

## 極限つり合い時の補強土の補強メカニズムの数値解析と模型実験

名古屋大学 正会員 浅岡 顕, 小高猛司  
 名古屋大学 学生会員 Pokharel, G.  
 矢作建設工業(株) 正会員 加藤利美, 落合辰巳

### 1. はじめに

アースアンカー工法では、アンカーの一方の端を地盤とは独立な岩盤に定着部としておき、アンカー軸力の反力をこの岩盤に持たせ、一方の反力を「外力」として土に与えているために、その設計やメカニズムの説明には、アンカーの軸力を既知の「外力」として地盤ないし土に作用させて考えることができる。このとき「外力」はアンカー締め付け力として土以外に他からこれを制御することができる。しかし、鉄筋挿入工法のような補強土の場合には反力を取る「岩盤」はもはや存在しない。鉄筋に発生する軸力は土物性と鉄筋剛性の変形ないし破壊の場での相互作用の結果、「内力」として発生する。すなわち、土～鉄筋系の外からこの軸力を制御することはできない。本論文の前半では、剛塑性有限要素法<sup>1)</sup>を用いて破壊時の地盤内で補強材が発揮する軸力を「内力」として正しく計算することを試み、補強土構造物の安定解析を行う。また後半では、鉄筋挿入補強土斜面の模型実験を行ない、極限つり合い時の補強材軸力が破壊荷重の増加にどれほど寄与するのかを観測し、さらに、前半での解析法を用いた簡単なシミュレーションを試みる。

### 2. 内力としての補強材軸力の計算

#### 2.1 計算手法

本論文では「破壊時の地盤内において補強材に接する任意の土要素間の距離は不変なままである」という比較的単純な仮説に基づいて、補強材の補強メカニズムを説明する。すなわち、壊れて行く地盤の中で補強材に接している土は補強材とともに長さが不変のまま流れていくと考える。この時補強材は、その近傍の土が破壊時に好き勝手に流れようとするのを拘束する働きをしており、補強材軸力は、この土塊の流れに与える制約条件に課せられたLagrange乗数として現れる。計算ではリアルに鉄棒など出てこないことに注意する。

以上のメカニズムを剛塑性FEMに組込む。まず図1に示すように、補強材に接している微小土要素A, Bを考える。要素A, Bの位置ベクトルをそれぞれ  $x_1, x_2$  と定義し、地盤破壊時にこれら2点を結ぶベクトル  $l (= x_2 - x_1)$  が微小時間  $dt$  後に  $l + \Delta l$  になったとする。  $dt$  後もA, Bの距離が不変であると仮定するので、

$$|l| = |l + \Delta l| \quad (1)$$

が成立する。式(1)は図1中の位置ベクトルと変位速度ベクトルを用いて表せば、次式のような線形制約条件となる。

$$(x_2 - x_1)^T (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) = 0 \quad (2)$$

剛塑性有限要素法は各種の制約条件の下で、上界定理に基づき内部消散率を最小化する速度場を探索する計算手法である。式(2)の制約条件を加える場合は、次の汎関数を最小化することになる。

$$\varphi(\dot{u}, \lambda, \mu, \nu) = \int_V D(\dot{u}) dV + \lambda^T (L\dot{u} - 0) + \mu(F^T \dot{u} - 1) + \nu(C_1^T \dot{u} - 0) \quad (3)$$

右辺第1項は内部消散率、第2項は破壊時非圧縮 ( $\dot{\epsilon}_v^p = 0$  at critical state) の制約条件、第3項は相対値は既知でも絶対値が不定な変位速度のその絶対値を仮に決めておく制約条件で、第4項は式(2)に基づく微小土要素間の長さを不変とする制約条件である。この汎関数の  $\dot{u}$  についての変分をとると次式の極限つり合い式を得る。

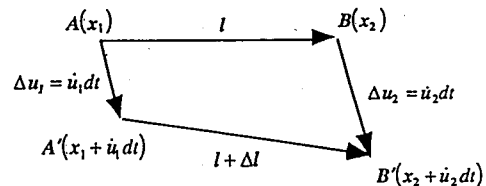


図1 微小土要素間の長さ不変の条件

Numerical analyses and model tests of reinforced soil at limit equilibrium state:

ASAOKA, A., KODAKA, T., Pokharel, G. (NAGOYA Univ.), Kato, T. and Ochiai, T. (Yahagi Const. Co.)

$$\int_V B^T S dV + L^T \lambda + C_s^T v + \mu F = 0 \quad (4)$$

この式を見ると、各制約条件に付加されていたLagrangeの未定定数は、それぞれ物理的な意味を持つことが分かり、第2項の  $\lambda$  は不定応力、第4項の  $\mu$  は荷重安全率を表し、第3項の新たに導入した  $v$  は補強されている各微小土要素間に発生する単位長さ当りの補強材軸力を表すことが分かる。

## 2.2 鉄筋挿入によるC材地盤の斜面補強を想定した事例解析

C材の話題をしばらく続ける。

### (1) 水平に補強材を打設する場合・・・掘削斜面を鉄筋挿入工法により補強する場合を想定した事例解析を行う。

ここでは、まず補強材が斜面の安全率、破壊領域にどう影響を及ぼすのか調べる。土質定数は  $C_u = 9.8 \text{ kPa}$ ,  $\gamma_t = 16.3 \text{ kN/m}^3$  とした。図2に解析に用いた有限要素メッシュを示す。

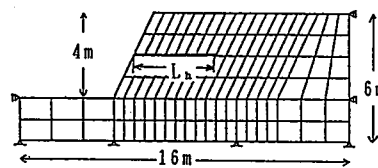


図2 有限要素メッシュ

図3は、補強材を図2の位置に1本のみ打設した場合とその上下にも1本ずつ打設し合計3本とした場合の2つを想定して解析した結果得られた、補強材長さ  $L_h$  と安全率  $F_s$  との関係である。

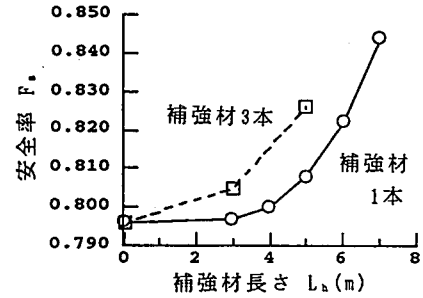
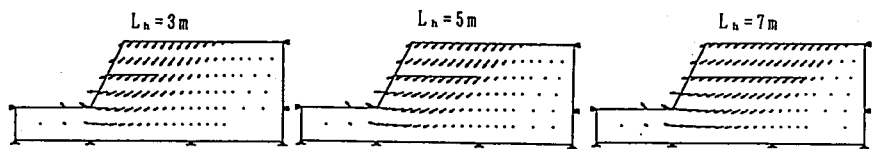
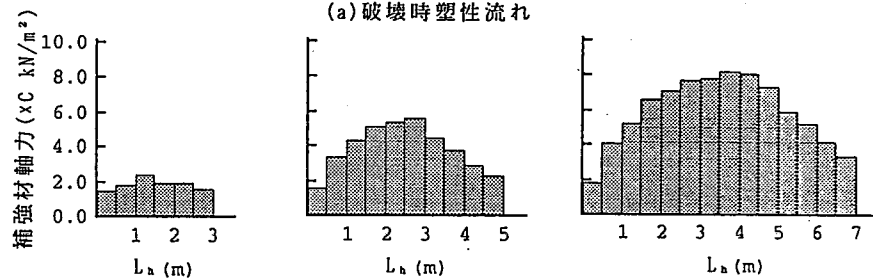


図3  $L_h \sim F_s$  関係(C材)

また、図4は補強材1本の場合の破壊時塑性流れ

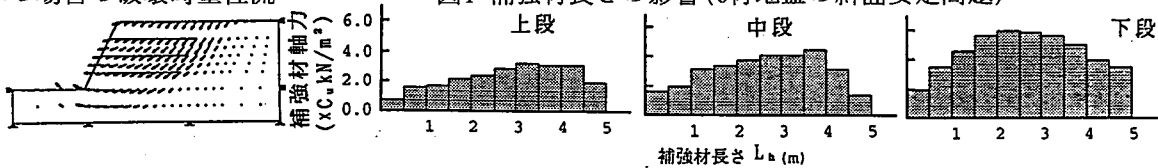


(a) 破壊時塑性流れ

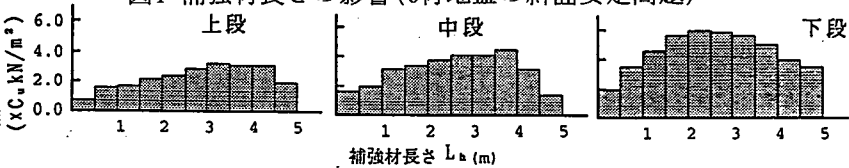


(b) 補強材引張力分布

図4 補強材長さの影響(C材地盤の斜面安定問題)



(a) 破壊時塑性流れ



(b) 補強材引張力分布

図5 補強材敷設位置の影響(C材地盤の斜面安定問題)

れと補強材引張力分布である。補強材長さの増加に伴い破壊領域が広がり、図3に示すように斜面の安全率も増加している。補強材軸力分布は従来モデル試験等で得られていた滑らかな曲線分布と一致している。図5は補強材3本で  $L_h = 5\text{m}$  の場合の破壊時塑性流れ図と補強材引張力分布である。メッシュは補強材の上下方向の要素を細かく分割したものをを用いた。斜面の下部ほど土の自重による応力場が大きくなるために、補強材引張力は下部の補強材ほど大きいことが分かる。

(2) 挿入角度をかえて打設する場合・・・(1)と同様の傾斜および寸法の斜面(基盤の位置のみを4mに変更した)にて、長さ約5mの補強材の挿入角度を変えて解析をした。図6は挿入角度  $\theta$  と安全率  $F_s$  の関係である。補強材の打設位置を斜面上部, 中部, 下部の3通りについてそれぞれ解析した。全体的に  $\theta$  が大きい方が  $F_s$  が大きくなり、挿入位置が下の方がその効果が大きい。最適挿入角度が存在するかどうかはさらに大きな角度について解析しなければ判断できない。図7は無補強斜面

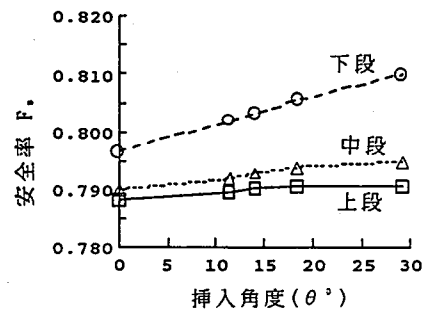


図6 補強材挿入角度の影響

における主応力方向の分布を示す。無補強斜面では、鉛直方向がほぼ最大主応力(長軸)方向、水平方向が最小主応力(短軸)方向である。図8に挿入位置を斜面中央とした場合の各挿入角度での主応力方向と補強材引張力を示す。図より補強材周辺の土要素の主応力方向が変化しているが、これは補強材と土との摩擦を疑似的に表すものと解釈できる。また、挿入角度を大きくすると引張力分布の形は放物型から均一型になり大きさも小さくなる。すなわち、挿入角度を大きくすると補強材引張力が小さくなるにも拘わらず補強効果は増加する。

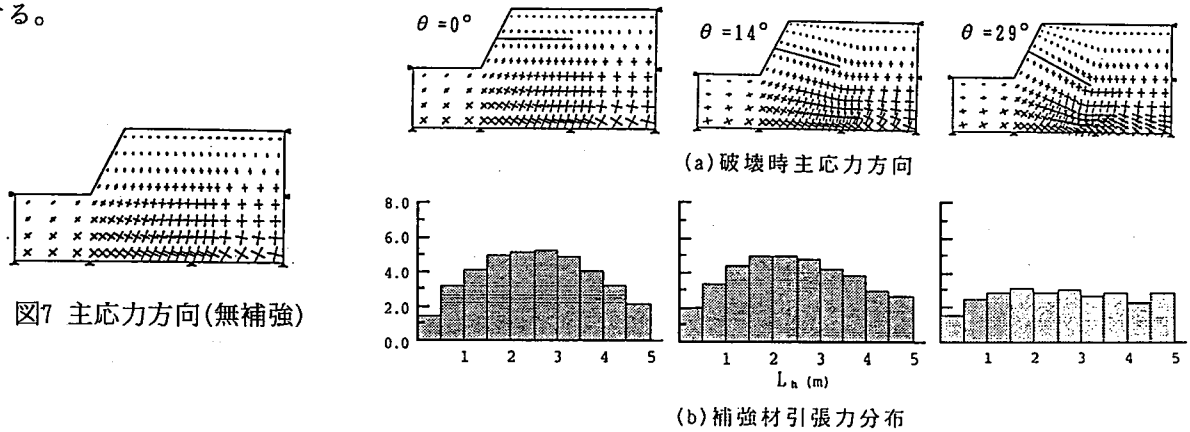


図8 補強材挿入角度の影響(C材地盤の斜面安定問題)

(3)法面工の効果・・・図9に示すメッシュを用い、斜面に沿った法面工要素の節点すべてに長さ不変の制約条件を与えて同様の解析を行った。図10は破壊時塑性流れと補強材引張力分布である。法面工位置での流れ場は拘束され、斜面全体は剛体的に破壊している。補強材軸力は法面工近傍で増加している。図11は法面工内の圧縮力分布である。外面に圧縮力、土側には引張力が発揮されており、外側へ曲られるのに抵抗していることが分かる。安全率は法面工なしの場合が0.808であったのに比べ0.827と大きくなった。

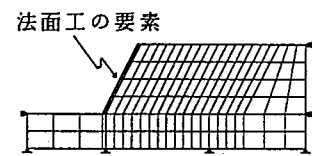


図9 有限要素メッシュ(法面工)

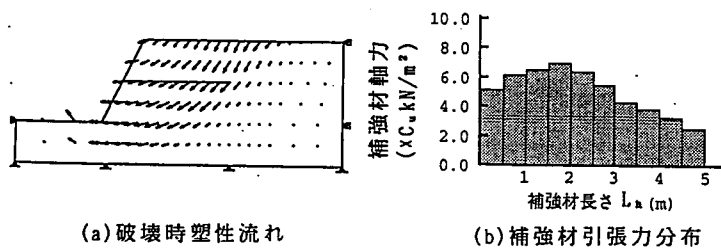


図10 法面工の効果の影響(C材地盤の斜面安定問題)

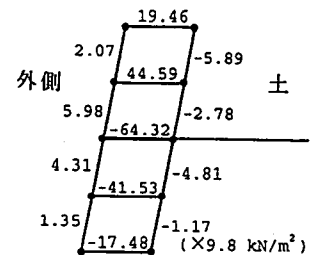


図11 法面工内の圧縮力の分布 (この図のみ圧縮力が正)

### 2.3 鉄筋挿入による自然地山(C $\phi$ 材)の補強を想定した事例解析

斜面をC $\phi$ 材料とした場合の鉄筋挿入工法による補強効果について、2.2節と同様の斜面を用いて解析した。つまり、 $C=9.8\text{kPa}$ ,  $\phi=30^\circ$ とし破壊時にMohr-Coulombの破壊規準を満たすような不均質なC材の集合体として計算した。図12に補強材を3本および中央のみ1本挿入した場合の補強材長さ $L_n$ と安全率 $F_s$ の関係を示す。C材料に比べて補強材の挿入による $F_s$ の増加が大きい。図13は無補強時の破壊時塑性流れ図と平均応力分布図である。C材に比べて斜面先でのみ破壊が生じる。図14は補強時の塑性流れ図と破壊時平均応力分布および補強材引張力分布を示す。 $L_n$ を大きくすると補強材先端が剛体域にアンカーをとるようにして破壊している。このことは $L_n=3\text{m}$ と $4\text{m}$ の場合を比較して、塑性域は変化せず安全率も変化がみられないことからよく理解できる。破壊時平均応力分布を比較すると、補強材周辺の平均応力が顕著に増加している。

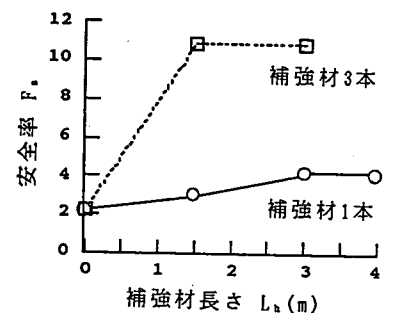


図12  $L_n \sim F_s$ 関係(C $\phi$ 材)

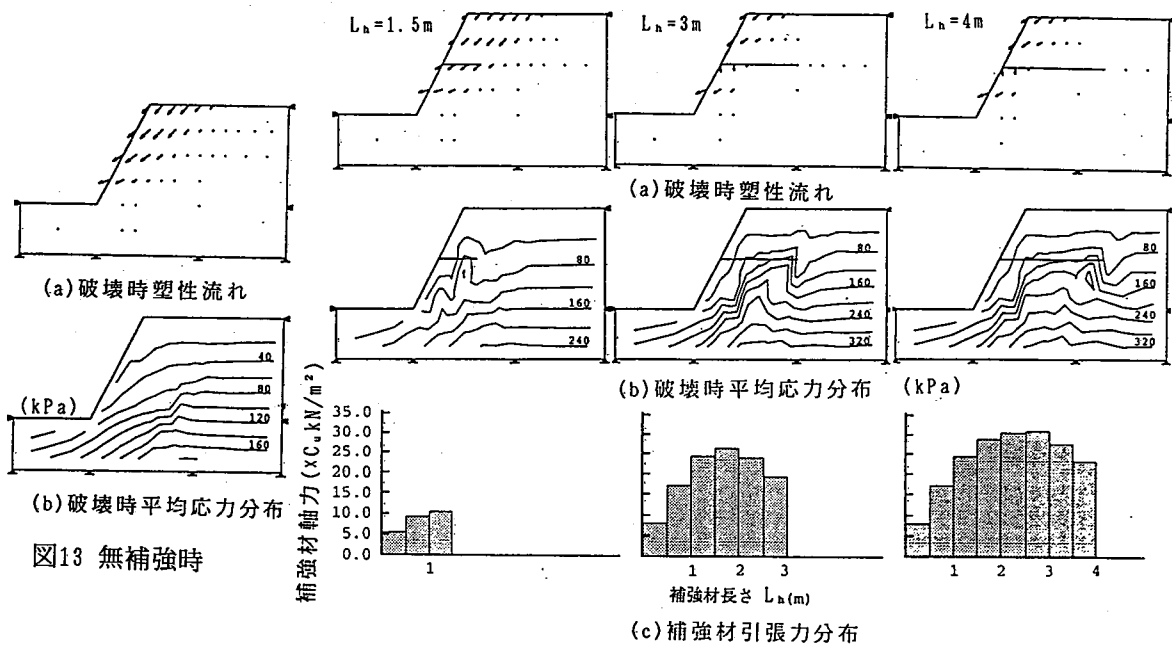


図13 無補強時

図14 補強材長さの影響(C $\phi$ 材地盤の斜面安定問題)

2.4 まとめ 土の破壊の問題では、鎖のように折れたり回転したりしてもよいが、長さは不変という制約条件は、C材にはそれほど効かないが、C $\phi$ 材にはよく効くことが分かった。取り上げた境界条件では「補強材」に圧縮が生じなかったことも付記する。はじめから引張力だけが出ると期待していたわけではないからである。(但し法面保護パネルは除く)

### 3. 法面保護工を用いた補強土模型実験

#### 3.1 はじめに

引張り補強材に発生する補強材軸力は土～鉄筋系の相互作用のみによって決定される内力である以上、法面保護工を付けた場合にその近傍で顕著に増加する補強材の引張力が、直接的に構造物の安定性に寄与するのかどうかはそれほど自明なことではない。本章では、無補強、鉄筋挿入さらにアクリル製法面保護パネルを併用した鉄筋挿入補強斜面の模型斜面で平面ひずみ載荷実験を行ない、それらの破壊荷重、補強材軸力、すべりの形状等について比較検討し、法面工の役割について考察する。

#### 3.2 実験試料、実験土槽および模型斜面の作製

(1) 実験試料および実験土槽・・・実験試料には粒度の良いシルト質砂を用いた。図15は実験土槽の概要である。土槽の壁はすべて20cm厚のコンクリート板を用い、土槽側面と摩擦低減には、土槽内壁に厚さ1mmのテフロンシートを接着し、グリース塗布後さらに丈夫な紙を重ねてから実験地盤を作製するようにした。載荷は剛な鉄板(90cm $\times$ 50cm)を介して行った。

(3) 模型斜面の作製・・・斜面の勾配は5分勾配(斜面高さ:水平距離=1:0.5)と2分勾配(1:0.2)の2種類であり、5分勾配の斜面の寸法は図15に示したものであり、2分勾配は斜面高を941mmとした。斜面作製は、実験試料を攪拌機を用いて含水比10%に調整し、その湿潤試料を12層(2分勾配は11層)に分けて、各層ごとに $\gamma_t = 1.85 \text{ tf/m}^3$  (18.13 kN/m $^3$ )まで均等に転圧した。斜面作製の際には勾配に合わせた発砲スチロール製の型枠をあてて転圧した。

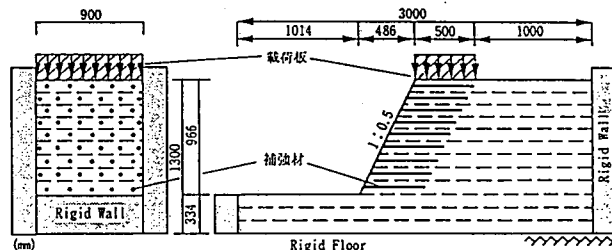


図15 実験土槽と模型斜面の概要

#### 3.3 実験条件および実験方法

表2に実験条件を示す。補強材は直径3mm、長さ50cmの丸鋼棒に接着材で実験試料と同一の砂を付着させた

ものを用い、各層の中間に5または6本(幅90cmあたり)を水平に設置した。アクリル製法面保護パネルは3mm厚と5mm厚の2種類である。パネルと鉄筋とは剛結したが、パネル間は図16のように設置し左右のパネルは互いに噛み合わせ(図16上)、上下は接触するだけとした。計測項目は、補強材ひずみ、法面水平変位そして載荷位置での荷重と鉛直変位である。また、載荷終了後に土槽側面を取りはずし、斜面内部のすべり形状を記録した。

表2 実験の条件

Type	勾配	実験条件
A	5	無補強
B	分	鉄筋1(長さ50cm)のみ
C	勾	鉄筋1+パネル(3mm厚)
D	配	鉄筋1+パネル(5mm厚)
E		無補強
F	2	鉄筋1(長さ50cm)のみ
G	分	鉄筋1+パネル(3mm厚)
H	勾	鉄筋1+パネル(5mm厚)
I	配	鉄筋2(長さ70cm)のみ
J		鉄筋2+パネル(5mm厚)

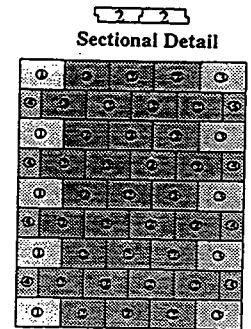


図16 法面保護パネル

### 3.4 5分勾配の模型斜面における実験結果

(1)実験観察記録…Type A(図17) : まず斜面上部にクラックが入り、破壊荷重174kPaに達した時には斜面下部に大きなクラックが発生した。破壊時のすべり面は図17に示す。Type B(図18) : Type aと同様に載荷重170kPa前後で斜面上部とそれに続くように斜面中央部に水平にクラックが発生した。載荷重220kPa前後で斜面中央部ではらみ出すと伴にクラック部からの砂のこぼれ出しが顕著になり、260kPaで上部が大きく肌落ちした。載荷重283kPaで斜面先に大きなクラックが入り崩壊した。すべり線は3本観測された。Type C(図19) : 載荷重170kPa前後でパネルの噛み合わせが外れだし、パネルの大部分は土圧により外側に大きくしなっていた。その後、大きな変化はなく267kPaで破壊した。すべり線は深いものが1本で基礎底面に達していた。Type D(図20) : 全てのパネルは噛み合ったままで、荷重350kPaの破壊時まで斜面形状の変化は見られなかった。すべり

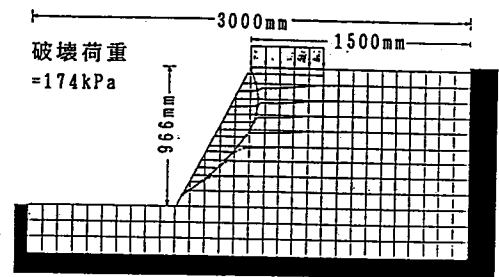


図17 Type A(無補強)の破壊後の様子

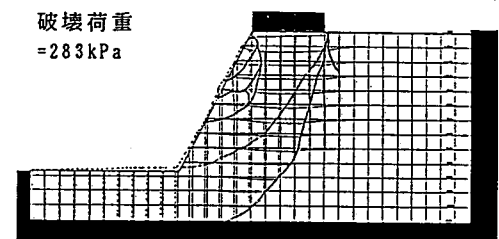
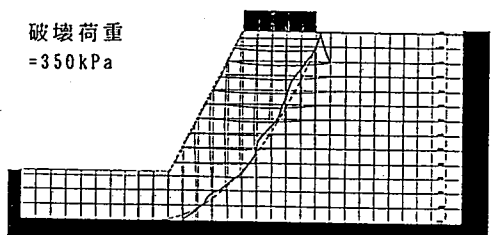
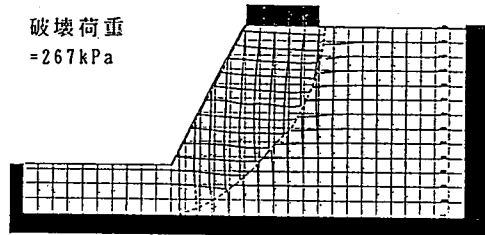


図18 Type B(鉄筋のみ)の破壊後の様子

線はType Cと同様に深いが奥行は小さい。



### (2) 荷重～変位関係

図21に荷重～鉛直変位関係を示す。破壊荷重はType D>B>C>A

図19 Type C(パネル3mm厚)の破壊後の様子 図20 Type D(パネル5mm厚)の破壊後の様子  
の順である。また載荷重の増加勾配も同様の順であり変形の拘束という点から見てもType Dが最も優れている。

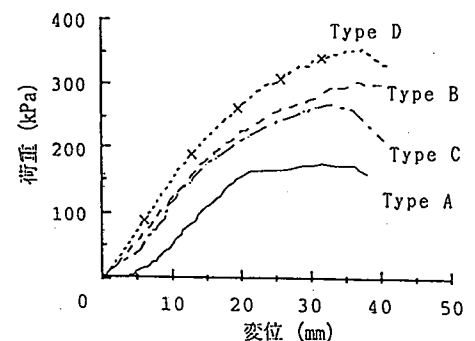


図21 荷重～鉛直変位関係(5分勾配)

(3)法面水平変位と補強材軸ひずみ…図22は破壊荷重時の補強材軸ひずみ分布と法面水平変位を示す。Type C, Dでは補強材とパネルの結合部に大きな引張力が働いており、その傾向はパネルが厚いType Dの方が大きい。すなわち、パネルの剛性の増加に伴い補強材の軸力も大きくなっている。Type Dでは軸力の増加に合わせて、斜面の安定性も増加しているが、特にType Dでは斜面下段の奥側の軸力が大きい。法面水平変位は、Type Aの場合には補強材やパネルによる拘束がないために、斜面全体が大きく膨れだした。Type Bの場合には荷重の増加に伴い、補強材だけでは拘束し切れず斜面中央部がはらみ出している。Type C, Type Dの場合はいずれも、破壊時に補強領域全体が剛体

のように一体化し、載荷板から斜面底部に向かって下部のみが大きく前に膨らみ出す。

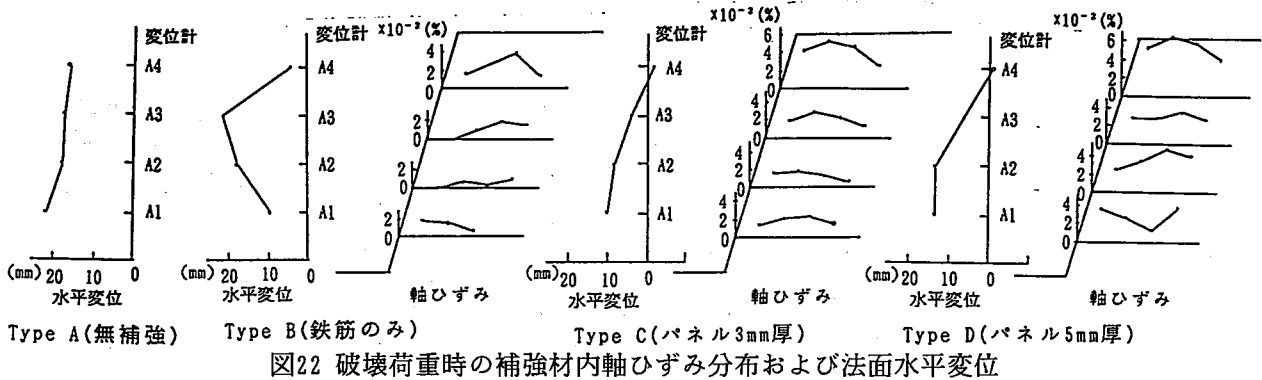


図22 破壊荷重時の補強材内軸ひずみ分布および法面水平変位

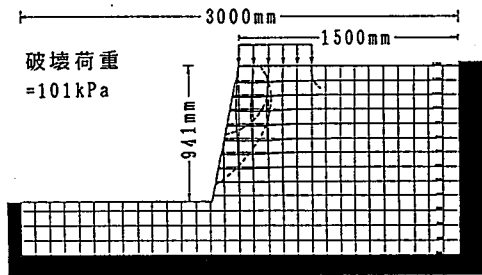


図23 Type E(無補強)の破壊後の様子

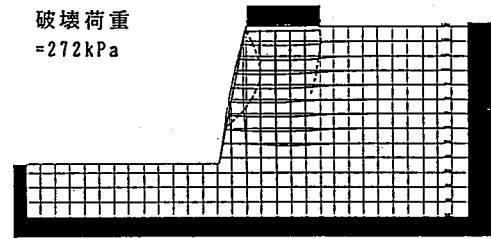


図24 Type F(鉄筋のみ)の破壊後の様子

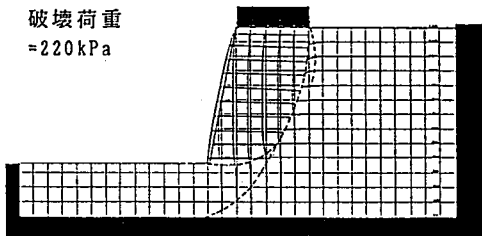


図25 Type G(パネル3mm厚)の破壊後の様子

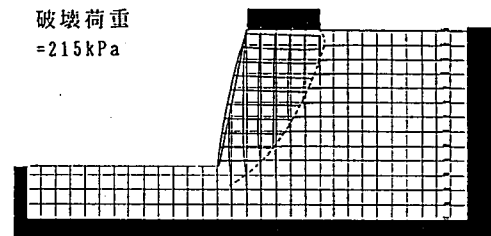


図26 Type H(パネル5mm厚)の破壊後の様子

### 3.5 2分勾配の模型斜面における実験結果

図23～26にType E～Hにおける斜面の破壊の状態を示す。補強方法によるすべり面形状の傾向は5分勾配の実験とほぼ同様である。Type E(無補強)では斜面下部の崩壊が顕著であり、Type F(鉄筋のみ)では斜面上部の浅いすべり面のみ破壊であった。Type G, H(パネル有)は深いすべり面が1本のみ現れるが、Type C, Dと同様にパネルの厚い方がすべり面の形状は小さい。図27に荷重～鉛直変位関係を示す。Type Fは斜面下部の崩壊によって5分勾配のType Aの約1/2の荷重で破壊に至るが、鉄筋を挿入したType GはType Bとほぼ同じの破壊荷重(270kPa)にまで達する。Type GとHはいずれも220kPaあまりで破壊に至り、パネルを使用することにより破壊荷重が小さくなる傾向は5分勾配の実験と同様である。補強材長70cmの場合、パネル無しのType Iは50cmのType Fとほぼ等しい破壊荷重であり、パネルがある場合は430kPaもの荷重を発揮した。この時パネルのほとんどが土圧に耐えれず破断してしまった。図28は破壊荷重時の補強材軸ひずみ分布および法面水平変位である。傾向は5分勾配の実験とほとんど同じであるが、軸ひずみの分布にパネル3mmと5mmとの差が5分勾配の時ほど見られなくなる。また、水平変位量はパネルの剛性によって押さえることができる。

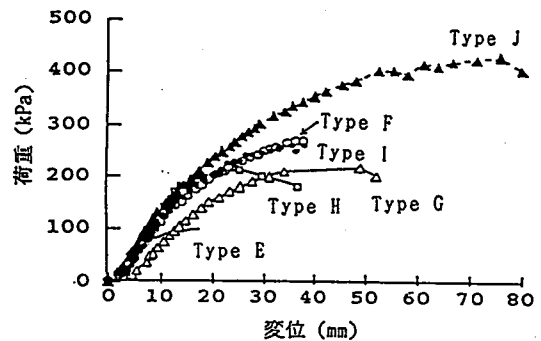


図27 荷重～変位関係(2分勾配)

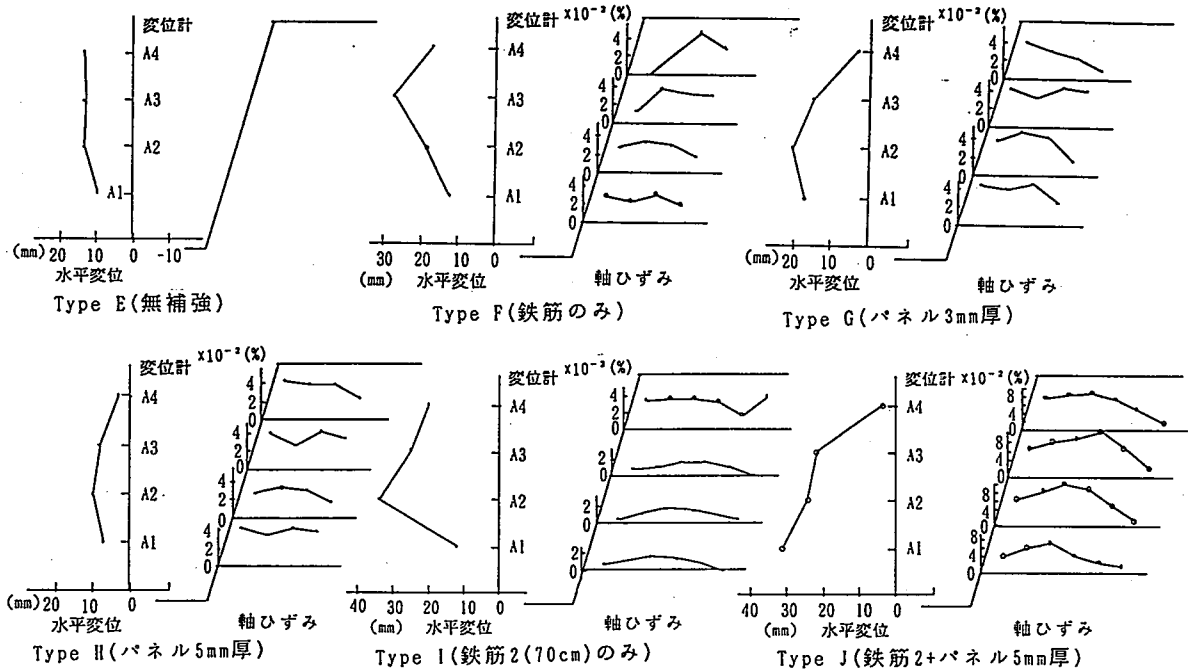


図28 破壊荷重時の補強材内軸ひずみ分布および法面水平変位(2分勾配)

### 3.6 実験の考察

補強材は、無補強時と同様の浅いすべり面での致命的な崩壊を押さえる効果があり、さらに法面保護パネルはその浅いすべり面をもなくす効果がある。Type C, G, Hはパネルを有しているために軸力分布はType B, Fよりも大きい、破壊荷重では下回る。パネルの有無により明らかに壊れ方が異なり、パネル有りの補強領域を一体化する効果がむしろ破壊荷重を下げる結果にもなることを示している。この場合には、軸力分布の増加がそのまま破壊荷重の増加に直接関係するとは言い難い。破壊荷重が顕著に増加したType Dでは補強材軸力が斜面下部の奥側で大きく発生しており、鉄筋があたかもアンカーのように地盤内で働いていたことを示しており、パネルの剛性の増加につれてすべり面が小さくなることと関連している。Type Jでは全てのパネルが破損したが、パネルの剛性がより高ければ破壊荷重はさらに大きくなっていったと考えられる。また、法面保護工は補強材長が載荷奥行に対して大きい場合に、一層有効に作用することが分る。

### 3.7 まとめ

斜面の勾配、補強材長そしてパネルの剛性はそれぞれ密接に相互作用を及ぼしあうと考えられ、いずれか1つの条件のみを取り出して補強効果についての議論をすることはできない。法面保護パネルを併用した鉄筋補強斜面の安定に関する模型実験はすでに多数行われているはずのもので、今後これら既往の実験結果との比較も含め考察を深めて行く必要がある。

## 4. 実験のシミュレーション

本章では、3章の実験の中でも5分勾配の実験のType A, B, C, Dに対するシミュレーションの結果を示す。

### 4.1 シミュレーションの結果

**Type A(図29)**：図に示す有限要素メッシュを用いて解析した。載荷板の底面が剛でかつ粗の条件で支持力を算定した。Type Aの解析は土質定数を逆算するのに用い、 $c=20\text{kPa}$ 、 $\phi=26^\circ$ の場合に破壊荷重は173kPaとなり、最もよく実験結果(174kPa)を説明することが分った。塑性流れ場は斜面上部で発生しており、実験とよく一致した。

**Type B(図30)**：図中の太線の節点間に、長さ不変の制約条件を導入した。破壊荷重は290kPaとなり、実験結果(300kPa)をかなり正確に説明できる。塑性域は、載荷端部から斜面先に広がり、実験の水平変位をよく表現している。

**Type C(図31)**：パネルには大きな剛性がないとして、斜面上の節点の速度場のみを拘束する条件で解析を行った。破壊荷重は290kPa(実験278kPa)となり、Type Bの解析結果と全く同じとなり、実験と同様に壁面工の効果は、破壊荷重の解析値に影響しない。

**Type D(図32)**：パネルに大きな剛性があると考え、図の有限要素メッシュで解析した。図中には破壊時塑性流れも示す。破壊荷重は302kPaと求められ、実験値(360kPa)で得られた、剛性の高いパネルの効果の大きさは正確には説明できなかった。

図33, 34はそれぞれType B, Cについて、メッシュを細かくして計算したものであるが、極限荷重、流れ場ともに粗いメッシュの場合と傾向は変らなかった。

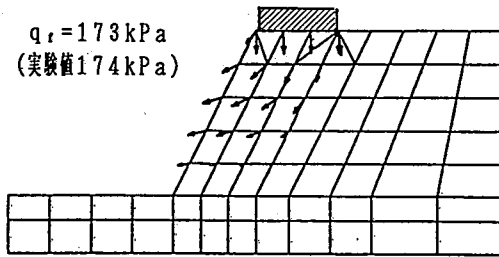


図29 Type A

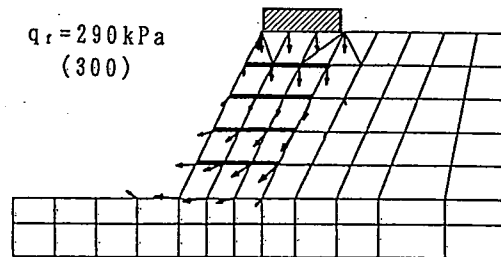


図30 Type B

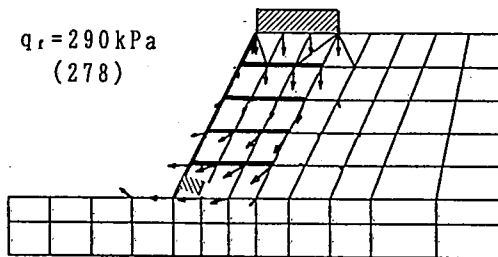


図31 Type C

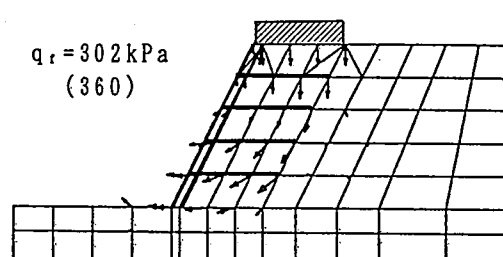


図32 Type D

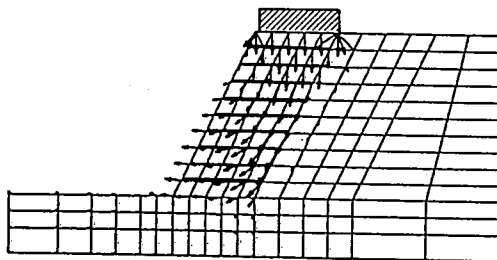


図33 Type B

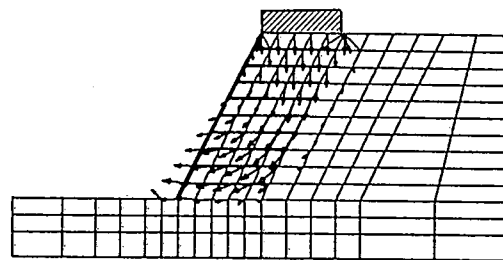


図34 Type C

#### 4.2 まとめ

本解析では、鉄筋挿入により破壊荷重が約1.7倍にもなる実験結果(Type A, B参照)を高精度で説明できることを示すことができた。また、剛性の小さいパネルが、上載荷重に対しては効果が期待できないという実験結果についても、シミュレーションにおいても同様の結果となった。

#### 5. おわりに

本論で得られた知見を示す。①補強材力は内力として与えられるべきものであり、その考えに基づいた解析を行うことによって、従来実験や経験によってのみ示されていた補強材力の分布形を求めることができた。②補強土模型実験において、補強効果は補強材長や法面保護材の剛性のみで決まるものではなく、それらとともに地盤の境界条件、荷重条件など総合的な見地にたってはじめて評価し得るものであることが分った。③模型実験の破壊荷重のシミュレーションは実験値をほぼ説明することができたが、法面工の効果や、補強材力分布の算出にあたってはまだ若干の改良が必要である。

**参考文献** 1)Asaoka & Kodaka(1992):Bearing capacity of foundations of clays by the rigid plastic finite element model, Proc. of NUMOG IV, SWANSEA, UK, pp.839-849.