

# ダイレイタンシーを考慮した ジオシンセティックス補強盛土の有限要素解析

平田 昌史<sup>1</sup>・飯塚 敦<sup>2</sup>・太田 秀樹<sup>3</sup>・山上 尚幸<sup>4</sup>・横田 善弘<sup>5</sup>・大森 晃治<sup>6</sup>

<sup>1</sup>学生会員 工修 東京工業大学大学院 理工学研究科 (〒152-8550 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

<sup>2</sup>正会員 工博 神戸大学助教授 工学部建設学科 (〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台 1-1)

<sup>3</sup>フェロー 工博 東京工業大学教授 工学部開発システム工学科 (〒152-8550 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

<sup>4</sup>正会員 金沢大学技術官 工学部土木建設工学科 (〒920-6887 石川県金沢市小立野 2-40-20)

<sup>5</sup>正会員 前田工織 (株) (〒919-0422 福井県坂井郡春江町沖布目 38 号 3 番地)

<sup>6</sup>正会員 工博 (株) 地盤解析研究所 (〒920-0352 石川県金沢市観音堂町 86-1)

本論文は、ジオシンセティックスで補強された土構造物の力学挙動を合理的に説明することを目的としている。ジオシンセティックスと締固め土の力学的相互作用と補強効果の関連に注目し、締固め土のせん断特性を考慮したモデル化を行っている。すなわち、締固め土と等価と考えられるような過圧密粘土を想定し、締固め土に対する一連の等体積一面せん断試験に基づき、計算に必要な構成パラメータの決定方法を提案し、2つの実大現場実験を、有限要素法を用いてシミュレーションしている。

*Key Words : geosynthetics, compacted soil, dilatancy, reinforcement, stiffness and strength, finite element simulation*

## 1. はじめに

ジオシンセティックス補強土は、ジオシンセティックスと締固め土のふたつの要素からなっている。ジオシンセティックスを敷設することによってもたらされる補強効果は、土単体の剛性や強度を補うというよりも、ジオシンセティックスと締固め土とが一体となって、新たな剛性や強度を発現するものと考えられる。しかも、その剛性や強度は、ジオシンセティックスと締固め土それぞれの剛性や強度を単に重ね合わせたようなものではなく、双方の材料の力学的相互作用が複雑に絡み合って発現するようである。Ohta et al.は、ジオシンセティックスと締固め土の力学的相互作用を把握する目的で、実大現場実験を行い、その有限要素シミュレーションを実施している<sup>1)</sup>。ダイレイタンシーを考慮しない双曲線モデルを用いて土を非線形弾性体、ジオシンセティックスを線形弾性体として計算を行っている。ジオシンセティックスで補強された梁形状構造物が持つ曲げ剛性の表現に注目し、構造物全体のたわみ変形が実測と比較されている<sup>1)2)</sup>。しかし、別途、実施された逆勾配を持つジオシンセティックス補強盛土実大現場実験<sup>3)</sup>を同じ手法で計算してみたところ<sup>4)</sup>、いくつかの問題点が明らかと

なった。つまり、1. 両者の土構造物には、同じ砂質材料(大桑砂)が用いられているにも関わらず、それぞれに異なる土材料パラメータを計算に用いなければならなかった。構造物の形状の違いによる初期応力状態の違いのみならず、土の締固め度合いが異なっていたためと考えられ、結局、原位置の締固め不攪乱試料を、その都度、採取し室内試験を実施して、材料パラメータを決定しなければならぬことになる<sup>4)</sup>。これでは、個別的なパラメータフィッティングに陥りかねず、解析手法の信頼性の向上に寄与しない。さらに、2. いずれの実大現場実験でも観察された、変形の進行に伴う補強材と土との一体化(土を十分に締固めると、補強材と土とが1つの塊りとなって挙動する)の表現にも問題を残した<sup>4)</sup>。ある位置での変形量を合やすことはできそうであるが、変形から破壊までの全体の挙動を予測するのは難しかった。以上より、少なくとも締固め土の応力・変形履歴の影響を考慮できる解析手法が求められることになる。ここでは、せん断に伴う締固め土の体積膨張(ダイレイタンシー)を考慮した土固有の弾塑性構成モデルを採用し、同じ土材料を用いた異なるふたつの実大現場実験<sup>1)2)3)4)</sup>の有限要素シミュレーションを試みている。

まず、ダイレイタンシーの発現を考慮した締固め土

のモデル化を行い、それを有限要素プログラムに組み込む。次いで、プログラムの検証を行った後、入力パラメータの決定方法を検討している。さらに、簡単なモデル解析を行い、ジオシンセティックスの補強効果（ダイレイタンシーの影響）を考察している。最後に、ふたつの実大補強盛土の現場実験を紹介し、有限要素シミュレーションを実施し、実測挙動との比較を行っている。

## 2. ダイレイタンシーを考慮した解析モデル

締められた土の挙動を表現するのに、ふたつの弾塑性構成モデルを取り上げる。1つは関口・太田による弾塑性構成モデル（関口・太田モデル）<sup>9)</sup>であり、他の1つはDrucker and Pragerによる基準に基づいた弾塑性構成モデル（Drucker-Pragerモデル）である。

### (1) 関口・太田モデル

関口・太田による弾塑性モデルは、自然堆積した飽和粘性土に対して提案されたモデルであるが、不飽和の締め土のせん断特性と飽和過圧密粘土のそれとの類似性から、本論文では、不飽和締め土のせん断挙動を関口・太田モデルで記述することにした。関口・太田モデルを締め土に対して適用することの妥当性は、長い間確認されてこなかったが、ここ数年、吉越らによりダム挙動解析に適用できることが示された。それによれば、本論文で使うモデル化手法と同じ考え方でダムの挙動をシミュレートできることが実例をもって示されている<sup>9)</sup>。後述するように、締め土に対する先行圧密相当圧力を定義することによって、締め度合いを過圧密比OCRで表すことができる。しかし、関口・太田モデルでは、強過圧密土のダイレイタンシー発現が、ひずみ軟化現象を伴うことから、有限要素法によって境界値問題を解く場合には、ひずみ軟化領域における負荷と除荷の判定を行うことができなければならない。従来のDrucker<sup>9)</sup>による弾塑性体の負荷と除荷の判定方法は、ひずみ軟化領域における負荷と除荷の区別ができないので、ここではCam-Clayモデルに対して、Asaoka et al.<sup>9)</sup>が採用している判定方法を用いることにした。その概要を関口・太田モデルに対して示すと次の様になる。

塑性ひずみ増分は、関連流動則より、

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = H \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}'} \quad (1)$$

と表される。ここに、 $\dot{\varepsilon}_{ij}^p$ は塑性ひずみ増分テンソル、 $H$ は継続負荷条件から決まる塑性パラメータ、 $\sigma_{ij}'$ は有効応力テンソル、 $f$ は降伏関数である。ただし、関口・太田モデルの場合、降伏関数  $f$ は、

$$f = MD \ln \frac{p'}{p_0'} + D\eta^* - \varepsilon_v^p = 0 \quad (2)$$

と表される。ここに、 $M$ は限界応力比、 $D$ は柴田のダイレイタンシー係数<sup>10)</sup>、 $p'$ は平均有効主応力、 $\varepsilon_v^p$ は塑性体積ひずみである。また、 $\eta^*$ は一般化された応力比

$$\text{であり、} \eta^* = \sqrt{\frac{3}{2} \left( \frac{S_{ij}}{p'} - \frac{S_{j0}}{p_0'} \right) \left( \frac{S_{ij}}{p'} - \frac{S_{j0}}{p_0'} \right)}$$

$S_{ij}$ は偏差応力テンソル ( $S_{ij} = \sigma_{ij} - p' \delta_{ij}$ )である。さらに、下添え字 0 は基準状態（先行圧密終了時）における値であることを示している。ここで関口<sup>11)</sup>による記号  $X$ 、 $L$ を用いると、塑性パラメータ  $H$ は、

$$H = \frac{L}{X} \quad (3)$$

と表され、関口・太田モデルの場合、

$$X = \frac{D}{p'} \beta^* + \frac{D^2}{p'^2} (\beta^{*2} K + 3G) \quad (4)$$

$$L = \frac{D}{p'} \left\{ \frac{3G}{2\eta^*} (\eta_{ij} - \eta_{ij0}) + \beta^* K \delta_{ij} \right\} \dot{\varepsilon}_{ij} \quad (5)$$

となる。なお、 $\beta^* = M - \frac{3}{2\eta^*} \eta_{ij} (\eta_{ij} - \eta_{j0})$ 、 $K$ は体積

弾性定数 ( $K = \frac{1+\nu_0}{\kappa} p$ )、 $G$ はせん断弾性定数

$$\left( G = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} K \right), \nu$$

はポアソン比、 $\eta_{ij} = S_{ij}/p'$ である。 $X$ の正負は材料に依存するが、関口・太田モデルの場合、 $X$ は実用上正の値をとり、 $X$ が正の値にある限りひずみ軟化における負荷と除荷は、 $L$ の正負によって判定できることになる。この  $L$ による判定法を有限要素解析プログラムDACSAR<sup>12)</sup>に組み込んだ。

### (2) Drucker-Prager モデル

比較のため、土の締め度合いに関わらず、単純に体積膨張を示すモデルも取り上げることにした。Drucker and Pragerの降伏条件を用いた弾塑性構成モデルである。このモデルは、関連流動則を仮定することにより、過圧密比に関係なく弾塑性域で正のダイレイタンシー(体積膨張)を示す。締め度合いを過圧密比と関連づけることはできないが、内部摩擦角と粘着力をそのまま入力として用いることができ、簡便である。

Drucker-Pragerモデルの降伏関数  $f$ は、

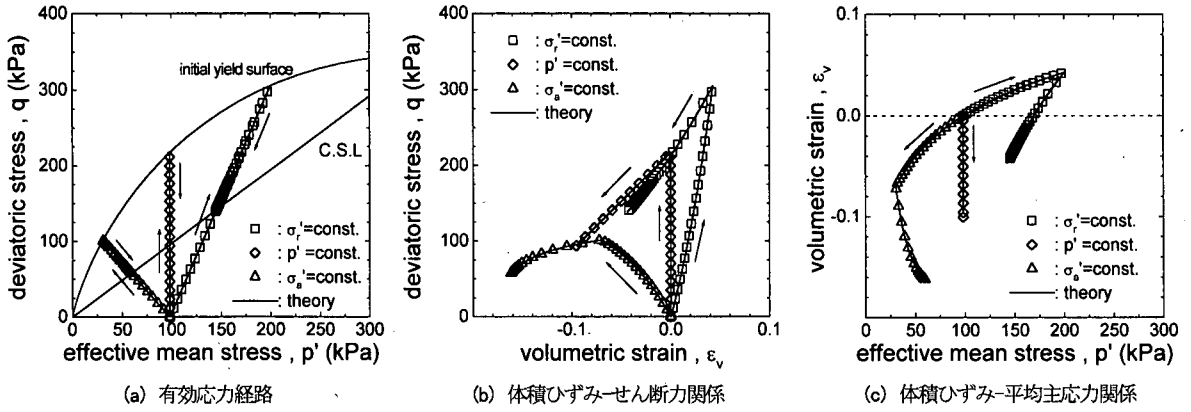


図-1 排水せん断における理論式との比較 (関口・太田モデル)

表-1 排水条件における理論式

有効側圧: $\sigma_r' = const.$ の場合	
降伏前	$\epsilon_v = \frac{\kappa}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p_0'} = \frac{\kappa}{1+e_0} \ln \left( \frac{OCR p'}{p_0'} \right)$
降伏後	$\epsilon_v = \frac{\kappa}{1+e_0} \ln \left( \frac{OCR p'}{p_0'} \right) + \frac{\lambda - \kappa}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p_0'} + 3D \left( 1 - \frac{p_0'}{p' OCR} \right)$
破壊時	$\epsilon_v = \frac{\kappa}{1+e_0} \ln \frac{3}{3-M} + MD \left\{ 1 + \ln \frac{3}{OCR(3-M)} \right\}$
$p' = const.$ の場合	
降伏前	$\epsilon_v = 0$
降伏後	$\epsilon_v = \frac{\lambda - \kappa}{1+e_0} \ln \frac{1}{OCR} + D \frac{q}{p'}$
破壊時	$\epsilon_v = MD(1 - \ln OCR)$
$\sigma_a' = const.$ の場合	
降伏前	$\epsilon_v = \frac{\kappa}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p_0'} = \frac{\kappa}{1+e_0} \ln \left( \frac{OCR p'}{p_0'} \right)$
降伏後	$\epsilon_v = \frac{\kappa}{1+e_0} \ln \left( \frac{OCR p'}{p_0'} \right) + \frac{\lambda - \kappa}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p_0'} - \frac{2}{3} D \left( 1 - \frac{p_0'}{p' OCR} \right)$
破壊時	$\epsilon_v = \frac{\kappa}{1+e_0} \ln \frac{2}{3M+2} + MD \left\{ 1 + \ln \frac{2}{OCR(3M+2)} \right\}$

$$f = -3\alpha p' + \frac{1}{\sqrt{3}} q - k = 0 \quad (6)$$

と表される。  $p'$  は平均有効主応力、  $q$  は一般せん断応力であり

$$q = \sqrt{\frac{3}{2}} S_{ij} S_{ij}, \quad \alpha \text{ と } k \text{ は材料定数である。}$$

材料定数  $\alpha$ 、  $k$  と有効内部摩擦角  $\phi'$ 、 有効粘着力  $c'$  の関係は、  $\pi$  平面上で Drucker-Prager の基準と Mohr-Coulomb の基準とを一致させることによって得られる。例えば三軸圧縮条件 ( $\sigma_a' = \sigma_1' > \sigma_r' = \sigma_2' = \sigma_3'$ ) では、

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi'}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi')}, \quad k = \frac{6c' \cos \phi'}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi')} \quad (7)$$

三軸伸張条件 ( $\sigma_r' = \sigma_1' = \sigma_2' > \sigma_a' = \sigma_3'$ ) では、

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi'}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi')}, \quad k = \frac{6c' \cos \phi'}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi')} \quad (8)$$

さらに平面ひずみ条件では、

$$\alpha = \frac{\tan \phi'}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi'}}, \quad k = \frac{3c'}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi'}} \quad (9)$$

と表される<sup>13)</sup>。計算では、有効内部摩擦角  $\phi'$ 、有効粘着力  $c'$  を入力定数に用いる。この構成モデルも有限要素解析プログラム DACSAR に組み込んだ。

### (3) プログラムの検証

以上の弾塑性構成モデルが、正しくプログラムに組み込まれているかどうかの検証を行うと同時に、締固め土を対象とした関口・太田モデル、Drucker-Prager モデルが示す挙動を説明する。

関口・太田モデルに対しては、軸対称三軸圧縮せん断における応力-ひずみ理論式を導き (森川<sup>14)</sup> を再整理、

有限要素プログラムを用いて計算された解析値と比較する。

まず初期応力状態が等方的であるとし、 $\sigma_r'$ 、 $p'$ 、 $\sigma_a'$  がそれぞれ一定の下で排水せん断する場合を考える。導いた理論式を表-1 に示す。ここでは、過圧密比  $OCR$  は先行時の平均有効主応力  $p_0'$  に対する現在の平均有効主応力  $p'$  の比として定義されている ( $OCR = p_0'/p'$ )。  $\lambda$  と  $\kappa$  はそれぞれ圧縮指数と膨潤指数であり、  $e_0$  は先行時の間隙比である。

図-1 に理論値と解析値との比較を示す。過圧密比  $OCR$  は 10 とした。図-1 (a) に有効応力経路、図-1 (b) に体積ひずみとせん断応力の関係、図-1 (c) に体積ひずみと平均有効主応力との関係が示されている。応力経路上では、いったん限界状態線 (C.S.L.) を越え初期降伏曲

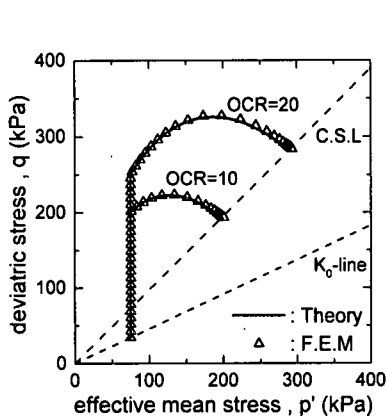


図-2 非排水せん断における有効応力経路の比較 (関口・太田モデル)

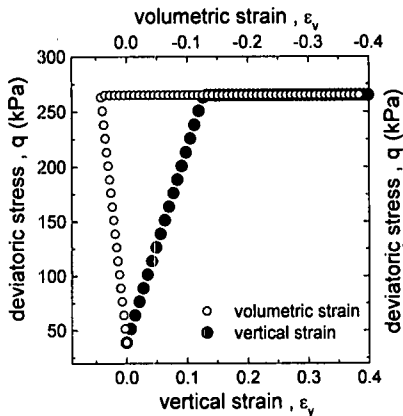


図-3 排水せん断における応力-ひずみ関係 (Drucker-Prager モデル)

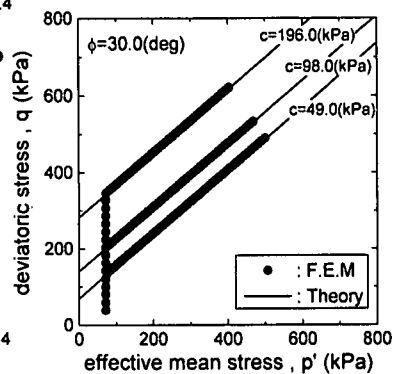


図-4 非排水せん断における応力経路 (Drucker-Prager モデル)

面に達した後、降伏曲面の縮小(ひずみ軟化)に伴って、同一経路上を限界状態に至るまで戻っていく。いずれの排水せん断経路においても、初期降伏曲面に達した後の弾塑性領域では体積膨張を示している。プログラムによる解析値(プロット)は、理論値(実線)と完全に一致しており、プログラムに正しく組み込まれていることがわかる。

次いで非排水せん断における有効応力経路の理論式を導いた。表-2にその結果を示す。ここで、 $p'_j$ は破壊時における平均有効主応力、 $\Lambda$ は非可逆比( $\Lambda=1-\kappa/\lambda$ )である。図-2が理論値(プロット)と解析値(実線)との比較である。過圧密比OCRを10と20の2通り選んだ。同一の初期応力状態であれば、過圧密比が大きいほど初期降伏曲面は拡大しており、降伏曲面到達後の弾塑性挙動も顕著となる。また、有限要素プログラムによる解析値と表-2に示した理論値が完全に一致していることも確認される。

Drucker-Prager モデルについても、軸対称条件で三軸圧縮せん断の比較を行った。

図-3に排水せん断による有限要素プログラムの解析結果を、せん断応力とひずみの関係で示しており、体積膨張している様子を表現できている。

次いで非排水せん断では、有効内部摩擦角 $\phi'$ の値を一定に保ち、有効粘着力 $c'$ の値を変えて計算を行った。図-4が非排水せん断における有効応力経路を示したものである。粘着力の値が大きいほど初期降伏曲面は上方に平行移動する。応力経路は降伏曲面に達した後、この降伏曲面上に沿って移動していく。有限要素プログラムによる解析値が、理論通りに降伏曲面上を移動していることから、正しくモデルが組み込まれていると判断される。

表-2 非排水条件における理論式

降伏前	$p' = p'_i = \frac{p'_o}{OCR}$
降伏後	$q = p' \left\{ \eta_0 - \frac{\lambda}{D(1+e_0)} \ln \frac{p'}{p'_o OCR^{\Lambda-1}} \right\}$
破壊時	$p'_j = p'_o OCR^{\Lambda-1} \exp \left\{ \frac{D\eta_0(1+e_0)}{\lambda} - \Lambda \right\}$

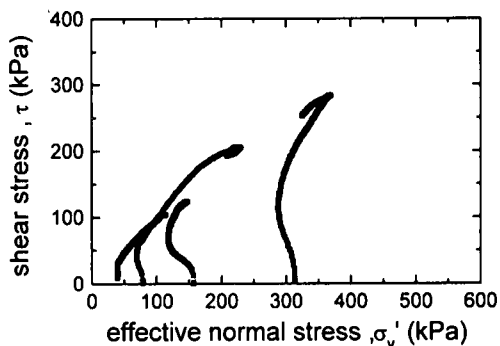


図-5 不攪乱土料による等体積一面せん断試験結果

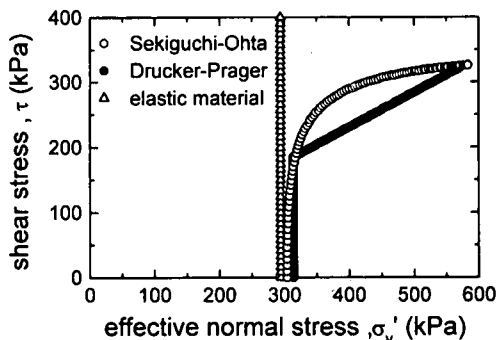


図-6 等体積一面せん断試験の解析結果

bar element modeling reinforcement geosynthetics

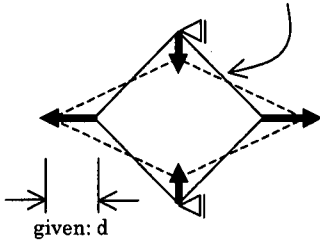


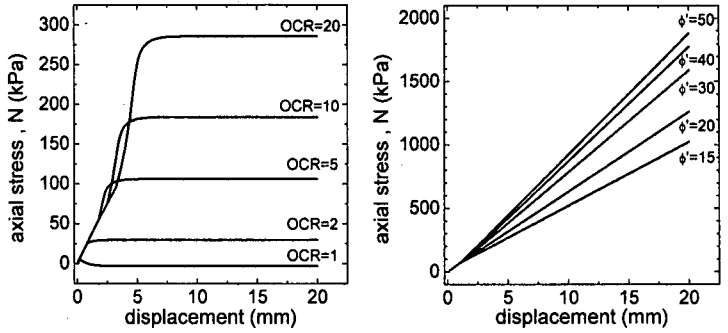
図7 土と補強材の相互作用解析モデル

### 3. 締固め土とジオシンセティックスの相互作用

ジオシンセティックスで補強された土構造物の設計・施工時には、どれだけ土を締固めればよいのか、そしてどれだけ強度を持つジオシンセティックスを敷設しなければならないのかが問題となる。前節で、解析に用いる構成モデルを紹介したが、この構成モデルを組み込んだ解析が上記問題に対して解答を与えるものでなければ、実務的には意味を持たない。本節では、まずここで取り上げた構成モデルが、締固め土の力学特性をどの程度表現できるものなのかを検討し、次いで、土の締固め度合に対して、必要とされるジオシンセティックスの破断強度を調べる。

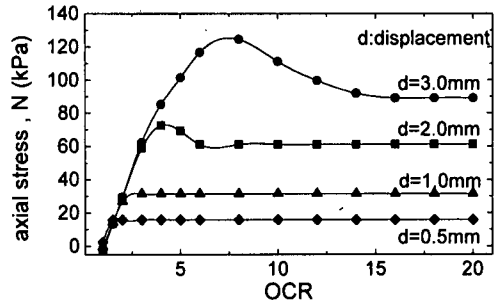
後述する 1994 年実大実験の現場から締固め土の不攪乱試料を採取し、等体積一面せん断試験を実施した。図-5 にその結果の一例を示す。圧密圧力を 39.2, 78.4, 157, 314 kPa の 4 通りに選んだ。このうち、圧密圧力 314 kPa の場合に対して有限要素シミュレーションを行った。その結果を図-6 に示す。関口・太田モデル, Drucker-Prager モデルの他に、比較のため弾性体 (双曲線モデルなど) を仮定した場合も示している。実験結果が示している右上がりの傾向 (せん断に伴って体積が膨張しようとする傾向) を、関口・太田モデルと、Drucker-Prager モデルが説明できている。弾性体と仮定した場合には、そのような締固め土の挙動を説明できない。なお、計算に用いたパラメータの決定については後述する。

締固め土のせん断挙動を関口・太田モデル, Drucker-Prager モデルは表現できるものとして、次いで、どの程度締固めれば、せん断に対してどれ程の力をジオシンセティックス補強材に及ぼすかを検討する。このような検討は、設計・施工時のジオシンセティックスの選択、つまりどれ程の剛性と強度を持つジオシンセティックスを選べばよいのか、どれ程の敷設間隔を取ればよいのか、といった問題を意識している。ジオシンセティックスの敷設パターンや構造物の形状などに依存する境界値問題

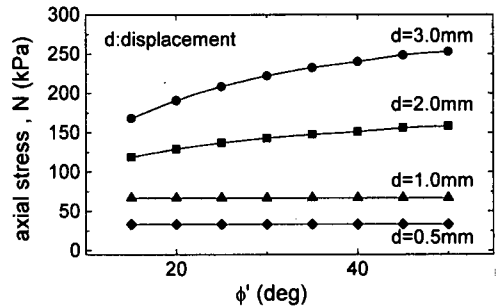


(a) 関口・太田モデル (b) Drucker-Prager モデル

図8 ジオシンセティックスの軸力と変位の関係



(a) 関口・太田モデル



(b) Drucker-Prager モデル

図9 ジオシンセティックスの軸力と変位の関係

であるが、ここでは図-7 に示されるような、簡単なジオシンセティックス補強締固め土のモデルを取り上げる。締固められた土の周囲をジオシンセティックスで囲み、単純せん断する。締固められた土は平面要素、ジオシンセティックスは棒要素 (bar element) を用いて表現した。図-7 に示すように変位  $d$  を与え、棒要素に発生する軸力を調べた。

図-8(a) は関口・太田モデルの場合の解析結果である。締固め度合いを過圧密比 ( $OCR$ ) で表せるとして、ジオシンセティックスに作用する軸応力と変位量  $d$  の関係を示した。 $OCR$  の増加に伴い、ジオシンセティックスに作用する軸応力が増加しているのがわかる。図-8(b) は Drucker-Prager モデルの場合の解析結果である。締

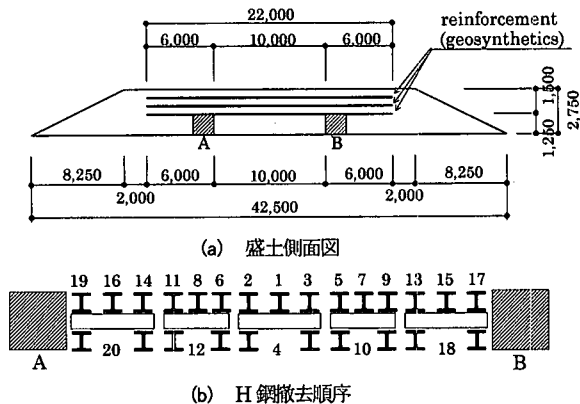


図-10 1992年盛土概略図 (単位:mm)

表-3 梁中央部における盛土の最大変形量

計測 step	除去した H 鋼 No.	最大変形量 (m)
1	No.1	0.000
2	No.1~No.2	0.150
3	No.1~No.3	0.319
4	No.1~No.5	0.438
5	No.1~No.6	0.590
6	No.1~No.7	0.770
7	No.1~No.8	0.880
8	No.1~No.9	>1.200
9	No.1~No.10	>1.200

固め度合いを直接に反映することはできないが、有効粘着力  $c'$  を一定とし、有効内部摩擦角  $\phi$  をパラメータとして、ジオシンセティックスに作用する軸応力との関係を示した。内部摩擦角の増加に伴いジオシンセティックスの軸応力が増加している。

図-9 は図-8 の結果を、横軸に過圧密比  $OCR$  と、有効内部摩擦角  $\phi$  を取って整理し直したものである。土の締固め度合いと、必要とされるジオシンセティックスの強度との関係を与えている。関口・太田モデルの場合、ジオシンセティックスの軸応力にピークが見られ ( $d=3.0\text{mm}$  の場合)、過度の締固めは補強効果の減少を引き起こす可能性を示唆している。しかしながら、これらの結果を検証する実験データはなく、現在のところ定性的な傾向を予想する域を出ない。

#### 4. 実大現場実験の概要

1992 年から 1994 年にかけて、石川県金沢市内において実物大補強盛土の現場実験が複数回行われている。ここでは 1992 年に行われた梁形状土構造物の現場実験<sup>1),2),3)</sup>と、1994 年に行われた逆勾配斜面を有する土構造物の現場実験<sup>3),4)</sup>を取り上げる。

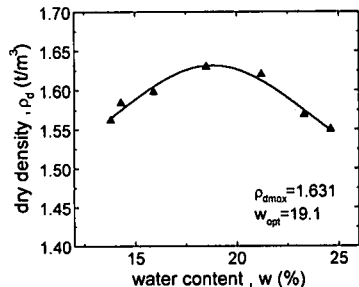


図-11 1992年締固め試験結果

#### (1) 1992 年実大現場実験

1992 年に実施された実験盛土は、高さ 1.5m、最大スパン長 10.0m 奥行き 4.5m の梁形状を持ち、ジオシンセティックスが 0.5m 間隔で計 3 層敷設されている。図-10 に盛土概略図を示す。補強材としては、アラミド繊維を芯材としてポリエチレン樹脂をグリッド状に成形したジオシンセティックス A (図-21 参照) を用いている。盛土材には砂質土 (大桑砂) を使用し、ジオシンセティックスを敷設するごとに、盛土側面付近では 10cm ごと、その他の部分では 25cm ごとに撤き出し、振動ローラーによって D 値が 90% 以上になるように締固めた。図-11 に D 値管理に用いた室内締固め試験の結果が示されている。最大スパン長 10m の梁部分は、初め H 鋼により支えられているが (図-10(a)), 図-10(b) に示す順序で H 鋼を撤去することにより、梁部分のスパン長を徐々に拡大し、梁部分の変形およびジオシンセティックスの伸びを計測した。実験盛土側面には、0.3m 間隔で格子状にマーカーが設置され、梁部分のスパン長が拡大するたびに、写真計測によりこれらの移動を記録した。

計測された梁部分中央のたわみ量が表-3 である。表中の H 型鋼の番号は図-10(b) に示す通りである。H 鋼を順に撤去するごとに最大たわみ量が大きくなり、第 8 ステップで最大変形量が 1.2m を越え、梁形状が保てなくなった。また、図-10(b) 中の No.7 の H 鋼を撤去した際に、H 鋼との摩擦熱で最下層のジオシンセティックスが切れてしまい、最下段第 1 層目が崩れる結果となった。

#### (2) 1994 年実大現場実験

1994 年にも実大現場実験が、1992 年実験現場の近郊で実施された。1994 年の実験盛土は、両側面垂直で高さ 5.0m、奥行き 7.0m、幅 22.0m の大きさであり、片側に 60° の逆勾配斜面を持つ。逆勾配斜面は、初め支保盛土によって支えられており、支保盛土を徐々に取り除いた時の逆勾配斜面部分の変形を計測する。図-12 に盛土の概略図を示す。補強材としては、アラミド繊維とポリエステル繊維を交織し、樹脂でコーティングしたジオシンセティックス B (図-21 参照) を用いている。

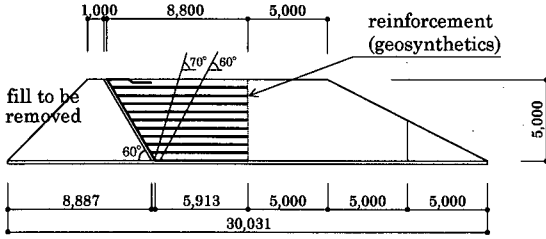


図-12 1994年盛土概略図 (単位:mm)

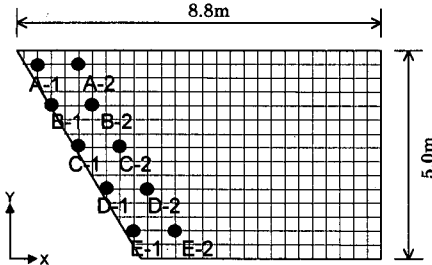


図-13 計測マーカー位置

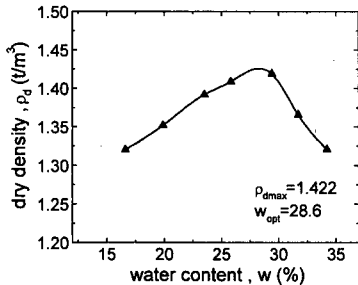


図-14 1994年締固め試験結果

盛土材には1992年と同質の砂質土(大桑砂)を使用し、ジオシンセティックスを敷設した後に、16.5cmごとに撤き出し、振動ローラーによってD値が90%以上になるように締固めた。図-14にD値管理に用いた室内締固め試験の結果を示す。ジオシンセティックスは0.5m間隔で計10層敷設した。盛土側壁は垂直に立ち、逆勾配斜面部分には、図-13に示された位置に合計10箇所のマーカーを設置し、変形の計測を行った。逆勾配斜面の支保盛土を上部から順次バックホウにて掘削除去することにより実験を開始した。図-12に示す水平面から角度60°と70°の線上に位置するジオシンセティックス直下に切断用のカッターが予め敷設されている。逆勾配斜面の支保盛土を除去した後、このカッターをバックホウで引き抜き、ジオシンセティックスを切断した。実験では、支保盛土を上から0.7m掘削した時に逆勾配先端部分が変形しだし、支保盛土を4.1m掘削した時点で、逆勾配先端部分の土がジオシンセティックスの間からこぼれ落ちるように崩落してしまった。支保盛土を完全に撤去した後、図-12中の角度60°次いで角度70°の線上

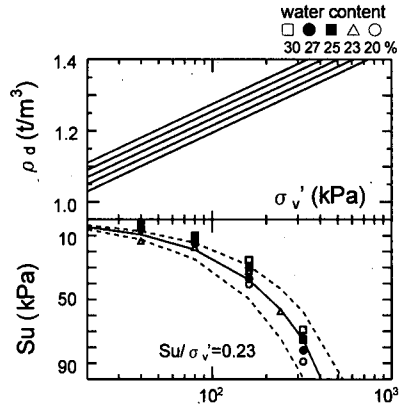


図-15 締固め管理図

に位置するジオシンセティックスをそれぞれ上部から切断した(まず、角度60°の線に沿って上からジオシンセティックスを切断し、その後、角度70°の線に沿って同様にジオシンセティックスを切断した)<sup>1</sup>。角度70°線上の4番目(第7層目)のジオシンセティックスを切断した時に、盛土本体部分が逆斜面方向に倒れこむように崩壊した。

## 5. 入力パラメータの決定

### (1) 関口・太田モデルに必要なパラメータ

関口・太田モデルに必要なパラメータは、等体積一面せん断試験より決定することにした。不攪乱試料を1994年の現場実験の際に、隔層ごと(1,3,5,7,9層)に採取しており、この不攪乱試料を用いて等体積一面せん断試験を実施した。しかしながら試験機の構造上、正規圧密に相当する状態までの圧密載荷が行えず、せん断試験による有効応力経路は過圧密土の特徴を示し、先行圧密圧力を求めることができなかった。そこで同一の材料に対して、含水比を調節した攪乱試料を用意して、同様の試験を実施した。この攪乱試料の実験結果を用いて、太田ら<sup>10)</sup>の方法によって“含水比-乾燥密度-せん断強度”の関係図を作成する。この関係図を締固め土の指標とし、不攪乱試料による等体積一面せん断試験の結果と照らし合わせることで、パラメータを決定する。この関係図を用いるということは、不飽和の締固め土をそれに相当する飽和過圧密粘土に置き換えることを意味している。以下“含水比-乾燥密度-せん断強度”の関係図を“締固め管理図”と呼ぶ。

攪乱試料を用いた試験結果より図-15を得た。含水比

<sup>1</sup> 構造物の施工時に、層状に敷設された各ジオシンセティックスの直下で、かつ図-12に示す角度60°および70°線上の位置に、奥行き方向に鎖状カッターが敷設されている。実験では、それをバックホウによって引き抜くことによって、ジオシンセティックスを切断した(文献3参照)。

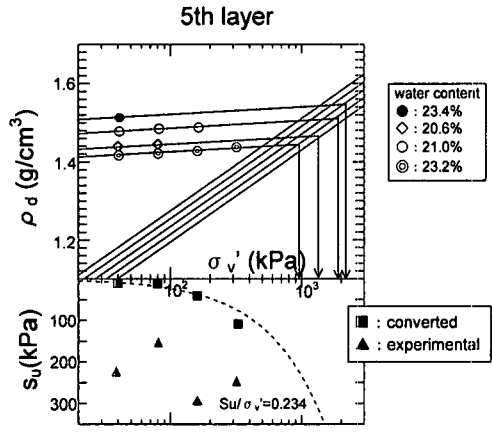


図-16 先行圧密相当圧力の推定

表-4 先行圧密相当圧力

最終圧密圧力 $\sigma'_{v0}$ (kPa)	含水比 w (%)	先行圧密相当圧力 $\sigma'_{v0}$ (kPa)	過圧密比 $\overline{OCR}$
39.2	23.4	2058.0	52.50
78.4	20.6	1470.0	18.75
156.8	21.0	1960.0	12.50
313.6	23.2	931.0	2.97

20%から30%の間で5段階に調整した攪乱試料を、圧密圧力39.2, 78.4, 157, 314 kPaの4段階で圧密し、乾燥密度と圧密圧力の関係を得る。これらのプロットを含水比ごとに結んだラインが図-15の上図である。含水比の違いによって、それぞれ平行な直線となった。さらに、それぞれの圧密圧力で等体積一面せん断を実施し、せん断強度と圧密圧力の関係を得る。含水比の違いに関わらず、各圧密圧力ごとにほぼ同一のせん断強度が得られ、その強度増加率は、図中の実線で示すように  $Su/\sigma'_{v0} = 0.23$  となった。

この図-15に、不攪乱試料を用いた実験結果を書き加えると図-16となる。不攪乱試料の実験結果による含水比と最も近い等含水比線と交わるように、各プロットを連ねる直線を引き、この交点の横軸の読みが先行圧密相当圧力であるとした。求めた先行圧密相当圧力が表-4に示されている。

不攪乱試料に対しても、各圧密圧力で等体積一面せん断試験を実施している。得られたせん断強度をプロットしたのが図-16の▲である。この不攪乱試料の強度と、攪乱試料の強度とが整合がとれているかどうかをチェックする。攪乱試料の強度は、正規圧密に相当する強度に対応していると考えられ、その強度増加率は上述のように  $Su/\sigma'_{v0} = 0.23$  であった。一方、不攪乱試料の強度は表-4に示されているように、各最終圧密圧力に依存した過圧密相当強度であると考えられる。そこで、この過

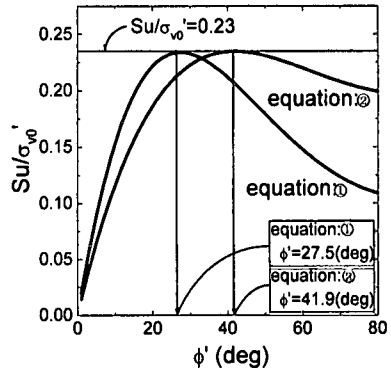


図-17 有効内部摩擦角の推定

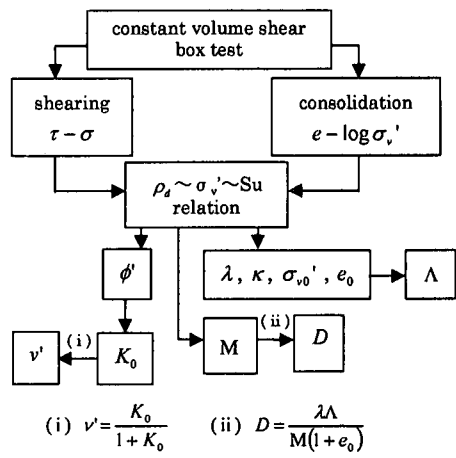


図-18 パラメータ決定フロー

圧密相当強度を正規圧密に相当する強度に変換してみることにした。粘性土に対しては、過圧密強度と正規圧密強度の間には、

$$\left( \frac{Su}{\sigma'_{v0}} \right)_{OC} = \overline{OCR} \bar{\lambda} \left( \frac{Su}{\sigma'_{v0}} \right)_{NC} \quad (10)$$

という関係が成り立つから、これを締固め土に適用する。ただし、 $\overline{OCR} = \sigma'_{v0}/\sigma'_{v0}$ であり、平均有効主応力  $p'$  で整理した  $OCR$  と必ずしも一致しないことを注意する必要がある。表-4で求めた過圧密比  $\overline{OCR}$  と、図-16の上段に示されている過圧密領域に対応する不攪乱試料から求めた圧縮線の勾配  $\bar{\kappa}$ 、正規圧密領域に対応する攪乱試料から求めた圧縮線の勾配  $\lambda$  から求める  $\bar{\lambda} (= 1 - \bar{\kappa}/\lambda)$  を用いる。

このようにして、不攪乱試料から求めた過圧密相当強度を、正規圧密相当強度に変換したのが図-16の■である。攪乱試料から得られた強度増加率の線の上になっているのがわかる。このことから、室内実験から推定された先行圧密相当圧力(表-4)の妥当性が伺える。

図-16の締固め管理図をもとに、関口・太田モデルに



表-5 関口・太田モデルのパラメータ

	case 1	case 2
非可逆比 : $\Lambda$	0.85	0.85
静止土圧係数 : $K_0$	0.54	0.45
限界応力比 : $M$	1.09	1.72
圧縮指数 : $\lambda$	1.92	1.92
ダイレイタンス係数 : $D$	0.85	0.53
初期間隙比 : $e_0$	0.77	0.77
ポアソン比 : $\nu'$	0.35	0.31

表-6 Drucker-Prager モデルのパラメータ

	case 3	case 4
有効粘着力 : $c'$ (kPa)	17.6	10.8
有効内部摩擦角 : $\phi'$ (deg)	34.1	26.3

必要なパラメータを決定する。関口・太田モデルにより、正規圧密試料に対する等体積一面せん断強度の理論式、

$$\left( \frac{Su}{\sigma'_{vo}} \right)_{NC} = \frac{1+2K_0}{3\sqrt{3}} M \exp(-\Lambda) \quad (11)$$

が求められているので<sup>16)</sup>、これを利用して有効内部摩擦角を推定する。ここで、 $K_0$ は静止土圧係数、 $M$ は限界応力比  $\left( = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \right)$ 、 $\Lambda$ は非可逆比である。式(11)は強度増加率を表しているから、実験から求めた強度増加率と等置すればよいのだが、式が1つに対して未知数が3つあり、値が定まらない。そこで、以下の様な経験式を用いて、2通りの入力パラメータ( $\phi'$ )の推定方法を考える。1つは  $M=1.75\Lambda$  (軽部)<sup>17)</sup>、 $K_0=1-\sin \phi'$  (Jaky)<sup>18)</sup>の経験式を利用して式(11)を $\phi'$ のみで表した場合(推定式①)、他の1つは  $M=1.75\Lambda$  (軽部)<sup>17)</sup>、 $K_0=0.44+0.42 PI/100$  (Massarsch)<sup>19)</sup>、 $\sin \phi'=0.81-0.233 \log PI$  (Kenney)<sup>20)</sup>の経験式を利用して式(11)を $\phi'$ のみで表した場合(推定式②)である。これらの推定式をグラフに表わしたのが図-17である。この図に締め固め管理図より求められた  $Su/\sigma'_{vo}=0.23$  を与えると、推定式①からは  $\phi'=27.5^\circ$ 、推定式②からは  $\phi'=41.9^\circ$  と求まる。有効内部摩擦角が求めたので、他の構成パラメータは、Iizuka and Ohta<sup>12)</sup>を参考にして図-18に示すような手順で推定することにした。このようにして決定されたパラメータの一覧を表-5に示す。有効内部摩擦角が2通り推定されたので、それに合わせて入力パラメータも2通り(case 1, case 2)のケースを考えることにした。なお、図-6に示す等体積一面せん断試験の有限要素シミュレーションには、case 1のパラメータを用いている。

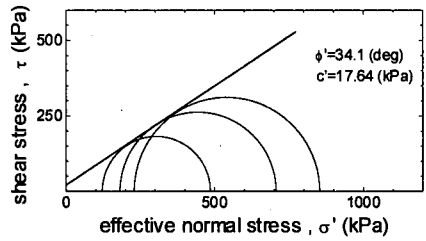


図-19 1992年三軸CU試験

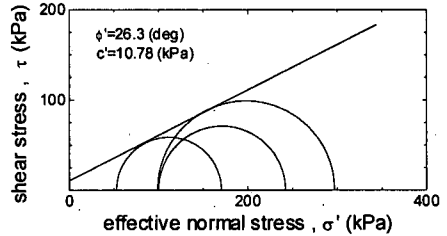


図-20 1994年三軸CU試験

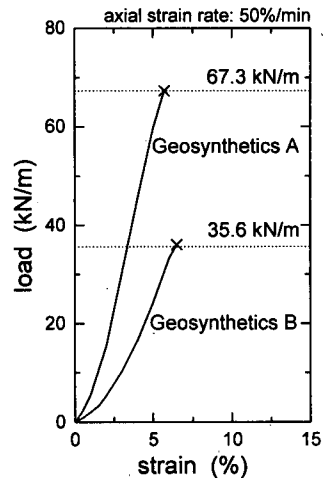


図-21 ジオシンセティックスの引張り試験結果

表-7 ジオシンセティックス A のパラメータ

最大引張り強度 : $N_f$ (kN/m)	67.3
断面積×弾性係数 : $A \times E$ (kN)	1340.0

表-8 ジオシンセティックス B のパラメータ

最大引張り強度 : $N_f$ (kN/m)	35.6
断面積×弾性係数 : $A \times E$ (kN)	530.0

## (2) Drucker-Prager モデルに必要なパラメータ

Drucker-Prager モデルに必要なパラメータは、三軸圧密非排水せん断試験より決定している。1992年の現場実験の際に、現場付近または現場盛土から大桑砂の攪乱試料を採取し、三軸CU試験を実施した。3通りの圧密圧力を選び、破壊時のモールの応力円を描くと図-19、図-20のようになる。ただし、図-20のデータは同じ大

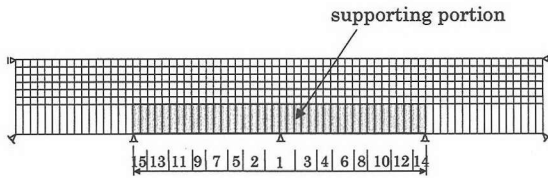


図-22 1992年解析に用いたメッシュ図

表-9 解析におけるステップ

計測 step	除去した H 鋼 (現場実験)	解析 step	除去した要素 (解析)
1	No.1	1	1
2	No.1~No.2	2	2
3	No.1~No.3	3	3
4	No.1~No.5	4	4
5	No.1~No.6	5	5
6	No.1~No.7	6	6
7	No.1~No.8	7	7
8	No.1~No.9	8	8
9	No.1~No.10		
-	-	10	9
-	-	11	10
-	-	12	11

表-10 各解析において盛土が崩壊したステップ

関口・太田モデル	case 1-1	step=8
		case 1-2
Drucker-Prager モデル	case 3	step=12
	case 4	step=11

桑砂であるが、1994年の現場から採取された攪乱試料のものである。これらの実験から求めた有効内部摩擦角 $\phi'$ 、有効粘着力 $c'$ を計算に用いる。表-6に決定された入力パラメータの一覧を示す。この場合も、実験によって2通りの有効内部摩擦角 $\phi'$ 、有効粘着力 $c'$ が求めたので、それぞれcase 3とcase 4として2通りのケースを考えることにした。なお、図-6に示す等体積一面せん断試験の有限要素シミュレーションには、case 3のパラメータを用いている。

### (3) ジオシンセティックスの力学定数

現場実験で用いたジオシンセティックスについては、一軸引張り試験が行われている。実験から得られた荷重-ひずみ関係(図-21)より、計算に必要な入力パラメータを求めると、1992年実大現場実験に用いたジオシンセティックス A が表-7、1994年実大現場実験に用いたジオシンセティックス B が表-8のようにまとめられる。ここでジオシンセティックスは、有限要素計算において軸力しか持たない線形弾性棒要素として取り扱っているが、実験で得られた破断強度を考慮して、軸力が破断強度を超えると、引張りに抵抗できなくなるようにモデル化している。

## 6. 実大現場実験の有限要素シミュレーション

ふたつの実物大補強盛土の現場実験を有限要素シミュレーションし、現場実験で得られた計測結果との比較を試みる。但し、いずれの有限要素解析も完全排水条件を仮定している。

### (1) 1992年実大実験の有限要素解析

有限要素解析に用いたメッシュを図-22に示す。メッシュ図の下部1層がH鋼部分、上部6層がジオシンセティックスで補強された盛土部分を示す。また、ジオシンセティックスを弾性棒材(トラス材)としてモデル化し、現場と同じように、3層にわたって敷設している。H鋼の引き抜きは、図-22中の下に示す番号順にH鋼部分の要素を取り除くことによって表現している。

解析のステップは、現場での計測ステップに合わせている。表-9に実験での計測ステップと解析に用いたステップとの対応が示されている。ただし解析では、図-10(b)に示されるNo.9とNo.10のH鋼の区別がつかないため、両ステップとも第8ステップとしている。

入力パラメータの違いによって、関口・太田モデルでは表-5のcase 1とcase 2に対して、Drucker-Pragerモデルでは表-6のcase 3とcase 4に対して有限要素シミュレーションを実施した。ただし、1992年に実施された梁形状実大実験においては、実験盛土の不攪乱試料に対し等体積一面せん断試験が実施されていないので、関口・太田モデルに必要な等価先行圧密圧力を得ることができなかった。そこで、表-4を参考にして先行圧密圧力を $\sigma_{v0}'=980 \text{ kN/m}^2$ (case 1-1)と、 $\sigma_{v0}'=1960 \text{ kN/m}^2$ (case 1-2)の2通りを仮定することにした。なお、関口・太田モデルを用いた場合、case 1とcase 2とで、解析結果にほとんど差が現れなかったため、ここではcase 1の結果のみを示している。

各解析ケースにおいて、盛土が崩壊した解析ステップを表-10に示す。ただし解析において盛土の崩壊は、ジオシンセティックスが破断した時点のステップとしている。現場実験では、第8ステップ(スパン長5.5m)の時に盛土が梁形状を保てなくなり崩壊している。図-23は各解析ケースの第3ステップ時におけるせん断ひずみのコンターである。コンター線は関口・太田モデルでは0.01刻み、その他は0.02刻みで描かれている。関口・太田モデルの場合には、発生したせん断ひずみの量が実測とは若干異なるが、せん断ひずみの発生パターンは、関口・太田モデル、Drucker-Pragerモデルともに実測と類似したものとなっている。

図-24は梁形状部分の実測変形と計算結果の比較である。図-10に示されるNo.2とNo.5のH型鋼位置にお

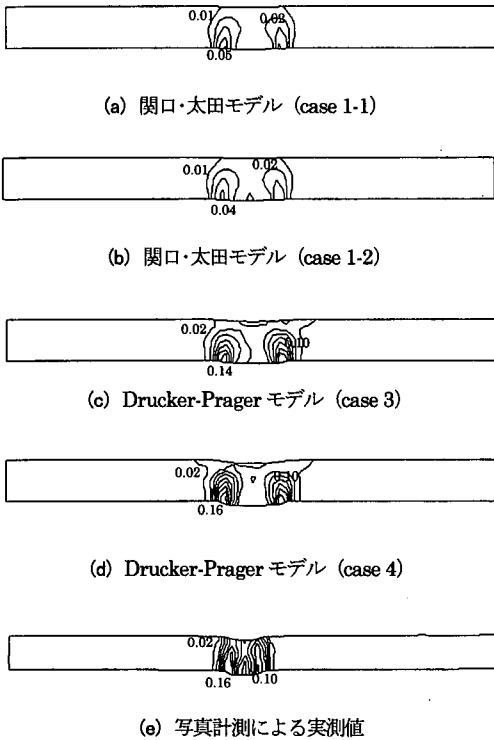


図-23 各解析におけるせん断ひずみ (step=3)

ける各ジオシンセティックス敷設高さ (G1 が最下段, G3 が最上段) での鉛直変位が縦軸となっている。横軸のステップは表-9 の解析ステップを表している。関口・太田モデルの場合は変位量が小さく, Drucker-Prager モデルの方が実測値をよく説明しているようである。

## (2) 1994 年実大実験の有限要素解析

解析に用いたメッシュを図-25 に示す。ジオシンセティックスは弾性棒材 (トラス材) としてモデル化し, 現場実験と同じ位置に計 10 層にわたって設置している。ジオシンセティックスの切断は, 実際の実験で切断された場所に位置するトラス材を取り除くことによって表現する。解析のステップは, 現場実験での計測に合わせて表-11 に示す順序とした。

解析ケースとして, 関口・太田モデルに対しては表-5 にあるように case 1 と case 2 を, Drucker-Prager モデルに対しては表-6 にあるように case 3 と case 4 の合計 4 通りを計算した。ジオシンセティックスのパラメータについては, 実際の実験で用いたジオシンセティックスの材料定数である表-8 の値を用いている。

各解析ケースにおいて, 盛土が崩壊したステップを表-12 に示す。解析において盛土の崩壊は, ジオシンセティックスが破断した時点であるととし, その時のステップ番号が示されている。一方, 実際の実験では, 表-11

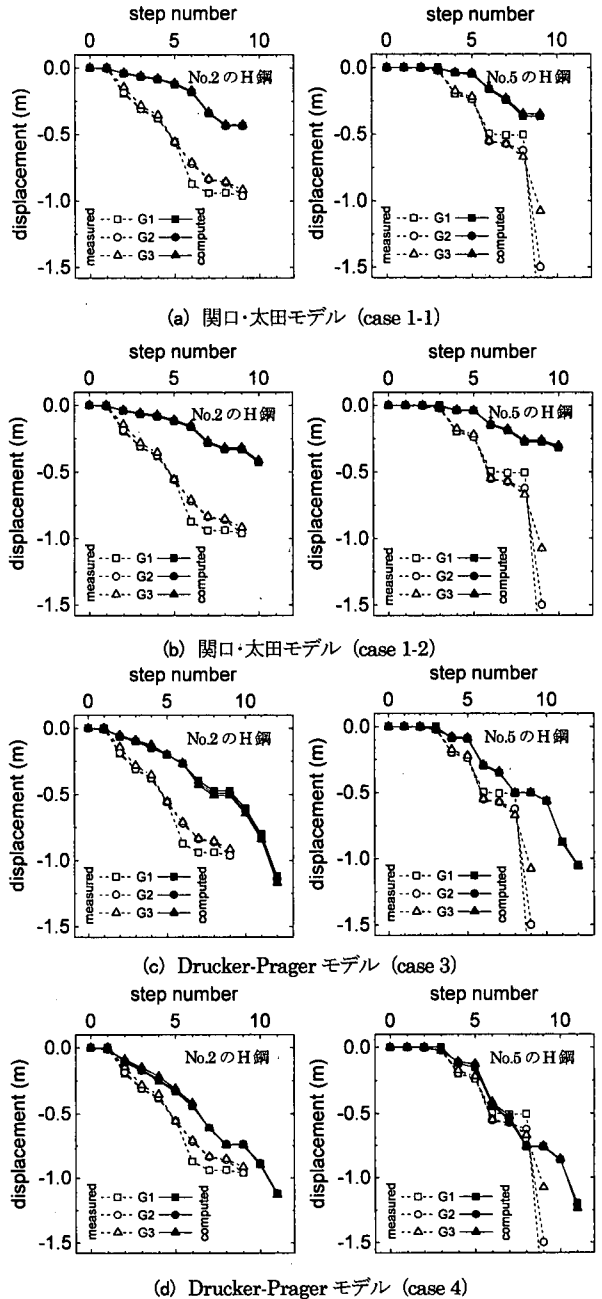


図-24 各解析における H 鋼上の変位

の第 7 ステップ目で逆勾配斜面部分が崩落し, 次の第 21 ステップ目で, ジオシンセティックスの切断により, 補強盛土本体部分も, 図-25 (または図-12) 中の  $70^\circ$  の線から逆斜面側に倒れ込むように崩壊している。

図-26 に計算から得られた実験盛土の変形図を示す。各解析ケースにおいて, 盛土が破壊した (ジオシンセティックスが破断した) ステップにおける変形図を示している。

1994 年の現場実験については, 実験盛土側面全体の

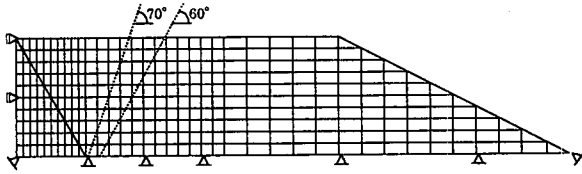


図-25 1994年解析に用いたメッシュ図

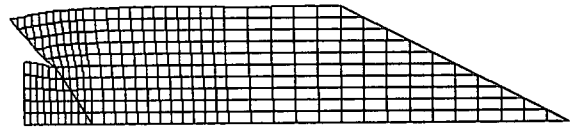
表-11 解析におけるステップ

step	盛土状況
0	支保盛土掘削前 (初期状態)
1	支保盛土 0.7m 掘削
2	支保盛土 1.5m 掘削
3	支保盛土 2.4m 掘削
4	step=3 の状態で 5 日間放置
5	支保盛土 3.3m 掘削
6	支保盛土 4.1m 掘削
7	支保盛土 5.0m 掘削 (逆勾配部分崩壊)
8	60° 部分 10 層目ジオシンセティックス切断
9	60° 部分 9 層目ジオシンセティックス切断
10	60° 部分 8 層目ジオシンセティックス切断
11	60° 部分 7 層目ジオシンセティックス切断
12	60° 部分 6 層目ジオシンセティックス切断
13	60° 部分 5 層目ジオシンセティックス切断
14	60° 部分 4 層目ジオシンセティックス切断
15	60° 部分 3 層目ジオシンセティックス切断
16	60° 部分 2 層目ジオシンセティックス切断
17	step=16 より 1 時間経過
18	70° 部分 10 層目ジオシンセティックス切断
19	70° 部分 9 層目ジオシンセティックス切断
20	70° 部分 8 層目ジオシンセティックス切断
21	盛土崩壊 (70° 部分 7 層目切断)

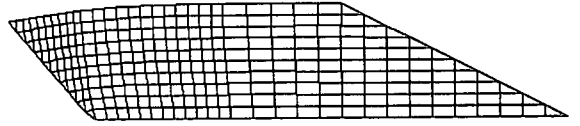
写真計測のデータはないが、図-13 に示したように、逆勾配先端部にマーカーを設置し、位置計測を行っているため、その計測結果と計算結果との比較を行うことができる。実験では、支保盛土を掘削した際の逆勾配先端部分の崩落に伴い、標点がいくつか消失したので、A-2、C-2 の二箇所の標点について比較した。図-27 がその結果である。優劣がつけがたいが、関口・太田モデル (case 2) の場合が最も実測を説明できているようである。

## 7. おわりに

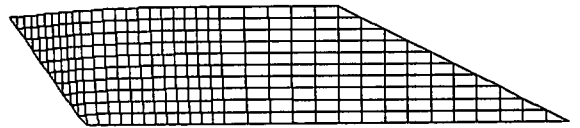
本論文では、ダイレイタンスによる土の体積膨張を考慮して、ジオシンセティックスによる補強効果メカニズムを考察している。せん断に伴う締固め土のダイレイタンスを考慮した構成モデルとして、関口・太田モデルと Drucker-Prager モデルを取り上げ、有限要素プログラムに組み込んだ。用いた弾塑性構成モデルの特徴を議論した後、ジオシンセティックスで補強されたふたつの土構造物の変形・破壊実大現場盛土実験事例の解析を行った。解析に必要な入力パラメータの決定方法を提



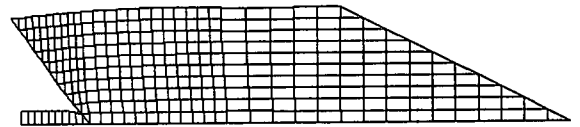
(a) 関口・太田モデル (case 1, step=4)



(b) 関口・太田モデル (case 2, step=7)



(c) Drucker-Prager モデル (case 3, step=7)



(d) Drucker-Prager モデル (case 4, step=6)

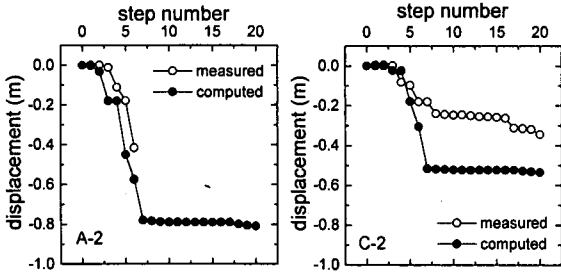
図-26 各解析における盛土崩壊時の変形図

表-12 盛土が崩壊したステップ番号

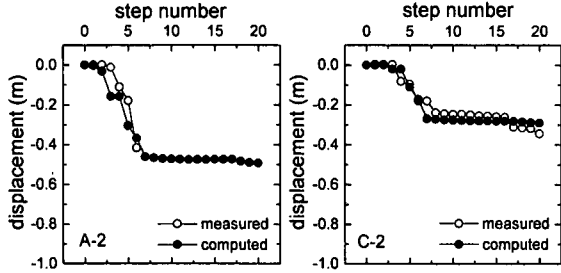
関口・太田モデル	case 1	step=4
		case 2
Drucker-Prager モデル	case 3	step=7
	case 4	step=6

案し、実測挙動との比較を示した。得られた結果をまとめると以下のようになる。

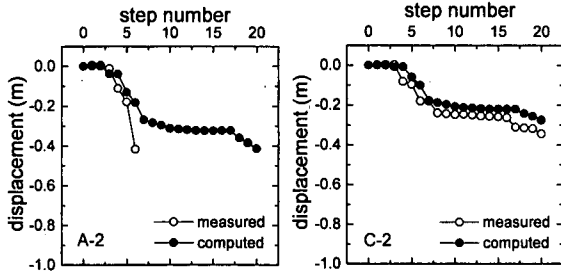
1. 関口・太田モデルでは、せん断による体積膨張は、ひずみ軟化挙動を伴う、ひずみ軟化域での負荷と除荷をも判定できるように、Asaoka et al.<sup>9)</sup> にならって負荷判定基準を改めた。
2. ジオシンセティックスの敷設が、せん断による土の体積膨張を拘束すると、その拘束効果は土の選い (締固め度合いの違い) によってどのように現れるかを解析的に調べた。関口・太田モデルの場合、強く締固めすぎるとジオシンセティックスの拘束効果をかえって減ずる場合があることが予測された。
3. 締固め土を対象として、解析に必要な入力パラメータの決定法を提案した。締固め管理図を描くことにより、締固め土を過圧密粘土の概念を用いて置き換



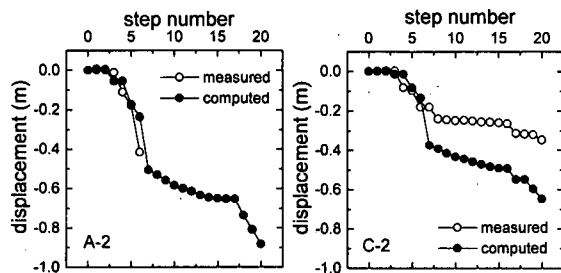
(a) 関口・太田モデル (case 1)



(b) 関口・太田モデル (case 2)



(c) Drucker-Prager モデル (case 3)



(d) Drucker-Prager モデル (case 4)

図-27 各解析と計測との比較

え、締固め度合いを過圧密比で表わすことができた。従って、本論文で提案する解析手法を事前予測に用いることができるようになった。

4. 1992年から1994年にかけて実施されたふたつのジオシンセティック補強盛土実大実験を有限要素法でシミュレーションした。実測された変形挙動、特にせん断ひずみの集中を説明することができたが、決定的な予測までは至らなかった。また、Drucker-Pragerモデルと関口・太田モデルのふたつを用いて

比較したが、どちらのモデルがより適しているか、優劣をつけるにも至らなかった。ふたつの実大実験では、土はほぼ同程度にしか締固められなかったと考えられるため、Drucker-Pragerモデルと関口・太田モデルとで解析結果に明確な差を示すことができなかった。ただし、Drucker-Pragerモデルの場合、有効内部摩擦角は、締固め度合いを表す一種のフィッティングパラメータとなり、物理的意味が曖昧になってしまう。なお、今後、さらなる予測能力の向上に努めてゆきたいと考えている。

謝辞：本論文を作成するにあたって、ご協力頂いた前田工織(株)、真柄建設(株)の関係各位、ならびにおしみないご援助をいただいた神戸大学の軽部大蔵教授に感謝いたします。

#### 参考文献

- Ohta,H., Goren,S., Iizuka,A., Yamakami,T., Yamagishi,K., and Moroto,N. : Numerical simulation of beam-shaped soil structure reinforced by geosynthetics, Proc. of Int. Symposium on Earth Reinforcement, Balkema, Vol.1, pp.255-260, 1996.
- Goren,S., Ohta,H., Yamakami,T., Yokota,Y., and Morikage,A. : Large scale direct shear test with grid reinforced embankment ; A record of observation, 第30回土質工学研究発表会, pp.37-40, 1995.
- 熊谷幸博, 横田善弘, 河合寿, 太田秀樹, 山上尚幸 : 北陸地区で実施された4回の補強土実大現場実験の報告, 第13回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集, pp.32-40, 1998.
- Goren S.,太田秀樹, 飯塚教, 山上尚幸 : ジオシンセティックスで補強された盛土構造物の変形挙動, 地盤工学における逆解析の適用と施工管理に関するシンポジウム論文集, 地盤工学会, pp.145-150, 1997.
- Sekiguchi,H. and Ohta,H. : Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. Specialty Session 9, 9th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, pp.229-239, 1977.
- 吉越洋, 井上素行, 津田正寿, 内田善久, 藤山哲雄, 太田秀樹 : ロックフィルダム遮水ゾーンの長期沈下挙動, 土木学会論文集, No.582/III-41, pp.197-205, 1997.
- 井上素行, 内田善久, 望月直也, 石黒健, 太田秀樹 : ロックフィルダム遮水ゾーンの湛水後長期沈下メカニズム, 土木学会論文集, No.582/III-41, pp.275-284, 1997.
- Drucker,D.C. : Some implications of work hardening and ideal plasticity, Quant. Appl. Math., Vol.7, pp.411-418, 1950.
- Asaoka,A., Nakano,M., and Noda,T. : Soil-water coupled behavior of saturated clay near/at critical state, Soils and Foundations, Vol.34, No.1, pp.91-105, 1994.

- 10) 柴田徹：粘土のダイラタンシーについて，京都大学防災研究所年報，Vol.6, pp.128-134, 1963.
- 11) 関口秀雄：講座「カムクレイに学ぶ」6.カムクレイのその後の発展，土質工学会誌 土と基礎，Vol.41, No.11, pp.97-102, 1993.
- 12) Iizuka,A. and Ohta,A.: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.
- 13) 例えば，田中忠治：有限要素法による変形・安定解析（主として砂質土を対象として），わかりやすい土質力学原論，土質工学会，1992.
- 14) 森川嘉之：強度異方性を持つ粘土のせん断帯生成機構，金沢大学博士論文，1998.
- 15) 太田秀樹，西田義親，国安逸郎，金子義信：土の締固め—管理基準と品質検査—，土質工学会誌 土と基礎，Vol.34, No.5, pp.43-48, 1986.
- 16) Ohta,H., Nishihara,A. and Morita,Y. : Undrained stability of  $K_0$ -consolidated clays, Proc.11th Int. Conf. Soil Mech. and Foundation Engrg. San Francisco, Vol.2, pp.613-616, 1985.
- 17) 軽部大蔵：規格以外の三軸圧縮試験方法とその問題点，第20回土質工学シンポジウム，pp.45-60, 1975.
- 18) Jaky,J. : Tarajmechanika, J. Hungarian Arch. and Engrs., Budapest, pp.355-358, 1944.
- 19) Massarsch,K.R. : Lateral Earth pressure in normally consolidated clay, Design Parameters in Geotechnical Engineering, Proc. 7th European. Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2, pp.245-249, 1979.
- 20) Kenney,T.C. : Discussion on Proc. Paper 1732 (Wu, 1958), Proc. ASCE, Vol.85, SM3, pp.67-69, 1959.

(1998. 8. 3 受付)

## THE NUMERICAL SIMULATION OF GEOSYNTHETICS-REINFORCED SOIL STRUCTURES USING ELASTO-PLASTIC DILATANCY MODELS

Masafumi HIRATA, Atsushi IIZUKA, Hideki OHTA,  
Takayuki YAMAKAMI, Yoshihiro YOKOTA and Kouji OHMORI

This paper describes the numerical modeling of geosynthetics-reinforcement mechanism in soil structures. The confining effect brought by the geosynthetics working so as to prevent dilation of soils is considered by introducing constitutive models that can express dilation of soils with shear. Then, the deformation-failure behaviors of two full-scale geosynthetics-reinforcement soil structures are simulated using the finite element computation technique. Herein, the compacted soils are treated as saturated-heavily over-consolidated clays and the determination procedure of input parameters needed in the models is proposed. Numerically predicted behaviors are compared with monitored ones.