において、そのクラックの垂直方向には圧縮力のみが伝達されるとし、せん断方向に対する抵抗力も低減させるモデルである。一方、discrete cracking model は、node separation type とよばれ、節点を二重にするためのルーチンなどをあらかじめ用意しておき、破壊条件に従って節点を分離させるモデルである。本研究で用いた CT 要素はこの2種類のモデルのもつ効果を1つの有限要素内に実現させたものであり、塑性クラックの発生条件を、次式で表わされる Mohr-Coulomb の破壊規準から求めている。

$$f = \tau + \sigma_n \tan \phi - C \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 f は破壊規準、 C と ϕ は基質部の粘着力と内部摩擦角、 σ_n と τ は発生したクラック面上の垂直応力とせん断応力である。また、クラックの方向は全体座標系で Fig. 1 のように θ をとれば、せん断クラックの場合には式 (2)、引張クラックの場合には式 (3) に従う方向にあるとし、Fig. 1 の三角形要素内の重心 G を通ることとした。ただし、 θ' は X 軸と要素内の最小主応力方向の成す角度である。

$$\theta = \theta' + \phi/2 - 3\pi/4 \dots\dots\dots (2)$$

$$\theta = \theta' - \pi/2 \dots\dots\dots (3)$$

このように破断面の発生方向を一意的に決定することが

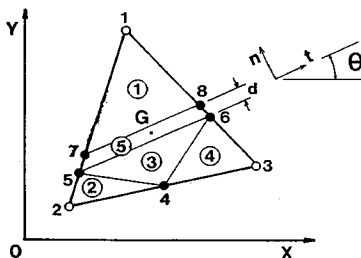


Fig. 1 Cracked triangular elements and its division into sub-elements.

必ずしも最良の方法とはいいがたい。たとえば、破断面が共役方向に発生する可能性を考慮して、そのいずれの方向にもクラックを導入したり、それらの破断面による力学的な効果をせん断面積の増加ととらえ基質部分の剛性を低減させるなどの方法も考えられる。特に後者に属する手法として、田中によって実施されている詳細な弾塑性解析^{18), 19)}が挙げられる。また、対象とする領域の変形モードとの相関やあるいは着目した要素周辺のクラックの進展状況などにより新たに発生するクラックの方向は規定され则认为られる。本研究では特に後者の影響に注目し、後に述べる stress transfer method を適用することによりクラックの進展を表現し、その方向については式 (2)、(3) に従うものとし第一次近似としての解析を進めた。クラックが生じた後には、Fig. 1 に模式的に示すように要素を5分割し副要素①～④は弾性体で、クラックの効果を表わす副要素⑤を弾塑性体とした。すなわち、クラック発生後の塑性ひずみは、すべて副要素⑤に生じるとしそのときの塑性ひずみ増分は関連流れ則に従うことにした。つまり、Fig. 1 の局所座標系に対して Pietruszczak and Mroz²⁰⁾が提案したように次式で表わされる成分をもつ。

$$\dot{\epsilon}_n^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_n}, \quad \dot{\gamma}_t^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \tau}, \quad \dot{\epsilon}_t^p = 0 \dots\dots\dots (4)$$

ここで $\dot{\epsilon}_n^p$ は局所座標系における鉛直方向の塑性ひずみ増分、 $\dot{\epsilon}_t^p$ は同じく水平方向の塑性ひずみ増分、 $\dot{\gamma}_t^p$ は、せん断塑性ひずみ増分である。式 (4) に Prager の適合条件を導入し、マトリックス形で書けば

$$\begin{Bmatrix} \dot{\epsilon}_n^p \\ \dot{\epsilon}_t^p \\ \dot{\gamma}_t^p \end{Bmatrix} = \frac{1}{H} \begin{bmatrix} \tan^2 \phi & 0 & \tan \phi \\ 0 & 0 & 0 \\ \tan \phi & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\sigma}_n \\ \dot{\sigma}_t \\ \dot{\tau} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (5)$$

となる。ここで、 H は softening parameter であり $H = -\xi C$ と書ける。また ξ は無次元のパラメータ ($0 \leq \xi \leq 1$) で softening に伴う強度の低下を表わしている。軟化パラメータを、この形式に選ぶと局所的なひずみの集中が発生した場合に、解が不安定になることがあり、境界値問題においては注意が必要である。これを避けるためには、軟化パラメータに残留値を導入するなどの手法を取り入れることもできる。ただし、本論文の解析においては、常に $H = -\xi C$ としている。また、実験結果にみられるように、ひずみの進行にあわせて ξ を徐々に大きくすることも可能であるが、拘束状態にも依存する ξ の増加現象を一般的な形で定式化することが困難なため、数値解析においてはすべての場合に ξ を一定 ($\xi = 1$) とした。このように、一定の ξ を用いてひずみの進行に伴う softening の程度や拘束圧力の効果さらに要素分割の影響などを表現できるか否かを調べることが、提案した解析方法の検定になると考えられる。

副要素⑤は、アイソパラメトリック要素であり、その n 方向の厚さが d である。この d を主三角形要素の面積 A の平方根 \sqrt{A} で無次元化した値を有効幅比 η と定義し、

$$\eta = d/\sqrt{A} \dots\dots\dots (6)$$

と表わす。この η の決定方法については、次章で検討する。

Pietruszczak らの解析では、1つの要素内での弾性成分と塑性成分の重ね合わせをそれぞれの部分の面積で重みをつけた形式としているが、本論文では上述のように分割した副要素①～⑤の要素剛性マトリックスを以下のように圧縮する。Fig. 1 の副要素①～④は、三角形ひずみ要素であり、⑤は4節点アイソパラメトリック要素である。副要素①～④に対する要素剛性マトリックスは次式で表わされる。

$$K^i = (B^i)^T D^e (B^i) \Delta^i, \quad (i=1, 2, 3, 4) \dots\dots\dots (7)$$

ここで、 B^i はひずみ～変位マトリックス、 Δ^i は各副要素①～④の面積、上添字の t は転置、 D^e は弾性係数マトリックスで平面ひずみ状態に対しては

$$D^e = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \nu \end{bmatrix} \dots\dots\dots (8)$$

となる。ここで E は基質部のヤング率、 ν はポアソン比である。一方、式 (5) の塑性コンプライアンスマトリックスを C_p^i とし、局所座標系に対して式 (8) の逆関係から求められる弾性コンプライアンスマトリックスを C_e^i とすれば、副要素⑤に対する弾塑性マトリックス D^{ep} は次式のように表わせる。

$$D^{ep} = T^l [C_e^i + C_p^i]^{-1} T \dots\dots\dots (9)$$

ここで、下添字の l は局所座標系を意味し、 T は全体座標への変換マトリックスである。この D^{ep} を用いて、副要素⑤に対する要素剛性マトリックス K^5 を求める。ただし、アイソパラメトリック要素に関する面積積分には積分点が一方に2点のガウス積分を採用した。次に、節点1～3を外節点、節点4～8を内節点とよび、内節点系に関する変数に下添字 α 、外節点系に関する変数に下添字 β を採用し、外節点によって形成される主三角形要素に対する剛性マトリックス K を K^i ($i=1\sim5$) から作成する。外節点からなる主三角形の各辺は常に直線であり、内節点は外力を伝達しないので、

$$\begin{Bmatrix} F_\alpha \\ F_\beta \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{\alpha\alpha} & K_{\alpha\beta} \\ K_{\beta\alpha} & K_{\beta\beta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_\alpha \\ U_\beta \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (10)$$

と置いたとき、 $F_\alpha=0$ となり、結局、

$$F_\beta = [K_{\beta\beta} - K_{\beta\alpha} K_{\alpha\alpha}^{-1} K_{\alpha\beta}] U_\beta \dots\dots\dots (11)$$

を得る。この式 (11) が、外節点からなる主三角形に対する要素剛性マトリックスであり、これを全体系に組み込んだ連立方程式を解くこととなる。

式 (11) はユニット分割法などに一般的に現われる static condensation method と形式的に全く同一である。この解析方法を用いる場合に必要なパラメーターは基質部の材料の変形特性に関する (E, ν)、基質部の材料の強度特性に関するパラメーター (C, ϕ)、さらに弾塑性解析に必要なクラックに関するパラメーター (ξ, η) であり、合計6個となる。ただし、 ξ に関しては前述のとおり常に一定値を用いているため弾塑性パラメーターは有効幅比 η だけになる。

以上の解析手法を別の観点から見直せば、本論文ではせん断帯が発生した有限要素に対する構成則は定義していないことになる。すなわち、式 (9) に示している弾塑性マトリックスは、あくまで副要素⑤で表わされるせん断帯そのものに関する構成関係であり、せん断帯を含む要素に対しては単に、式 (11) に示す要素剛性マトリックスが存在するにすぎない。

3. 入力パラメーターの決定方法

前章に示した解析に必要な入力パラメーターを決定する方法について検討する。intact な材料の変形・強度特性 (E, ν, c, ϕ) は、一般的な三軸圧縮試験で決定することができる。intact な部分が、固有な材料異方性を有する場合には変形・強度に関するパラメーターの数も当然増加し、さらに、それらのパラメーターが有効応力依存性を示す場合もあろう。しかしながら、本論文では地盤材料が初期状態においては等方均質であるとした場合を取り扱い、外力が作用したときの誘導異方性の影響だけについて考える。ただし、材料に固有な異方性についても、その定式化が一般的な形式で記述されていれば、

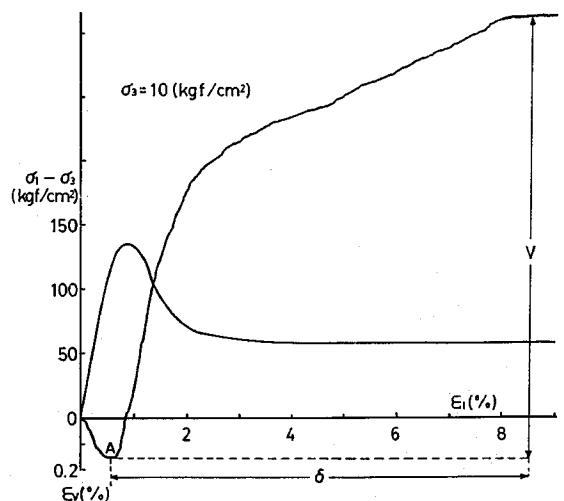


Fig. 2 Stress difference vs. axial strain of tuffaceous sandstone (consolidated drained triaxial compression test, $\sigma_3 = 1$ MPa).

解析コードに容易に取り込めることもまた明らかである。以下では誘導異方性を取り扱う弾塑性解析に必要なパラメーターのうち、有効幅比 η について検討する。

Fig. 2 は凝灰質砂岩（軟岩）の圧密排水三軸圧縮試験における軸差応力～軸ひずみおよび体積ひずみ～軸ひずみ関係の一例である。破壊点直前からひずみ硬化を示しピーク以後ひずみ軟化している、そのひずみ軟化過程ではせん断ひずみの進行に伴い強度低下と体積膨張が著しい。特にこの例では、低拘束圧力下の三軸試験のため、その dilation は著しいものとなっている。三軸圧縮試験時の供試体の破壊形態については、大理石を用いた初期の報告にもみられるように²¹⁾拘束圧力依存性が顕著であり、圧力～ひずみ曲線や内部組織の変化なども密接な関係にある。本論文では、softening 現象がみられる拘束圧力範囲の実験結果を用いてパラメーター η を決定し、その η を用いて数値解析を実施することによりピーク以後に softening する領域から明確なピークを示さない範囲までを追跡できるか否かを調べることにする。

Photo 1 は Fig. 2 の応力～ひずみ関係を示した供試体の破壊後の状況を示し、Table 1 は用いた試料の物理特性を表わす。採用した拘束圧力下では明確な破断面を生じており、かつ、その破断面を調べるとせん断前の供試体の飽和含水比と比較して、明らかに含水比が高くなっている。この傾向は、仲野が泥岩を用いた一面せん断試験結果に基づいて報告したせん断層の含水比変化の特徴²²⁾と整合している。また、このことは硬岩において観察されるようにせん断面に特にせん断ひずみが集中することを実験的に実証した研究²³⁾とも対応している。これらの実験事実を踏まえて、破壊後の供試体を Fig. 3 のように単一の破断面とそれを挟む上下の部分からなるモデルに置き換える。実験では複数の破断面が形成されることもよく見掛けるが、それらの不連続面がもたらす破断面の効果（すなわち、吸水する部分としての効果）をすべて単一のせん断帯の影響に置き換えられるとすれば Fig. 3 のモデルとなる。図中、 D は供試体の直径、 d はせん

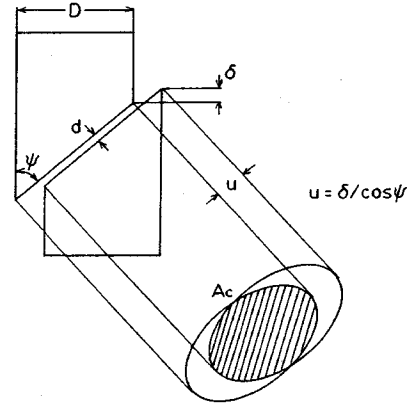


Fig. 3 Idealized failure sample model : D =diameter of sample, d =width of shear band, δ =axial displacement after failure, u =shear displacement along failure plane, ψ =failure angle measured from maximum principal stress σ_1 , A_c =actual contact area of shear zone.

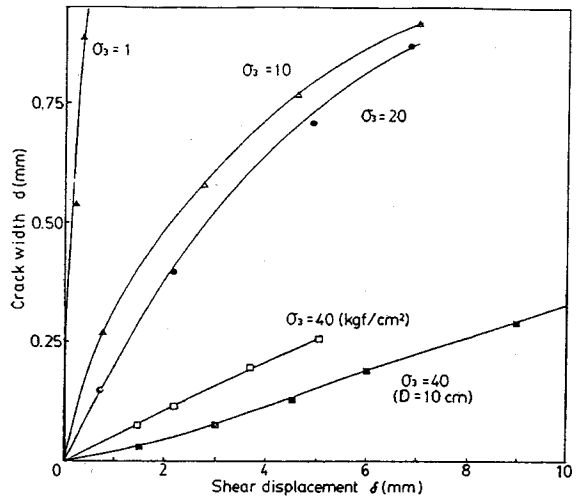


Fig. 4 Shear displacement δ vs. crack width d after failure (tuffaceous sandstone).

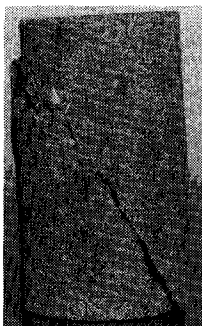


Photo 1 Failed tuffaceous sandstone sample.

Table 1 Physical properties of tuffaceous sandstone.

specific gravity G_s	2.547
saturated water content ω_{sat} (%)	17.4
initial void ratio e_a	0.443
unconfined strength q_u (Mpa)	11.6

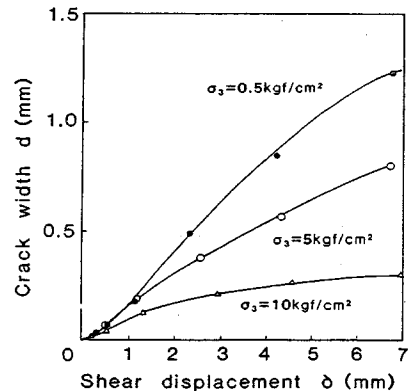


Fig. 5 Shear displacement δ vs. crack width d after failure (siltstone).

断帯の厚み、 δ は破断面が形成されてからの軸方向変位、 u はせん断面上で計測されるせん断変位、 Ψ は最大主応力方向から測定される破断面の角度、 A_c は上下に分かれた供試体の真の接触面積である。 A_c を、 D 、 δ 、 Ψ を用いて求めると

$$A_c = \frac{D^2(2\omega - \sin 2\omega)}{4\sin \Psi} \dots\dots\dots (12)$$

となる。ここで、 ω は

$$\omega = \cos^{-1}\left(\frac{\delta \tan \Psi}{D}\right) \dots\dots\dots (13)$$

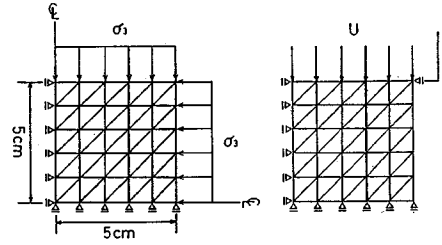
であり、破断後から計測した横方向の変位量と供試体の直径との関係を表わす量である。Fig. 3 のモデルでは体積膨張は、すべてクラック内に発生しており、その他の部分は弾性的に挙動すると仮定している。Fig. 2 に示したように体積ひずみが圧縮から膨張に転じる点 (Fig. 2 の A 点) からの軸方向変位量をここで定義した δ と等値できるとし、同じく A 点から計測した体積膨張量を V と等値すれば軸方向変位に伴うクラックの厚み d の変化は

$$d = \frac{4V\sin \Psi}{D^2(2\omega - \sin 2\omega)} \dots\dots\dots (14)$$

である。すなわち、式 (14) の誘導にあたっては $V = A_c \cdot d$ と置いていることになる。また、 ω は式 (13) に定義した値である。したがって、破壊後の供試体において Ψ を直接計測するかあるいは内部摩擦角 ϕ を用いて $\Psi = \pi/4 - \phi/2$ として計算することにより Ψ を決定すれば、式 (14) を用いて Fig. 4 に示すように δ - d 関係を求めることができる。Fig. 4 では、 d が変位量 δ に依存して変化し、残留状態に近づくにつれ一定値に漸近する傾向を示している。また、拘束圧力が大きくなるほどクラック幅が薄くなり、dilatancy 量が小さくなることからわかる。Fig. 4 を求めたと同様の手法により決定したシルト質軟岩についての δ - d 関係を Fig. 5 に示す。Fig. 4 と同様、拘束圧力および軸方向変位に対する依存性が観察される。Fig. 4, 5 の結果は、応力ひずみ関係の dilatation を視点を変えて見直し、Fig. 3 のモデル化を通してせん断帯の幅を求めたものである。ただし、これらの情報のすべてを解析に取り入れるのは煩雑であり、しかもそれらすべてを考慮した解析を実施したとしても、結果に対し重大な影響をもつ要因が浮かび上がってこない可能性もあり、プログラムのうえでは有効幅については、数種の η を与えて、その効果を調べることとした。

4. 解析結果

Fig. 6 は、平面ひずみ状態の平板の二軸圧縮試験を解析するためのメッシュ分割と外力の載荷方法であり、(a)、(b) いずれの場合も対称性を考慮して、1/4 断面



(a) 1st. step : loaded a confining pressure σ_3 to all sides
(b) 2nd. step : loaded in axial direction

Fig. 6 Mesh division and loading condition (biaxial compression test under plane strain state).

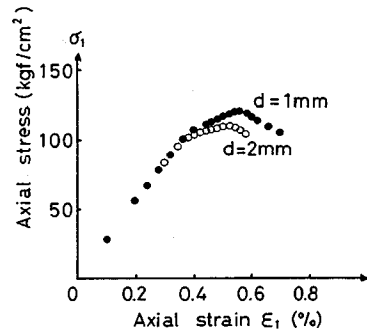


Fig. 7 Effects of parameter η on uniaxial stress strain relation by cracked triangular element analysis.

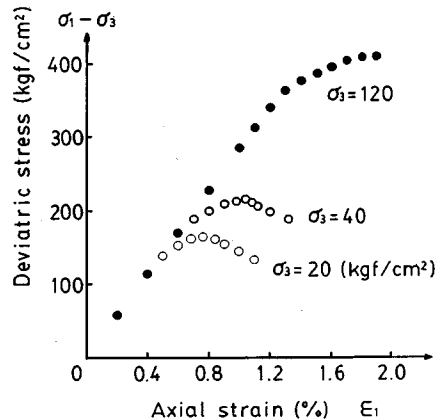


Fig. 8 Effects of confining pressure on deviatoric stress and axial strain relation calculated by CT element analysis.

Table 2 Input parameters for CT element (corresponding to Figs. 7 & 8).

Young Modulus	E (Mpa)	2618
Poisson Ratio	ν	0.2
Cohesion	C (Mpa)	2.9
Friction angle	ϕ (deg.)	30
Plastic parameter	ξ	1.0
Crack width	d (mm)	1.0

を解析対象にしている。解析は、(a) の等方応力状態の拘束圧力を加えた後、(b) の軸方向変位を作用させる。ただし、(b) においては端面拘束の影響を表現するため、右上隅の節点の水平方向変位を拘束している。なお、一軸圧縮試験をシミュレートするときには (a) の過程を省き (b) の状態だけで解析を行う。Fig. 7 は一軸状態に対する計算結果であり、用いたパラメータを Table 2 に示す。ただし、Fig. 7 には、より塑性化しやすい物性を有する場合を想定して、 d の値を Table 2 の 2 倍にしたときの解析結果も同時に示している。この結果から有効幅比が大きいほど強度低下の割合は著しいが、強度そのものの比較をすれば、全体の強度としては高々 5% 程度の違いしかみられない。なお、Fig. 7 の計算結果における軸方向応力とは、強制変位境界の総反力を断面積で除したものであることに注意する必要がある。換言すれば、圧縮試験を実施するにあたって一定ひずみ速度の実験を行っていることに対応している。

次に、拘束圧力を加えたときの軸差応力～軸ひずみ関係の計算値を Fig. 8 に示す。計算に用いた物性は Table 2 と同一であり、拘束圧 $\sigma_3 = 20 \text{ kgf/cm}^2$ ではピーク後に softening を示し、 $\sigma_3 = 120 \text{ kgf/cm}^2$ に至ると、わずかに hardening の傾向になる。これらの解析に用いた CT 要

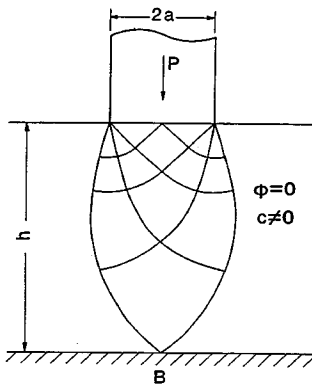


Fig. 9 Schematic view of punching shear problem and characteristic line by Hill (1950).

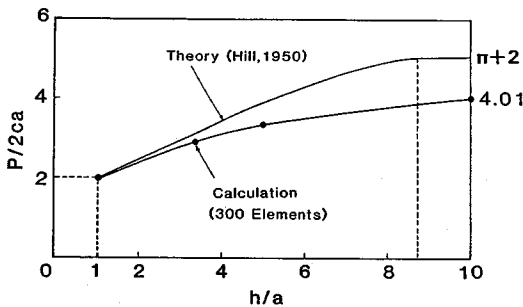


Fig. 10 Comparison between theory by Hill and calculation by CT element.

素の塑性に関するパラメータ η は 0.14 であり、これは Table 2 にも示したように $d = 1 \text{ mm}$ に対応する。この d の値は、Fig. 4, 5 の実験結果によれば、かなり低い拘束圧力において最終的に漸近する値であるといえる。

第 2 の解析例として、punching shear の問題を取り上げ、剛塑性理論解と CT 要素による有限要素解析から得られる極限支持力の比較を行う。Fig. 9 に示すように、滑らかな平面基礎 B の上に平らな表面をもつ高さ h 、内部摩擦角 $\phi = 0$ 、粘着力 $C \neq 0$ の媒体があり、その表面に幅 $2a$ ($a \leq h$) の滑らかな剛体が押し込まれるときの極限支持力を考える。この問題に対する剛塑性理論解は、Hill²⁴⁾ によって与えられており、 $h/a > 8.74$ のとき、無次元化した支持力は、 $P/2Ca = (\pi + 2)$ となる。ここで、 C は高さ h の媒体の粘着力である。Fig. 10 には、Hill による理論解と本論文の手法に基づく計算値をプロットしてあるが、 $h/a < 6$ 程度の領域に対しては良好な結果を与えている。なお、Fig. 10 の両軸は、いずれも無次元量の表現となっており、解析に用いた粘着力などの値の絶対値は問題ではない。ただし、塑性パラメータ ξ は 1.0、式 (6) で定義される η は 0.141 とし、

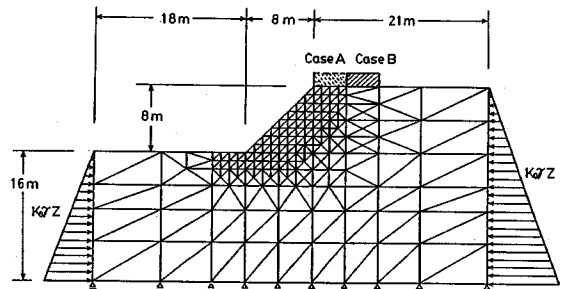


Fig. 11 Mesh division of slope problem (Shaded part denotes rigid plate).

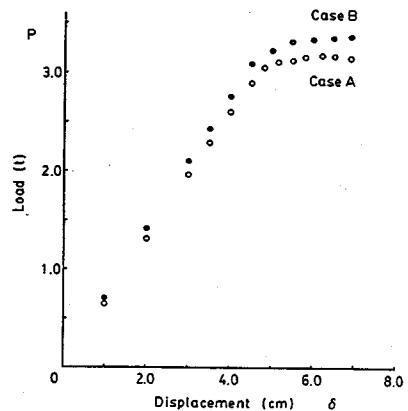


Fig. 12 Load vs. settlement of rigid plate by CT element analysis.

Table 3 Input parameters for CT element
(corresponding to Fig. 12).

Young Modulus	E (Mpa)	98
Poisson Ratio	ν	0.2
Cohesion	c (Mpa)	0.1
Friction angle	ϕ (deg.)	25
Plastic parameter	ξ	1.0
Crack width	d (mm)	5.0
Unit weight	γ (kN/m ³)	19.6

解析に用いた要素分割は、半断面で 300 要素としている。

解析例の最後として、斜面上におかれた剛体基礎による極限支持力を考える。Fig. 11 に解析に用いたメッシュ分割図を示し、Table 3 に計算に用いた物性値を与える。なお、側方からの荷重を $K_0 \gamma Z$ で与え、この解析例では $K_0 = 0.5$ としている。また、Fig. 11 において斜面ののり肩に剛体基礎を置いた場合を Case A、のり肩から基礎幅分だけ斜面から隔たった位置に剛体基礎のある場合を Case B としたとき、基礎の荷重～沈下曲線を求めると Fig. 12 となる。A、B いずれの場合にも、荷重が一定値に漸近しそれぞれの極限値を求め得ることを示している。ただし、Case A の極限荷重は Case B に比較して低い値となっている。

以上、3 種類の解析結果について検討したが、いずれの解析結果についても図示した範囲までを追跡することが限度であり、それ以上の変位に対しては解が求まらないことが判明した。したがって、本論文で示した構成関係をを用いる場合には、局所的なひずみの集中に留意し、かつ、軟化パラメーターにも残留値を導入するなどの処置が必要となることもあると思われる。

5. あとがき

誘導異方性の効果を表現する Cracked Triangular Element (CT 要素) を用いた弾塑性解析を実施し、この解析によって極限支持力値を求め得ることを示した。この CT 要素を用いた解析では、基質部の強度・変形特性 (E , ν , c , ϕ) 以外に必要なパラメーターは塑性クラックに関する粘着力の低減率 ξ およびせん断帯の有効幅比 η の 2 種であるが、 ξ は常に 1 とおけるので、実質的に決定すべきパラメーターはクラックの有効幅比 η のみであり η も軟岩では $d = 1$ mm として、 $\eta = d/\sqrt{A}$ から求めても大過ない近似値となっていることが判明した。ただし、破壊規準を Mohr-Coulomb とすることの是非や、 θ の取り方に関する唯一性、(ξ , η) がせん断変位に依存することの一般的表現など今後解決されるべき問題も多い。

謝 辞：本研究を進めるにあたり、元埼玉大学学生 石川 朗君 (現・飛鳥建設) および篠原光代君 (現・オオバ) には多大の協力を頂いたことを記して深謝する。なお、有限要素解析にあたっては、東京大学大型計算機センターの M 280 H, M 680 H 埼玉大学計算機センターの M 240 D を使用した。

参 考 文 献

- 1) 佐武正雄：地盤と土の異方性，土と基礎，Vol. 32, No. 11, pp. 5~12, 1984.
- 2) Ghaboussi, J., Isenberg, J. and Wilson, E. L. : Finite element for rock joints and interfaces, J. SMFE, Div., ASCE, Vol. 99, pp. 833~848, 1973.
- 3) Zienkiewicz, O. C. and Pande, G. N. : Time dependent multilaminated models of rocks, Int. J. Num. Ana. Meth. in Geomech., Vol. 1, pp. 219~247, 1977.
- 4) de Rouvray, A. C. and Goodman, R. E. : Finite element analysis of crack initiation in a block model experiment, Rock Mechanics, Vol. 4, pp. 203~223, 1972.
- 5) Yoshinaka, R. and Yamabe, T. : Joint stiffness and the deformation behaviour of discontinuous rock, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 23, No. 1, pp. 19~28, 1986.
- 6) Zienkiewicz, O. C. and Cheung, Y. K. : The finite element method in structural and continuum mechanics, McGraw-Hill, 1967.
- 7) Zienkiewicz, O. C., Valliappan, S. and King, I. P. : Stress analysis of rock as a nonisotropic material, Geotechnique, Vol. 18, pp. 56~66, 1968.
- 8) Chen, W. F. : Limit analysis and soil plasticity, Elsevier Sci. Pub., 1975.
- 9) Cundall, P. A. : Computer model for simulating progressive large movements in blocky systems, ISRM Symp., Nancy, II-8, 1971.
- 10) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T. : Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method, Soils & Found., Vol. 24, pp. 34~42, 1984.
- 11) DeBorst, R. and Vermeer, P. A. : Possibilities and limitations of finite elements for limit analysis, Geotechnique, Vol. 34, No. 2, pp. 199~210, 1984.
- 12) Pietruszczak, S. and Stolle, D. F. E. : Deformation of strain softening materials. Part 1, Computers and Geotechnics Vol. 1, pp. 99~115, 1985.
- 13) 田中忠次：強非関連弾塑性体地盤の有限要素法による崩壊解析，第 20 回土質工学研究発表会，pp. 967~968, 1985.
- 14) Kikuchi, N. and Cheng, J. H. : Adaptive remodeling of finite element grids for large deformation elastoplasticity in metal forming analysis, Comp. Meth. Appl. Mech. Eng., 1984.
- 15) Obara, Y., Yamabe, T., Shimizu, Y., Ichikawa, Y. and Kawamoto, T. : Elastoplastic analysis by cracked triangular elements, Proc. Int. Conf. on FEM, Shanghai, pp. 756~760, 1982.

- 16) Chen, W. F. and Saleeb, A. F. : Constitutive equations for engineering materials Vol. 1 elasticity and modeling, Wiley-Interscience, § 5. 6, 1982.
- 17) Kawamoto, T. and Takeda, N. : An analysis of progressive failure in rock slopes, 3 rd. Int. Conf. on Num. Methods in Geomech., Aachen, pp. 797~808, 1979.
- 18) 田中忠次：土質力学における数値解析，土質力学原論，土質工学会，pp. 203~243, 1987.
- 19) 田中忠次：せん断帯を含むひずみ軟化構成モデルと地盤の崩壊荷重解析，第22回土質工学研究発表会，pp. 1081~1084, 1987.
- 20) Pietruszczak, S. and Mroz, Z. : Numerical analysis of elastic-plastic compression of pillars accounting for material hardening and softening, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 17, pp. 199~207, 1980.
- 21) von Karman, Th. : Festigkeitsversuchen unter allseitigem Druck, Zeitschrift des Vereines Deutscher Ing., Band 55, Seiten 1749~1757, 1911.
- 22) 仲野良紀：膨張性地山の実態，トンネルと地下，Vol. 6, No. 10, pp. 15~25, 1975.
- 23) Hallbauer, D. K., Wagner, H. and Cook, N. G. W. : Some observations concerning the microscopic and mechanical behaviour of quartzite specimens in stiff, triaxial compression tests, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 10, pp. 713~726, 1973.
- 24) Hill, R. : The mathematical theory of plasticity, §9. 5, Oxford Press, 1950.

(1987. 3. 9・受付)