

# ジオシンセティックスを用いた土質材料の 補強メカニズムの解明と水利構造物への適用性に関する研究

松島健一\*

## 目次

I 緒言	49	IV 弾塑性有限要素法によるシミュレーション	118
1 農業用水利構造物の補強対策の必要性	49	1 本研究で用いた有限要素法の概要	118
2 新しい技術の導入の必要性	50	2 せん断帯とひずみ軟化構成モデル	118
3 地域防災力強化のための農業用水利 構造物の減災技術の開発	54	3 DS 試験における解析条件	120
4 解析結果	122	4 提案する土嚢積層システム	148
II 実験材料	56	V 土嚢積層体の力学特性の解明	126
1 土質材料	56	1 土嚢を用いるメリットと設計上の課題	126
2 ジオシンセティックス	58	2 土嚢積層体の圧縮特性の解明	128
III ジオグリッドによる引張り補強メカニズムの 解明	61	3 土嚢積層体の水平せん断特性の解明	136
1 補強材と土の相互作用を調べる意義	61	4 提案する土嚢積層システム	148
2 補強土の DS 試験方法	67	VI ジオシンセティックスを用いたため池堤体の 補強技術の適用性	149
3 DS 試験における補強材引張り力の 発生メカニズム	82	1 新しい技術の導入の必要性	149
4 補強材の定着条件の違いが引張り補強 効果に及ぼす影響	89	2 実物大模型による耐震実験	151
5 拘束圧や補強材の種類などの諸条件が 強度特性に及ぼす影響	102	3 越流破堤実験による耐侵食性能の評価と 洪水時における性能設計	164
6 DS 試験における補強土のせん断補強 効果の評価	106	4 構造設計法および施工法	179
		VII 結言	187
		参考文献	193
		Summary	199

## I 緒言

### 1 農業用水利構造物の補強対策の必要性

#### a. 農業用水利構造物の役割

1950年から2008年の間に世界の人口は42億人増加(1950年時点の人口の2.7倍(66億6000万人)に増加)した。そのうち、飢餓人口は9億6300万人と言われており、世界人口の7人に1人が飢餓に苦しんでいる(World Hunger Series, 2007)。さらに、2050年には92億人に達すると予測されており(World Population Prospects The 2006 Revision, 2007)、世界の食糧需給は今後もひっ迫すると考えられている。21世紀が「食糧の世紀」、「水の世紀」と言われる所以である。人類が地球上で利用でき

る水は、全水量のごく僅かであり(最も利用しやすい河川、湖沼の水に至っては、地球上に存在する水全体のわずか0.01%に過ぎない)(Stockholm Environment Institute, 1997)、我々はその僅かな水に依存して生命を維持している。現在では、水需要の増加に伴い世界中のあらゆる地域で、慢性的な水資源不足の問題に直面している(Shiklomanov, 1996)。水と食糧生産の問題は表裏一体の関係であり、この水をいかに確保できるかが今世紀の重要な課題であると言える。

我が国では農耕文明が始まって以来、貴重な水資源を確保するため、農業用水利施設(ため池や灌漑用水路など)が整備されてきた。現在、基幹的な農業用水利構造物(ダム、頭首工、用排水機場、開水路、パイプラインなど)の資産価値は再建設費ベース(農林水産省, 2003)で25兆円に及び、幹線水路の総延長距離で45,000km、ため池の個数で21万箇所(構造改善局, 2000)にのぼっている。今後、日本の食糧自給率(農林統計協会発行, 2008)、を引き上げていくためには、これら国民の生命

\* 施設資源部土質研究室

平成21年11月18日受理

キーワード：補強土、土嚢積層システム、補強メカニズム、耐震性、越流、改修技術

を支える農業用水利構造物の機能を持続的に発揮させることが極めて重要である(農林水産省, 2005)。

## b. 農業用水利構造物の整備に関する現状の課題と展開方向

農業用水利構造物の整備は戦後の食糧増産と呼ばれる時代に急ピッチに押し進められてきた。これらの施設の中には老朽化が進行し、著しい機能低下、あるいは近いうちに機能低下を引き起こす施設が多数存在している。現在の厳しい財政事情の下で、これらの施設が有する機能を持続させていくには、将来的な計画に基づくストックマネジメントによる適切な維持管理および補修が不可欠となっている。

このような状況に加えて、近年では自然環境保全への対応と、低コスト化への社会的な圧力の高まりを受け、社会的な要請に対応したさまざまな技術開発が求められている。筆者が係わった課題を一例として挙げると、現地発生土の有効利用(例えば、有吉ら, 2007)やコンクリート廃材の再利用(e.g. Aqil, et al. 2004 & 2005, 内村ら, 2004, 富田ら, 2005a&b)など自然環境に調和した技術、あるいは、現行設計法では対応できない超大口径パイプラインやトンネルの座屈現象など新たな問題に対応した構造設計、矢板引抜きなど施工過程に伴う地中構造物の安全性の評価(e.g. Tanaka, et al. 2001, 松島ら, 2008a)等々があり、幅広くかつ高度な技術開発が求められている。

また、ここ十数年の間に、1995年の兵庫県南部地震、2004年の新潟県中越地震、2008年の岩手・宮城内陸地震など幾度もの記録的な大地震や、2000年東海豪雨、2004年台風23号、2004年福井豪雨などの集中豪雨が頻発し、社会基盤の脆弱さが露呈した。特に、数多くの重要な構造物(ため池、下水道、橋梁、河川堤防等)に極めて深刻な損傷が生じたことが契機となり、集中豪雨や地震などへのハード対策、予測技術や情報システムなどソフト対策の構築が求められるようになった。

上記の点を踏まえると、現在、農業用水利構造物の整備を行う上で果たすべき社会的な目標(龍岡, 2007に加筆)は以下の5点ではないかと考えられる。

- ① 既存あるいは老朽化した構造物の機能を適切に診断すること。
- ② 維持管理、補修・改修技術による機能向上効果を評価し、必要に応じて適切に実施していくとともに、設計への導入を積極的に図ること。
- ③ 社会的ニーズに対応した技術開発ならびに設計の高度化を図ること。
- ④ 現存不適格な構造物の補強対策および新設構造物の高耐久化技術を開発すること。
- ⑤ 上記の目標を高い費用対効果で実現すること。

※現存不適格とは、建設されたときは基準を満たしているが、現在の設計外力に照らすと基準を満たさないこと。

## 2 新しい技術の導入の必要性

### a. 設計の合理化

農業用水利構造物(パイプライン、水路、ため池、フィルダムなど)は、いずれも地盤上あるいは地盤中に存在するので、これらの構造物の安定性を評価する場合、常に地盤との相互作用を考慮しなければならない。そして、具体的に、どのような力まで持ちこたえられるのか、あるいは、どれくらい変形し、破壊するのかを正確に把握することが必要になる。この問題の本質を探っていくと、さまざまな点で設計の合理化が可能であり、補強対策の意義付けが明確になる。

ここでは、レベル2地震動に対するフィルダムの耐震対策を例にして、設計の合理化(谷, 2007a&b)について説明する。実務設計では、通常の設計外力であれば、経済的に許容される範囲で設計することが可能であるが、レベル2地震動になると、土が破壊しないような極めて緩い盛土勾配にしなければならず、非現実的な巨大な構造物となってしまうことが多い。その原因は実務設計に用いられる極限釣合い法が地震力を水平震度と見なして安定計算を行っているためであり、静力学的な考え方で現実的な問題への対処が困難となってしまうためである。

しかし、地震動の継続時間が有限であることを考えると、その間に生じた堤体の残留沈下量を正確に見積もることができれば、ダムとしての貯水機能が安全か危険かを判断することができる。すなわち、高い地震力に対しては構造物をまったく破壊させないことを前提とするよりも、むしろ、決壊を生じない沈下量をあらかじめ規定しておいて、これに実際の堤体沈下量が収まるように改修目標を設定した方が合理的である。したがって、フィルダムの場合では、貯水位を下回る残留沈下量を発生させないことが性能目標となる。この設計概念を実現するには、第一に、補強対策を行わない場合において、地震力を受けたときに生じる残留沈下量を正確に予測することが必要であり、第二に、補強対策を実施した場合での沈下抑制効果を定量的に評価することが必要となる。

このことが可能となれば、従来の設計では十分に評価されていない補強技術の付加価値、例えば、ジオシンセティックスを用いた補強技術では靱性の改善効果(土のみの構造物のように破局的な崩壊が生じず、粘り強さが得られる)を積極的に設計に導入でき、二次災害のリスク回避によって得られる便益を建設コストに反映することができる。すなわち、合理的な補強対策を実施することが可能となる。

### b. 土質材料の補強方法

農業用水利構造物を建設する際には、盛土、切土などによって人工的に地形を改変し、斜面を安定させる場面にしばしば直面する。この種の問題は構造物の築造が始まった時代から続く人類の共通課題であり、土質材料(粒状体)の性質に基づいて適切な対策を講じる必要があ

る。一般的に粒状の土質材料には、次のような性質を有している。

- ① 土質材料はつぶとつぶからなる粒子の集合体
  - ・押しつけられると互いに土粒子間に高いせん断抵抗力が生まれて、高い強度を発揮できる。
  - ・その一方、引張りに対しては簡単に崩れる。
- ② 破壊はつぶとつぶの土粒子間の骨格が崩れることによって生じる
  - ・ある一定の力が作用すると、つぶとつぶの骨格が崩れて、局所的な領域に変形が集中する。この現象をひずみ軟化と呼び、強度低下を引き起こす。

つまり、土質材料は、四方八方から押さえつけられた状態では、極めて高い強度を発揮できるが、引張りやせん断に対しては不安定な現象を引き起こす。この欠点を補うには、次のような補強方法が考えられる。

- ① 引張りに対して土粒子間に化学的な結合力を付加させる。
- ② 鉄筋コンクリートのように引張りに抵抗できる人工材料を組み入れることによって、物理的に土質材料が引っ張られないようにする。

①は固化材(例えば、セメント、石灰)により化学的作用を利用して土粒子間に結合力を付加させる方法であり、工法としては深層混合処理土や薬液注入工法(土木研究所, 2004, 日本石灰協会, 1983, セメント協会, 2003)などが挙げられる。ただし、一旦、土粒子間の結合力が切れると脆性的な挙動が現れる。②は引張りに抵抗できる材料(以下、補強材と呼ぶ)によって土に作用する引張り力を分担する方法である。一般的にこれを引張り補強土工法と呼んでいる。補強材が配置されていない

無補強供試体では、ある一定の力が加わると、ひずみ軟化が生じて強度低下が生じる(Fig. 1(b))。一方、土に引張りひずみが発生する方向に補強材を配置した場合、載荷初期には十分な引張り力が補強材に生じないため、剛性は増加しないが、土質材料の変形が大きくなると、補強材に十分な引張り力が作用するようになり、それに応じた摩擦力が土と補強材の間に発生する(Fig. 1(d) & (e))。その結果、土に拘束力が発揮され、供試体の強度が増加する。この効果は土のひずみ軟化が始まるせん断ひずみに達した後も、継続的に発揮され続けるため、見かけ上脆性的な挙動が改善される。実際に、Fig. 2に示すように、無対策の土構造物は破局的な崩壊が生じているのに対し、補強土構造物では大変形後も破局的な崩壊に至っていないことがわかる。本研究では、上記のうち引張り補強材を用いた土の補強方法について取り扱う。

### c. 引張り補強土工法の特長

Fig. 3に示すように農業水利構造物にはさまざまな人工材料が用いられている。曲げ・せん断補強には、土圧を受持つ矢板や重力式擁壁などの抗土圧構造物等があり、鉄あるいはコンクリートなどが用いられる。圧縮補強には、建物や橋脚などの荷重を分担する杭などがあり、これも主にコンクリートや鉄などが使用される。一方、引張り補強には、曲げやせん断にはほとんど抵抗せず、引張り方向のみに抵抗する引張り補強材が用いられる。一般的に引張り補強材は、他の人工材料に比べて次のような特長を有している。

- ① 面状の高分子材料あるいは帯状の金属を用いられるため、部材の断面が薄くて、軽量である。
- ② 地盤中に引張り補強材を敷設して構築できるた

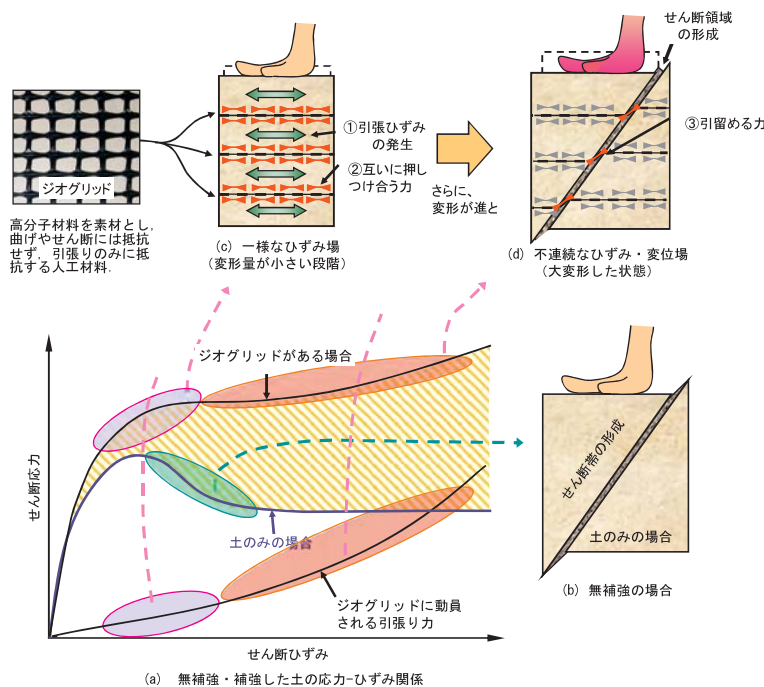


Fig. 1 合理的設計の基本となる引張り補強土の強度変形特性の概念図

Concept of strength and deformation characteristics of tensile-reinforced soil as a basis for a rational structural design





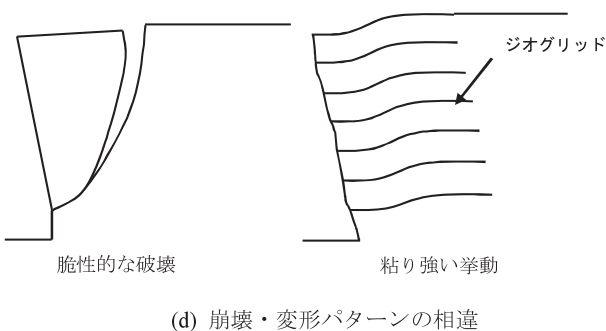
(a) 国道341号道路盛土の崩壊 (筆者撮影)



(b) 林道(北魚沼郡, 擁壁高H=4.9 m, 1V: 0.3H)

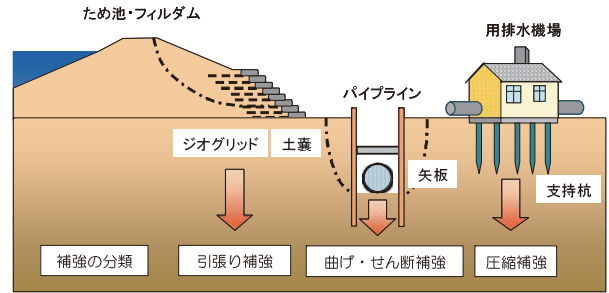


(c) 県道 (山古志村, 擁壁高H=4.2 m, 1V: 0.1H)



(d) 崩壊・変形パターンの違い

**Fig. 2** 2004年新潟県中越地震に見られる無補強土構造物と補強土構造物の典型的な崩壊モードの違い  
 Typical failure modes of un-reinforced soil structures and geosynthetic reinforced soil structures damaged by the 2004 Niigata-ken Chuetsu earthquake



**Fig. 3** 人工材料を用いたさまざまな補強技術  
 Various reinforcement technologies using artificial materials

め、特殊な建設機械が不要で、かつ、施工性に優れる。

- ③ 引張り補強材が土質材料に生じる引張りずみの発達を抑制し、補強材と土の間に摩擦力が発揮され、土の強度を有効に引き出すことができる。したがって、柔で粘り強い特性が得られ、高い耐震性を確保できる。これに対して、従来形式の重力式擁壁では躯体が重い、慣性力に対して安定性を確保しにくい、また、片持ち梁構造となるため、地盤高さが高くなると背面土圧に抵抗するために必要な擁壁の厚みは著しく大きくなる。
- ④ 構造物内に大きなせん断ひずみが生じた段階でも補強材が破断しない限り、継続的に引張り力が補強材に動員されるため、破局的な崩壊に至りにくい。

**d. ジオシンセティックスと土の相互メカニズム**

土を引張り補強する工法はかなり古い時代から用いられている (Table 1 参照)。現在のように人工材料がない時代においては木杭、枝あるいは葉などを利用した敷き粗朶、あるいは敷葉工法と呼ばれる伝統的な工法が紀元前に中国で開発されている。日本にも中国や朝鮮からこれらの技術が伝承され(大阪府狭山池博物館, 2001)、ため池堤体、河川堤防あるいは土豪などの土構造物に適用されてきた (Fig. 4)。

近代的な補強土工法が急速に発展し始めたのは1960年代になってからである。フランスの H. Vidal (1963) によって発表されたテールアルメ工法の開発がきっかけになったと言われている (千田ら, 1986)。この工法は、盛土内に帯状の金属板を敷設し、これと壁面材を連結させることによって急勾配盛土を構築するもので、急速に世界各地で普及した。補強土工法は擁壁など直接的に土の変形を抑制する抗土圧構造物の設計概念とはまったく異なり、土自体の性質を引き出す点に最大の特長がある。これまでの土壌造物の補強対策の考え方を大きく転換させたと言える。その後、このような土の補強原理が注目されるようになり、1970年代後半にはジオテキスタイルと呼ばれる高分子材料を用いた工法が開発された。日本でもこれらの補強技術が紹介され、1980年代から普及し始めた。今では、Fig. 5 のようにさまざまな



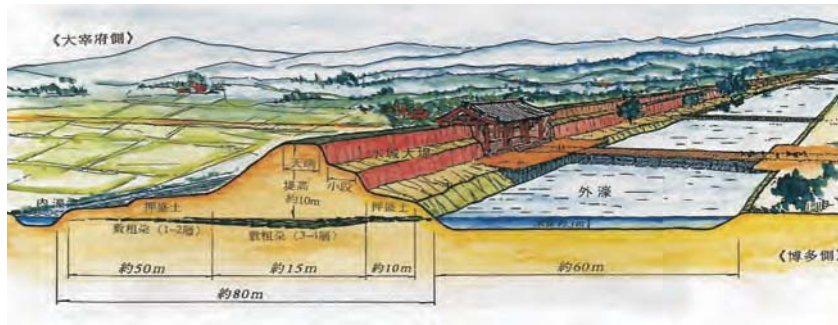


Fig. 4 7世紀に築造された水城のイラストレーション(林, 2003 から引用)  
Illustration of an earthwork fortification constructed in the 7th century

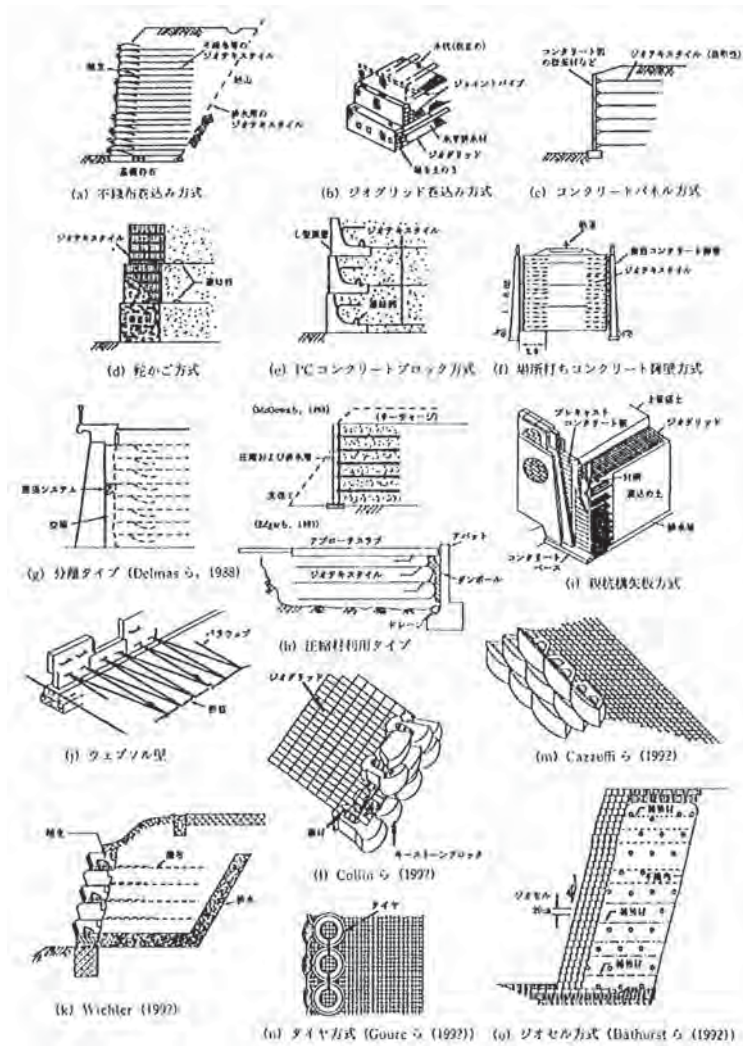


Fig. 5 現在におけるさまざまな補強土工法(ジオシンセティックス入門, 2001 から引用)  
Various modern geosynthetic reinforcement technologies

工法が開発されている。ただし、地震国である我が国において本格的に鉄道盛土など高規格な盛土に導入されたのは、その後の日本独自の基礎研究の成果によるところが大きい。近年、これらの一連の基礎研究と実証的な取り組みが世界でも認められ、補強土工法の高い耐震性が広く認知されるようになった(Tatsuoka, et al. 2007)。また、2004年新潟県中越地震や2007年能登半島地震にお

いて被災した高速道路、鉄道盛土の強化復旧工法として積極的に活用されている(久保ら, 2007)。

一方、補強原理の究明に関する基礎研究のはじまりは、実用化が先行して発展してきた分野であったためか、H.Vidal(1963)の発表からおおよそ20年遅れて、1980年代後半から本格的に始まった(Palmeria, 1987, e.g. Jewell & Wroth, 1989)。補強土工法の原理は、土質材料の変形に

**Table 1** 補強土壁年表(小川, 2004 に加筆)  
History of geosynthetics reinforced retaining walls

西暦	補強土に関する主な出来事
紀元前	中国で、葦や竹などの小枝を粗朶状にして土構造物の補強材として利用していた。
7世紀初頭	大阪府狭山池で敷業工法が堤体の築堤技術に利用される。
1963年	フランスのH. Vidalによって「テールアルメ工法」が開発される。
1967年	国内で「テールアルメ工法」が紹介される。
1971年	フランスで「コンクリートスキン」が開発される。
1972年	国内初、山梨県の中央自動車道で「テールアルメ工法」の施工が実施される。
1977年	Broms がジオテキスタイルを用いた補強土擁壁を提案する。
1983年	「多数アンカー式補強土壁工法」の施工が実施される。
1984年	「ジオテキスタイルを用いた補強土壁工法」の施工が実施される。
1987年	「RRR 工法」の施工が実施される。
1988年	「TUSS 工法」の施工が実施される。
1990年	「ワイヤーウォール工法」の施工が実施される。
1991年	「ウェブソル工法」の施工が実施される。
現在	新たな工法が30種類以上出現している。

よって補強材に引張り力が動員され、それに応じた摩擦力が土と補強材の間に発生する。そして、それによって土の拘束力が高まり、強度増加する。その点で、他の人工材料よりも補強材と土質材料の相互作用が強く現れることになる。そのため、補強原理そのものはイメージとして捉えやすいが、どのような仕組みで強度が発揮されているのかを理論的に説明するのは容易ではない。この問いに答えるため、多くの研究者が補強メカニズムの解明に関する研究を実施してきた(例えば、IGS 日本支部, 2004)。しかし、現在でも補強原理を体系的に整理するまでには至っていない。

この問題は設計の本質に関わる重要な問題であるが、補強材と土の相互作用によってどのような応力・ひずみ場が形成されるかを把握しなければならないため、そう簡単に解決できない。現行設計法(例えば、ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル改訂版, 2000)の最大の問題点は、このことが完全に抜け落ちてしまっているところにある。つまり、実際と設計上の間で相当なズレがある訳である。これは補強土が理論よりもむしろ実証的な取り組みが先行して発展してきた分野の宿命であるとも言えよう。すなわち、今日の補強土分野における最も重要な課題の一つは、実際と設計上の間のギャップを解消することにあると言える。

この課題の解決に向けては、第一に、ひずみレベルでの補強材と土の相互作用を把握することである。これは

実験方法や計測方法を工夫することで実際の挙動をある程度まで把握することが可能である。あるいは、FEMなどの数値解析(e.g. Kotake, 1998)により実験結果を再現することで、よりよい理解を得ることもできる。しかし、問題は実際の挙動が把握できたとしても、補強材の存在によって応力・ひずみの境界場にどのような影響を与えているか、その解釈を得ることが困難なことである。すなわち、第二のハードルは、補強効果による強度発現メカニズムを定量的な評価に結びつけることである。ただし、先述のように補強材が存在することにより、土の応力・ひずみ場が複雑化することに加えて、土のみの挙動を正確に予測することが容易ではないこと。さらに、補強材の配置方向や載荷モードによって本質的に発揮される引張り補強効果が異なるため、引張り補強効果の全容を単純に把握することはできない。

これらの問題をクリアするには、やはり、補強材の配置や載荷モードの違いによって表れる強度発現プロセスを丁寧に一つ一つ紐解いていくが必要があり、これには境界条件が異なるいくつかの実験と、それに応じた理論的な解釈と検証の積み重ねが必要である。

このような観点から、本論文の前半(Ⅲ・Ⅳ)では、地盤工学的な観点から現状の設計と実際のギャップを少しでも縮めることを目的として、補強土の直接せん断(DS)試験を取り上げ、せん断領域が規定された状態で発揮される強度発現メカニズムの解明に取り組んだ。

### 3 地域防災力強化のための農業用水利構造物の減災技術の開発

#### a. ため池の役割と課題

我が国は農耕文化が始まって以来、急峻な地形を巧みに利用してため池を構築し、貴重な水資源を確保してきた。その箇所は全国でおよそ21万箇所以上に及んでいる。ため池は小規模な流域に貯存する水資源を確保するため、環境への影響が少なく、水田との一連の配水システムを形成することにより、多様な生物の生息・生育の場を創出してきた。このような小規模開発による伝統的な水利用のあり方は、里山の持つ多面的な機能を発揮させるとともに、持続可能な農村社会を実現してきたと言える。今日では、このような水利用のあり方が着目され、その役割が見直されてきている。

その一方、我が国は気象的諸条件において極めて災害が発生しやすい環境下にあり、安全面でのため池の管理が重要な課題となっている。特に、都市化や農村地域の混住化が進んだ地域では、地勢上の問題点を十分に考慮しないまま、ため池の下流域に住宅等が建設されてきた。その結果、決壊による二次災害の規模拡大が懸念されるようになった。また、社会情勢の変化とともに農業従事者の減少や高齢化が進み、ため池の維持管理・改修が地域の重大な課題となっている(四国新聞社, 2008)。

現在、早急な改修が必要とされる老朽化ため池は全国



に約2万箇所及ぶと言われており(農林水産省, 2000), 今日厳しい財政事情下で, すべてのため池を改修していくことは極めて困難な状況にある。そのため, 将来的には損害回避便益と対策コストに基づく費用便益分析を基礎として改修事業等の優先順位を決定していくことが不可避である(土木学会, 2000)。また, さらなるコスト削減を図るため, 重要度(ため池の規模や立地条件など)に応じた要求性能を設定し, 一律の設計規格に適合した画一的な整備基準ではなく, 地域ごとに適切な改修レベルを定めていくことが必要になるものと考えられる。

#### b. 自然災害を防ぐ—中山間地域に点在するため池を対象に—

我が国は降水量が多いものの, 国土の約7割が山地を占めており, 地形的に水を蓄えるには不利な条件にある。そのため, 中山間地域では谷地形上のため池を構築することが多く, 次のような防災上の問題を抱えるケースが多い。

- ① 水源が山間地域であるため, 豪雨時に設計では想定していない山腹崩壊が発生することがある。それによって洪水吐の水路に流木や土砂が堆積し, 排水機能が低下して, 堤体上を越水する。あるいは, 突発的な土石流により堤体越水が発生し, 決壊が生じる(兵庫県, 2008)。
- ② 傾斜地上では堤体下流斜面の法面を緩勾配化しにくいいため, 堤体に十分な安定性が確保されていないことがある。

それぞれの問題への対応を考えてみると, ①の堤体越流現象は, 単なる洪水吐の排水能力不足の問題を解消するだけでなく, 土砂や流木の発生を未然に防ぐことが重要である。そのため, 水源地の適切な保全管理を行うことが重要である。それと同時に, 大規模な山腹崩壊に伴う突発的な土石流に対応できる補強技術の開発が必要である。②については, 用地面積の確保あるいは用土不足による堤体断面の拡張が困難な場合においても, 堤体の耐震化が可能な技術を開発する必要がある。上記の技術的な課題を解決できれば, 自然災害(地震・洪水)に強いため池を構築でき, 設計の合理化(毛利ら, 2005)を実現することができると思われる。

本研究では, 堤体の耐震化および堤体越水に対する耐侵食機能を統合させた補強技術を開発することを目的として, 侵食に強い「土嚢」と堤体補強に有効な「ジオシンセティックスを用いた補強土工法」に着目し, それらの機能を組み合わせた新しい改修技術を開発した。

本論文の前半では, これらの補強技術の基本となる複合材料の強度変形特性を把握し, 強度発現メカニズムの観点から, 高い強度発現を生み出すための適切なジオシンセティックスと土質材料の組み合わせや, 最適な土嚢の形状・配置などについて検討した。後半では, 自然災害(地震・洪水)に強い改修技術(越流許容型ため池)を確立するため, 前半の検討結果から得られた知見に基づき

ジオシンセティックスと土嚢を組み合わせた新しい堤体構造を考案し, 実物大の振動実験および越流破堤実験を実施し, 現場レベルでの耐震対策・耐越水対策の有効性を検証した。さらに, 実用化のための設計・施工技術を構築した。

以下に本論文で取り組んだ内容を示す(Fig. 6 研究開発フロー参照)。

- ・ジオグリッドにより引張り補強された土の直接せん断試験および土嚢積層体の力学試験を実施し, ジオシンセティックスを用いた堤体土(土質材料), および土嚢積層体の強度・変形メカニズムを解明し, 最適な形状や配置方法を検討する。
- ・土嚢積層システムを適用した補強斜面の侵食メカニズムを明らかにし, 越水に強い構造形態を見出す。さらに, 地震時における土嚢積層斜面の滑動メカニズムを明らかにし, 耐震対策の有効性を検証する。
- ・従来の仮設材扱いの土嚢から恒久材としての利用方法を確立するために, 適切な土嚢の使用方法を明らかにするとともに, 実用化のための簡便な設計・施工方法を提案する。
- ・現場への適用を図り, 実用性を検証する。

#### ※ 越流許容型ため池の構造および名称

越流許容型ため池とは, 従来の土を締固めにより築造されるため池では許されなかった越水を許容できる堤体構造を有するため池のことである。

通常のため池堤体構造を Fig. 7 に示す。一般的なため池は良質な土質材料を用いて締固めながら築造する土構造物であり, 付帯施設には斜樋・底樋からなる取水施設と, 集水流域からの余剰流入水を排水させる洪水吐から構成されている。堤高は設計洪水水位に余裕高を加えた高さに設定されている。一方, 越流許容型堤体構造は Fig. 8 に示すように堤体の一部が低くなっており, 既存

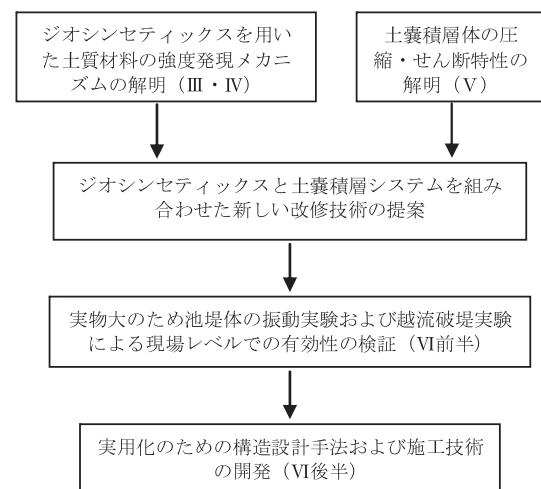
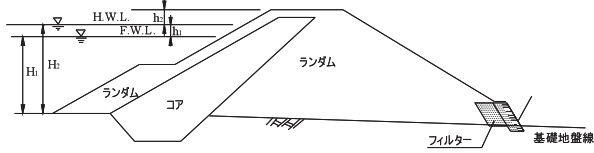


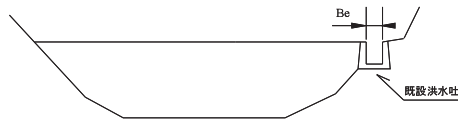
Fig. 6 自然災害(地震・越水)に強い農業水利構造物(土構造物)の改修技術の研究開発フロー

Flowchart of Development for rehabilitation technology of soil structures to protect and mitigate hazards caused by natural disasters





(a) 従来工法による堤体の横断面図



(b) 従来工法による堤体の縦断面図

- コア (刃金) : 堤体盛土のうち、止水を主たる目的とする部分をいう。
- ランダム : 堤体盛土のうち、コア以外の部分をいう。
- 設計洪水位 (H. W. L.) : 設計洪水水位面の標高をいう。
- 常時満水位 (F. W. L.) : 常時満水位面の標高をいう。
- 越流総水頭 ( $h_1$ ) : 設計洪水位 ( $H_2$ ) と常時満水位 ( $H_1$ ) との標高差をいう。
- 余裕高 ( $h_2$ ) : 堤頂と設計洪水位 ( $H_2$ ) との標高差をいう。



(c) 堤体越流により決壊したため池



(d) ため池決壊による下流地域の二次災害

Fig. 7 従来工法による堤体構造と典型的な被災状況 (ため池整備, 2003 より引用)

Traditional structural features of a small earth dam and typical damages

洪水吐の排水能力不足を、補うことができる。

本研究は、農工研土質研究室のテーマである「自然災害に強いため池堤体の開発」に関する研究成果を取りまとめたものです。本研究の取りまとめに際して、多くの方から多大なるご支援・ご協力を賜りました。前東京大学田中忠次教授には、筆者が研究職の道を歩み始めて以来、非常に多くのご指導・ご助言を頂きました。心より感謝いたします。また、東京理科大学龍岡文夫教授には、常に的確な分析と、きめ細やかなご指導をして下さいました。心より感謝申し上げます。

また、本研究を進めるに当たり、在籍しました研究室関係者や東京大学および東京理科大学における研究者の方々には大変お世話になりました。記してお礼申し上げます。

なお、本論文は東京大学審査学位論文であることを付記します。

## II 実験材料

本論文で使用した供試材料について説明する。

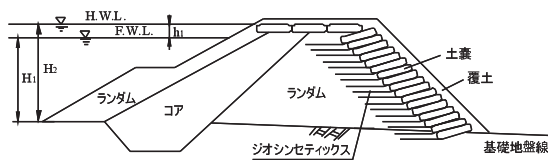
### 1 土質材料

#### a. 補強土の大型直接せん断(DS)試験に使用した土質材料

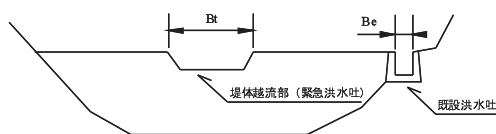
粒子径効果を調べるため、平均粒径が異なる3種類の土質材料を用いた(Fig. 9)。これらの粒度分布および物性値をそれぞれ Fig. 10, Table 2 に示す。なお、均等係数  $U_c$  はそれぞれ 1.5 ~ 2.5 の範囲にあり、ほぼ同じ粒度分布の曲線形状はよく似ている。中粒径および大粒径の土質材料は、同一の母岩から採掘した礫材を粒度調整したものであり、それぞれ千葉細礫および千葉中礫と呼ぶこととする。

#### b. 土嚢積層体の圧縮・水平せん断試験に使用した土質材料

土嚢積層体の圧縮試験には、比較的強度・剛性の優れている材料から細粒分含有率が高い低品質な材料の4

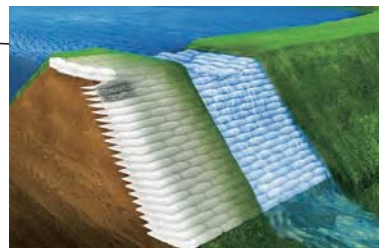


(a) 越流許容型ため池堤体の横断面図の一例



(b) 越流許容型ため池堤体の縦断面図の一例

- 緊急洪水吐の水路幅 (Be) : 堤体越流を許容した部分の幅をいう。
- 既設洪水吐の水路幅 (Bt) : 一般的なコンクリート製の水路の幅をいう。



(c) 堤体越流時のイメージ

Fig. 8 越流許容型ため池の堤体構造の一例と洪水時のイメージ

Example of structural features of small earth dam tolerant overtopping and image of remedy work for flooding

種類の土質材料を用いた。良質材としては電柱を破碎した再生砕石(中詰め材 A : REPA (Recycle electronic pole aggregates)), 銚田砂(中詰め材 B)を用いた。低品質な材料としては細粒分含有率がそれぞれ  $F_c = 35\%$ ,  $F_c = 50\%$ である中詰め材 C(銚田砂と金沢粘土を重量比で 7:3 で混合)と, 中詰め材 D(銚田砂と金沢粘土を重量比で 1:1 で混合)を用いた。それぞれ Fig. 11 および Table 3 に粒度分布, 突固め試験結果および物理特性を示す。

土嚢積層体の水平せん断試験には, 小粒径材の豊浦砂



Fig. 9 大型 DS 試験で使用した粒子径が異なる 3 種類の砂礫材  
Three types of granular materials with different particle sizes used in the large direct shear test

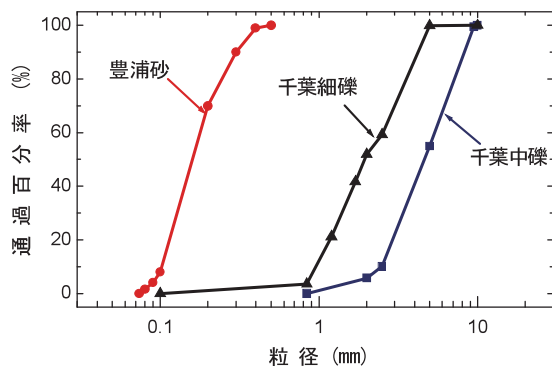


Fig. 10 DS 試験に使用した 3 種類の土質材料の粒度分布  
Particle size distribution of the 3 granular materials used in the large direct shear test

Table 2 DS 試験に使用した土質材料

Properties of backfill materials used in the large direct shear test

名称	$D_{50}$ (mm)	平均粒径比	$U_c$	$G_s$	$e_{max}$	$e_{min}$	粒子形状
豊浦砂	0.206	1	1.580	2.640	0.95	0.55	やや角張った
千葉細礫	1.93	9.4	2.550	2.740	0.99	0.48	よく角張った
千葉中礫	4.65	22.3	2.160	2.680	-	-	よく角張った

Table 3 土嚢積層体の圧縮試験に使用した土質材料

Properties of backfill materials used in the vertical compression test on a pile of soil bags

略称	名称	$D_{50}$ (mm)	締固め Ab 法 (再生砕石は Bb 法) (JIS A 1210).		締固め C 法 (再生砕石は E 法) (JIS S 1210).	
			$\rho_{dmax}$ ( $g/cm^3$ )	$w_{opt}$ (%)	$\rho_{dmax}$ ( $g/cm^3$ )	$w_{opt}$ (%)
中詰め材 A	PERA (再生砕石)	19.0	1.702	10.1	1.870	8.2
中詰め材 B	銚田砂	0.184	1.622	18.9	1.796	13.5
中詰め材 C	Fc35	0.137	1.634	19.9	1.770	15.9
中詰め材 D	Fc50	0.0734	1.648	20.9	1.851	13.4

と, 大粒径材の再生砕石(REPA)を用いた。Fig. 11 および Table 4 にそれぞれ 2 種の土質材料の粒度分布, 物性値を示す。なお, 本論文で使用した再生砕石の詳しい力学特性に関しては文献 Aqil et al.(2004&2005), 内村ら,(2004), 富田ら,(2005a&b)を参照されたい。

c. 実物大の振動実験に使用した土質材料

実物大のため池堤体モデルによる振動実験には, 堤体土と土嚢の中詰め材として 2 種類の土質材料を用いた。堤体材料には含水比 10%の十勝砂を, 土嚢の中詰め材には再生砕石を用いた。Fig. 12 および Table 5 にそれぞれ 2 種の土質材料の粒度分布および物性値を示す。

d. 小規模および実物大の越流破堤実験に使用した土質材料

予備的検討として実施した小規模越流破堤実験には, 堤体土および土嚢の中詰め材ともに銚田砂を用いた。実物大の越流破堤実験では, サヤ土には笠間砂を, コア材には遮水材料として粒度調整した笠間砂と関東ローム(重量比 1:2.5)の混合土を用いた。土嚢の中詰め材には

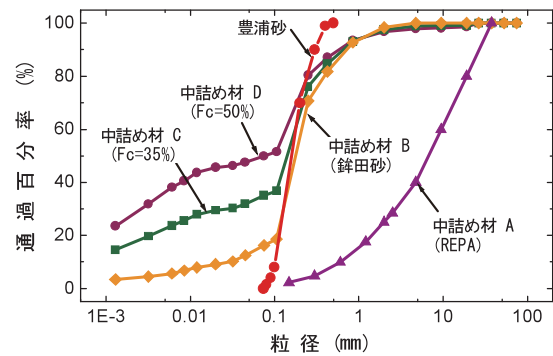


Fig. 11 土嚢積層体の圧縮・水平せん断試験に使用した土質材料の粒度分布  
Particle size distribution of backfill materials used in the vertical compression test and lateral shearing test of piled soil bags

再生砕石を用いた。Fig. 13 および Table 6 にそれぞれ粒度分布および物性値を示す。なお、本実験で使用した再生砕石は、完全に水和反応をしていないセメント成分が残留していたため、土嚢を締め固め後に、ごくわずかに固結していた。

2 ジオシンセティックス

a. 補強土の直接せん断(DS)試験に使用した供試材

Fig. 14 に示すように一般的に使用されるジオグリッド製品は引張り方向に配置された縦ストランドと引張り方向と直行方向に配置された横ストランドで構成されて

Table 4 土嚢積層体の水平せん断試験に使用した土質材料  
Properties of backfill materials used in the lateral shearing tests on a pile of soil bags

名称	D <sub>50</sub> (mm)	U <sub>c</sub>	G <sub>s</sub>	e <sub>max</sub>	e <sub>min</sub>	D <sub>max</sub> (mm)	平均粒径比
豊浦砂	0.206	1.580	2.640	0.95	0.55	0.5	1
PEPA (再生砕石)	6.6	15.8	2.650	1.72	7.1	37.5	32

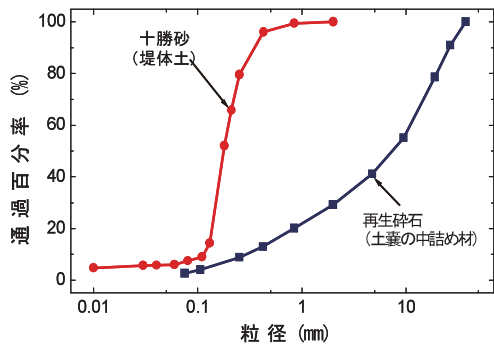


Fig. 12 振動実験に使用した土質材料の粒度分布  
Particle size distribution curves of backfill materials used in the shaking table tests

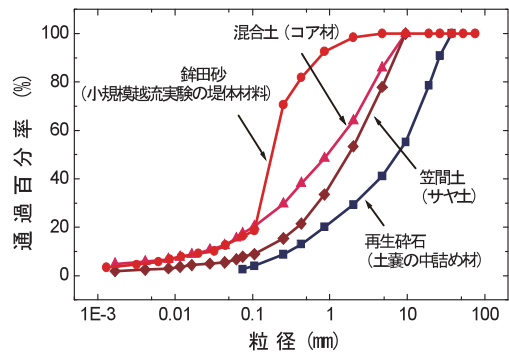


Fig. 13 越流破堤実験に使用した土質材料の粒度分布  
Particle size distribution curves of the backfill materials used in the hydraulic overflow induced failure tests

Table 5 実物大の振動実験に使用した土質材料  
Properties of backfill materials used in the full scale shaking table tests

名称	用途	D <sub>50</sub> (mm)	U <sub>c</sub>	G <sub>s</sub>	締め固め Ac 法(再生砕石は Bb 法)(JIS A 1210)		e <sub>min</sub>	e <sub>max</sub>
					ρ <sub>dmax</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	w <sub>opt</sub> (%)		
十勝砂	堤体材料	0.18	1.80	2.668	1.530	26.2	0.781	1.291
再生砕石	土嚢の中詰め材	7.42	39.2	2.605	1.868	12.8	-	-

Table 6 小規模および実物大の越流破堤実験に使用した土質材料  
Properties of backfill materials used in the hydraulic overflow-induced collapsed tests of small and full-scale models

名称	用途	D <sub>50</sub> (mm)	U <sub>c</sub>	G <sub>s</sub>	締め固め Ab 法(再生砕石は Bb 法)(JIS A 1210)		透水係数 (cm/sec)
					ρ <sub>dmax</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	w <sub>opt</sub> (%)	
小規模の越流破堤実験に使用した土質材料							
銚田砂	堤体土および土嚢の中詰め材	0.184	5.83	2.676	1.517	14.3	未実施
実物大の越流破堤実験に使用した土質材料							
混合土 笠間土 + 関東ローム	コア材	0.914	68.3	2.617	1.470	24.6	1.27E-06
笠間土	サヤ土	1.772	20.3	2.650	1.935	11.6	1.21E-04
再生砕石 (振動実験と共通)	中詰め材	7.420	39.2	2.605	1.868	12.8	2.67E-04



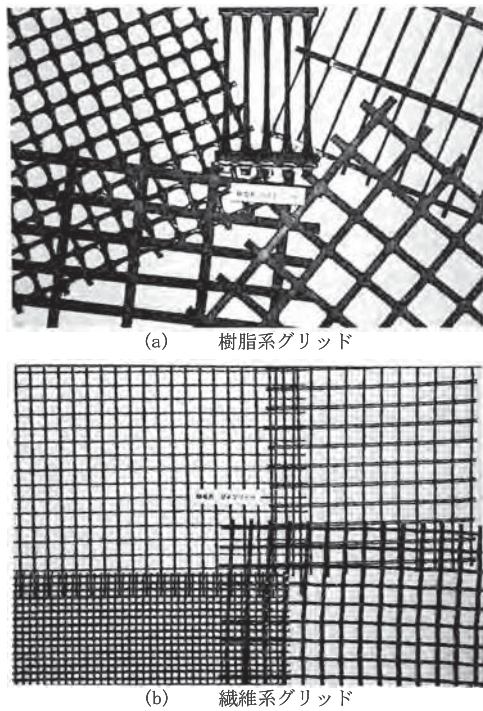


Fig. 14 高分子系ジオグリッド  
(ジオシンセティックス入門, 2001 より引用)  
Polymer geogrids

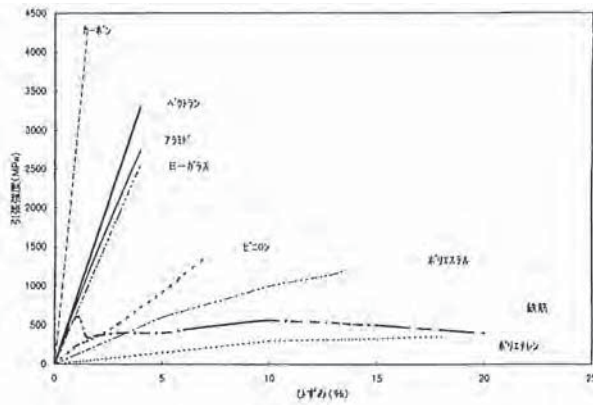
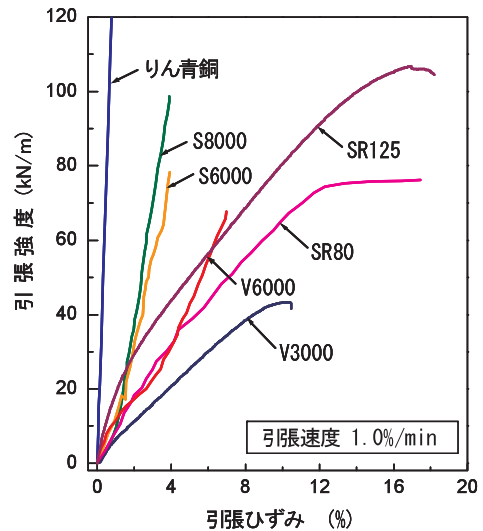
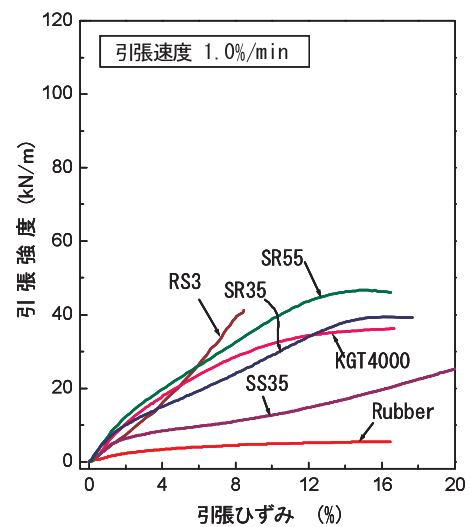


Fig. 15 各種素材の応力-ひずみ特性  
(土木研究センター, 1998 より引用)  
Tensile stress and strain characteristics of various polymers

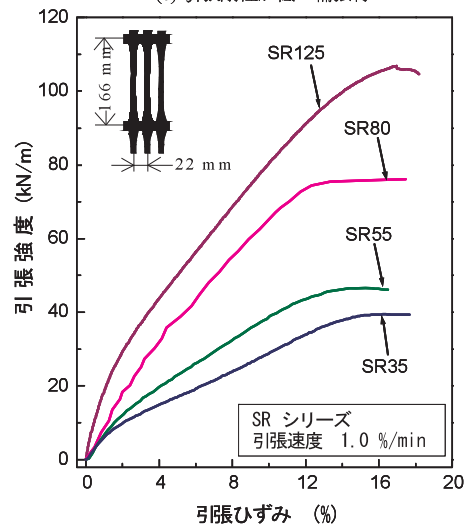
いる。ジオグリッドは曲げおよびせん断剛性が極めて小さく、圧縮にも抵抗せず、引張りのみにしか抵抗しない引張り補強材である。引張り力を分担する芯材には高強力ビニロン繊維、高延伸したポリエステルなどが使用される(国際ジオシンセティックス学会日本支部, 2001)。Fig. 15 に芯材の引張り特性を示す。芯材の材質ごとに引張り特性が大きく異なっており、ジオグリッド製品ごとの引張り特性を特徴づけている。本試験で使用した引張り補強材は、市販の11種類のジオグリッド(土木研究センター(1997&1998))に加えて、実験用に作製した引張り剛性が極めて高いりん青銅を用いた補強材および引張り剛性が極めて低いゴムシートを使用した。合計13種類の供試材の引張り特性および形状・厚みなどの諸元値をそ



(a) 引張り剛性が高い補強材



(b) 引張り剛性が低い補強材



(c) SRシリーズの補強材

Fig. 16 補強材の引張り試験から得られた引張りひずみと引張り強度の関係  
Relationships between tensile strain and tensile strength from tensile test of geosynthetic reinforcements

それぞれ Fig. 16, Fig. 17 および Table 7 に示す。ジオグリッドの厚みは 1.0 mm ~ 3.8 mm の範囲、補強材の比表面積は 0.222 ~ 0.422 の範囲である。また、せん断時に発生する補強材引張ひずみを計測するため、Fig. 18 のようにひずみゲージを補強材に複数箇所へ貼付けた。

### b. 土嚢材

土嚢積層体の圧縮試験には、ポリエチレン製の織布 (PE) とポリプロピレン製 (PP) の織布を土嚢材として使

用した。それぞれ引張強度は 3.75 kN/m と 14.5kN/m であり、引張ひずみ 5.0% における引張剛性は 32.4kN/m と 89.2kN/m である。PE 製の織布はホームセンターなどで市販されている白色の土嚢材である。一方、PP 製の織布はアグリシートと呼ばれる農業用資材 (日本クロスワイド株式会社: アグリシートの製品情報, 2009) として広く用いられているものを使用した。本実験に使用した PP 製の織布はジオグリッドと比べると安価で、上記の

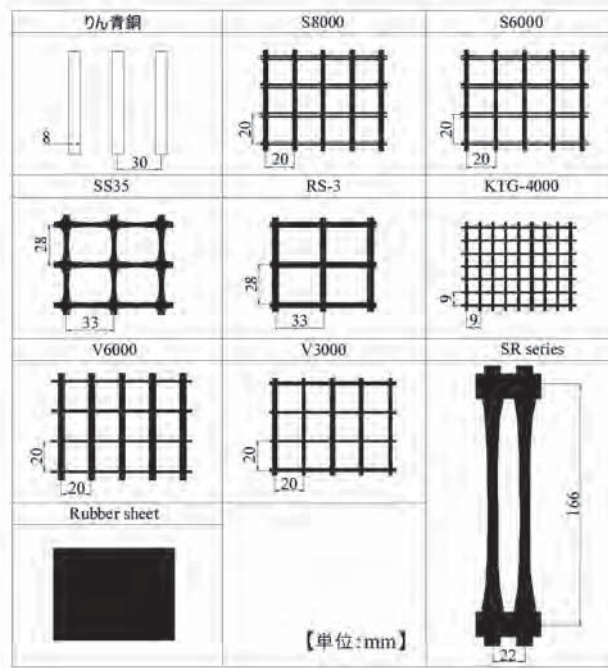


Fig. 17 実験に用いた補強材の物性値および形状  
Shapes and dimensions of reinforcements used in the experiments

Table 7 補強材の物性値  
Properties of geosynthetic reinforcements

名称	引張強度 (kN/m)	引張剛性 (kN/m)	形状	縦ストランドの幅 (mm)	横ストランドの幅 (mm)	目合い 縦×横 (mm)	芯材材質 (縦×横)	比表面積	厚み (mm)	表面粗さ
りん青銅	66.7	152.6	短冊状	3.0	-	22	りん青銅	0.272	0.5	滑らか
S8000	82.3	25.3	格子状	3.5	2.6	20 × 20	ベクトラン×ポリエステル	0.252	1.1	やや滑らか
A6000	31.2	19.9	〃	2.8	2.6	20 × 20	ベクトラン×ポリエステル	0.230	1.1	やや滑らか
V6000	60.8	7.60	〃	6.0	2.0	20 × 20	ビニロン×ビニロン	0.301	1.3	やや滑らか
V3000	33.3	5.13	〃	2.8	2.0	166 × 22	ビニロン×ビニロン	0.225	1.3	やや滑らか
SR125	105.8	10.18	〃	6.5	16.5	166 × 22	ポリエステル	0.384	7.0	滑らか
SR80	75.3	7.53	〃	〃	〃	〃	ポリエステル	0.384	3.8	滑らか
SR55	75.3	4.58	〃	〃	〃	〃	ポリエステル	0.384	3.0	滑らか
SR35	39.2	3.39	〃	〃	〃	〃	ポリエステル	0.384	2.2	滑らか
SR35	27.0	4.15	〃	3.5	3.5	28 × 33	ポリエステル	0.222	2	滑らか
RS3	31.2	4.22	〃	4.0	3.0	28 × 33	不明	0.232	1.5	やや滑らか
KGT4000	32.0	1.72	〃	2.0	1.0	9 × 9	ポリエステル	0.289	0.9	やや滑らか
Rubber	5.4	0.76	シート状	-	-	-	ポリ塩化ビニル	1.000	1.5	やや滑らか

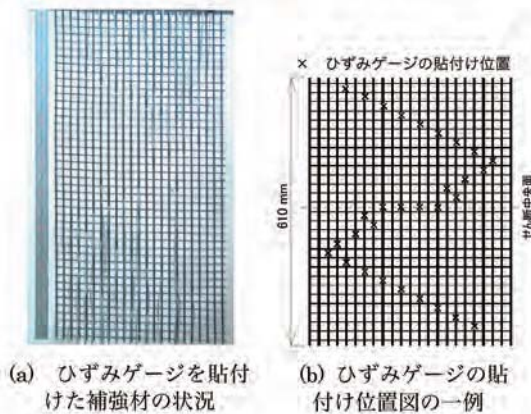


Fig. 18 ひずみゲージを貼付けた補強材  
Geosynthetic reinforcements attached to strain gauges

PE製の土嚢材に比べて強度・剛性に優れている。破断引張強度で3.7倍、引張剛性で2.8倍の差がある。また、小規模越流破堤実験に使用した土嚢材には、衣類に使用されるSAP(サップ)と呼ばれるポリエステル製(PET)の織布(東レ株式会社:サップの製品情報, 2009)を用いた。Fig. 19にそれぞれの織布の引張試験から得られた引張ひずみと引張強度の関係を示す。なお、土嚢積層体の水平せん断試験、実物大の振動実験、実物大の越流破堤実験、現場施工試験および実証試験ではアグリシートを土嚢材として使用した。アグリシートの性能をTable 8に示す。

### Ⅲ ジオグリッドによる引張り補強メカニズムの解明

#### 1 補強材と土の相互作用を調べる意義

##### a. 引張り補強土に関するさまざまな室内試験

引張り補強メカニズムを解明するには、土の変形によって補強材にどのように引張り力が作用するか、また、補強材に作用する引張り力が土中でどのようにアンカーされているかを理解することが重要である。この目的のため、Fig. 20(Palmeria, 2008a)に示すように補強材

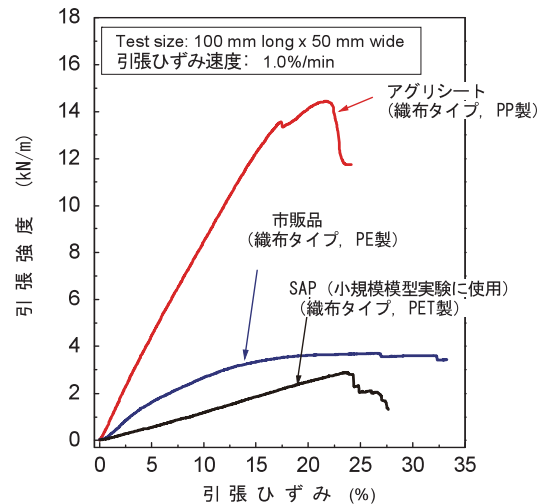


Fig. 19 織布の引張試験結果から得られた引張ひずみと引張り強度の関係

Tensile strength-strain relationships of woven geotextiles obtained from the tensile test results

と土の間の相互メカニズムを解明するための種々の室内試験が実施されている。土を変形させる直接せん断(DS)試験(e.g. Jewell&Wroth, 1987, Wu, 2003)や平面ひずみ圧縮(PSC)試験(e.g. Kotake, 2003, Warat, et al. 2007)では、土の変形に伴う補強材引張ひずみの発達過程と、これらの挙動がどのように強度発現に結びついているかを把握することができる。ただし、土のみの場合では、供試体内にはほぼ一様なひずみ場が形成されるので、要素試験として位置付けられるが、補強材が存在する場合、供試体内部の応力・ひずみ場が複雑に変化するため、要素試験ではなく、一種の境界値問題として取り扱う必要がある。つまり、試験から得られる見かけ上の応力-ひずみ関係だけでは、補強メカニズムの本質を理解することができない。これまでの研究(e.g. Jewell&Wroth, 1987, Wu, 2003)において、補強供試体内部の土のひずみの発達分布や補強材の変形パターンが詳細に議論されているのは、まさに、供試体内部の観察結果から得られるひずみ分布などの情報を元にして、どのような補強材と土の相

Table 8 アグリシートの性能  
Properties of agri-sheets

性能項目	性能値(実測)	試験方法
単位面積あたりの質量	123.1 g/m <sup>2</sup>	JIS L 1908
製品厚み	0.42 mm	JIS L 1096
最大引張り強さ (最大引張り強さ時伸び率)	タテ: 1.25 kN/m (29.8%)	JIS L 1908 引張速度: 20%/min
	ヨコ: 1.10 kN/m (23.1%)	
引裂強さ	タテ: 0.436 kN	JIS L 1096 シングルタンク法 引張り速度: 10 cm/min
	ヨコ: 0.426 kN	
面垂直方向透水係数	1.36 × 10 <sup>-2</sup> cm/sec	JISA 1218 準用
遮光率	99.95	JISL 1055A 法



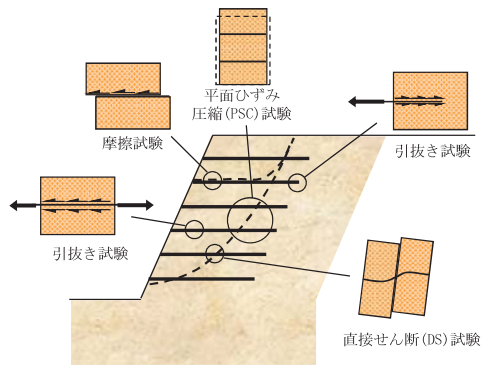


Fig. 20 補強土構造物における相互作用メカニズム (Palmeira 2008a に加筆)

Interaction mechanisms of a geosynthetics reinforced structure

相互作用によって強度が発現しているのか、その本質を見極めるためである。その点で、通常の要素試験では実施されないようなさまざまな計測方法が試されている。

次に、土中の補強材の引抜き抵抗メカニズムを調べる方法には、補強材の土中引抜き試験や補強材と土の摩擦特性試験(e.g. 桑野ら, 1999, 木暮ら, 1994, Ling, 2002)がある。これらの試験では、補強材と土の境界面で生じる補強材と土の間での摩擦現象や補強材引張り力の伝達過程を把握することができる。補強土の DS 試験や PSC 試験のように土自体を変形させる試験ではないため、引張り補強効果による地盤の強度発現メカニズムを直接的に解明するものでないが、引抜き抵抗メカニズムが強度発現とどのように関連しているのかを理解する上で重要な手がかりとなる。

#### b. 土の変形モードに基づく引張り補強効果の違い

補強材は土の変形によって引張り力が発生するが、補強材引張り力が土を拘束する働きは、土の変形モードによって異なる(龍岡ら, 1986, 山内ら, 1987)。本節では、土の変形モードと補強材に作用する力の関係、そして、その関係から土自体にもたらされる引張り拘束効果について説明する。

##### (1) 土の変形モード

土の変形モードは次の2つに大別できる。

- ① 一様なひずみが発生する変形モード
- ② 不連続なひずみが発生する変形モード

以下、上記の2つの変形モードで発揮される引張り補強効果についてそれぞれ説明する。なお、本論文で取り扱う引張り補強材は、曲げ・せん断剛性が小さく、曲げ・せん断および圧縮変形に対しての抵抗力は期待できないが、引張り剛性が大きく引張り補強材としての働きを期待するものである。したがって、補強材が伸張する方向の土の変形・変位のみに着目して議論を進めることとする。

##### (2) 一様なひずみ場

一様なひずみが土に発生している場合、土には、(1) 圧縮ひずみ、(2) 引張ひずみ、(3) せん断ひずみが発生す

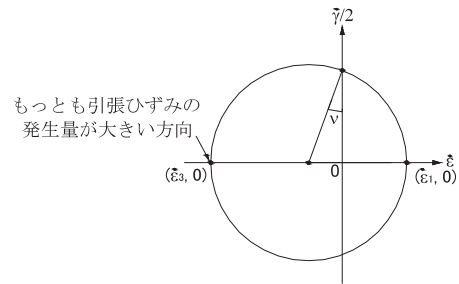


Fig. 21 一様な土のひずみ場におけるひずみ増分のモール円  
Mohr's circle of incremental strain in a continuous strain field

る。これらのひずみ状態は2次元問題であれば、引張ひずみを負として、Fig. 21のひずみ増分のモール円で表現できる。ここで、最大主ひずみ増分を $\dot{\epsilon}_1$ 、最小主ひずみ増分を $\dot{\epsilon}_3$ 、せん断ひずみ増分を $\dot{\gamma}$ で表す。補強材が一様なひずみ場に配置された場合、補強材の存在によって土のひずみは非一様になるが、ここではそのことは考慮しない。 $\dot{\epsilon}_3 < 0$ となる方向に補強材を配置すると、補強材に引張ひずみが作用し、引張り力が発生する。当然、引張ひずみが最大となる $\dot{\epsilon}_1$ 方向に補強材を配置すると、もっとも大きな引張り力が補強材に発生する。この場合、補強材が引っ張られる方向と土がひずむ方向が一致しているので、補強材に作用する引張り力は、常に補強材敷設面に沿って働く摩擦力に等しい。このときに発生する補強材引張り力はポアソン効果による土の引張ひずみによって発生し、それが相互作用的に土の引張ひずみの発達を拘束する。本論文では、この引張り拘束効果のことを「伸張効果」と呼ぶこととする。一方、補強材は引張り方向にしか抵抗しないので、圧縮ひずみ( $\dot{\epsilon}_3 > 0$ )方向に補強材を配置した場合、圧縮力は作用しない。また、せん断ひずみによって補強材表面に摩擦力が作用するが、補強材上下面で摩擦力の発生方向が逆向きに作用するので、補強材には引張り力が作用しない。以下に、伸張効果の特徴をまとめる。

- ① 土の引張ひずみが発生するすべての領域に伸張効果が発揮される。
- ② 土の変形によって補強材敷設方向に伸びが生じるが、補強材敷設方向は変化しない。
- ③ 土には補強材引張り力と等価な摩擦力が補強材と土の境界面に働く。

##### (3) 不連続なひずみ場

粒状体の土質材料は、ある一定の力を加えると、局所的な領域にせん断ひずみが発生してせん断領域が形成される。一般的にこれをすべり面と呼ぶが、実際には有限な幅Lを持っている。Fig. 22(a)に示すように補強材が敷設された領域内にすべりが生じると、Fig. 22(b)のように剛体的な静止領域と剛体的な変位領域、そして、それらの領域間にせん断ひずみが著しく発生する領域が現れる。このうち、せん断領域には土がひずむので伸張効果が発揮されるが(Fig. 22(c))、土がひずまない剛体的

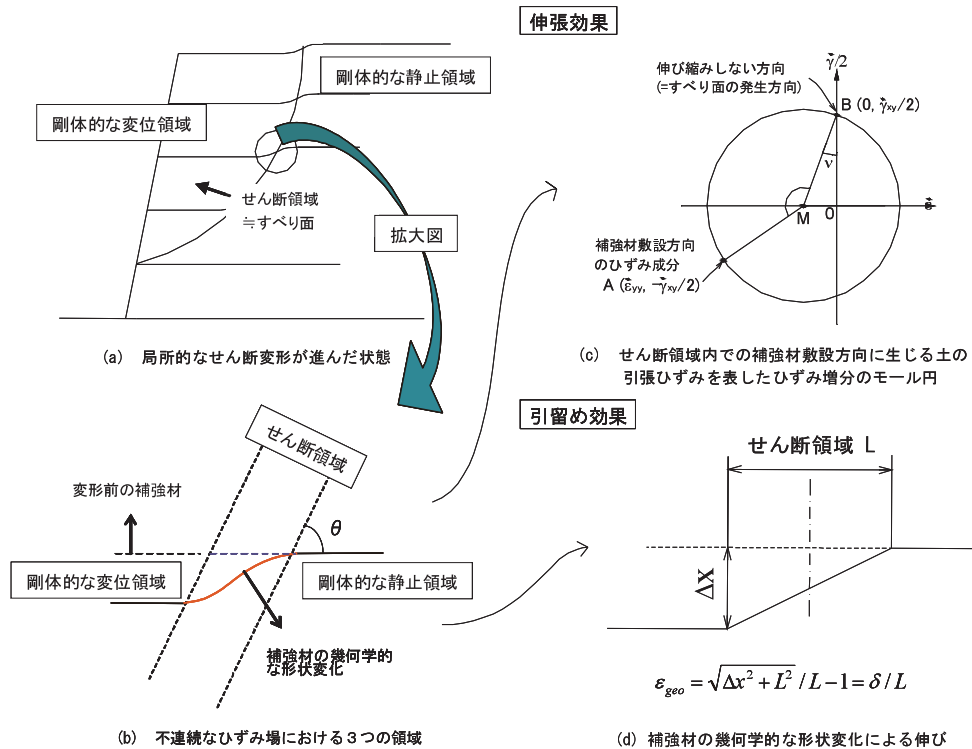


Fig. 22 不連続なひずみ場で生じる補強材引張り力(補強土工学土質工学ライブラリーに加筆)  
Mobilized tensile force of reinforcements in a non-continuous strain field

な領域では発揮されない。つまり、全敷設長のうち、せん断領域でしか伸張効果が発揮されない。さらに、この効果とは別に、Fig. 22(d)のように補強材は剛体的な領域間のズレ(=すべり)によって幾何学的に引き伸ばされる。この場合、Fig. 23のように補強材引張り力は土塊周面の摩擦力だけでなく、土塊周面に対して垂直な力を作用させ、土塊の相対的な変位を拘束する働きが現れる。本論文では、この働きを土塊間の不連続な変位を引留める働きに因んで「引留め効果」と呼ぶこととする。

仮に、Fig. 22(d)のようにすべり面に対して $\theta = 90^\circ$ 方向に補強材を配置した場合、土塊間に相対変位 $\Delta x$ (=すべり量)が生じると、図中の式により補強材は幾何学的に形状変化するため、元の長さ $L$ よりも $\delta = \sqrt{\Delta x^2 + L^2} - L$ だけ引き伸ばされ、せん断領域には引張ひずみ $\epsilon_{geo} = \delta / L$ が発生する。この引張ひずみ $\epsilon_{geo}$ はせん断領域でしか発生しないため、引張剛性が低い補強材では、すべり量が相当大きくなると、十分な引張り力が補強材に発揮されない。また、同一の $\Delta x$ に対してせん断領域の幅 $L$ が大きくなるほど、 $\epsilon_{geo}$ の発生量は小さくなる性質をもつ。このことに加えて、土がひずまない剛体的な領域に引張ひずみを補強材に再配分させることによって、引抜き抵抗力が発揮されるため、せん断領域内に高い補強材引張り力が確保されるには、伸張効果に比べて大きな変形量が必要となる可能性が高い。以下に引留め効果の特徴についてまとめる。

- ① 不連続なひずみが発生する領域に限定される(つまり、補強領域全体には働かない)

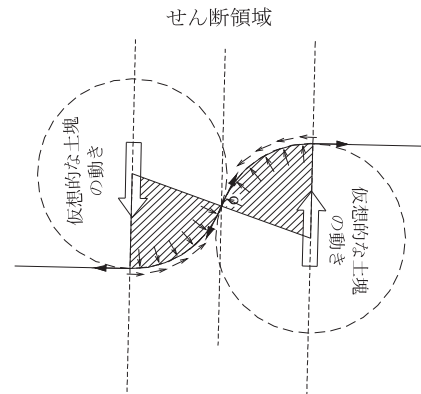


Fig. 23 土塊が受け持つ力と補強材引張り力の釣り合い状態  
Force equilibrium between counteracting force of soil mass and reinforcement force

- ② すべり量が大きくなると、十分な強度発現が得られない可能性がある。
- ③ 土には補強材敷設面に沿った摩擦力だけでなく敷設面に対して垂直な力が作用する。

このように、「伸張効果」と「引留め効果」は本質的に異なる引張り補強効果を有している。以後、本論文では2つの引張り補強効果を区別して論じることとする。

c. 現行設計法の課題点

(i) 補強効果の評価

実際の補強土構造物では、土のひずみ軟化が生じて局所的なせん断ひずみが集中(いわゆる、すべり破壊)する前に、補強領域全体がひずむので、土の引張ひずみに起因する伸張効果が発揮される。この場合、Fig. 24(a)の

ように補強材の引張り拘束によって土が互いに押しつけ合った状態となる。この引張り拘束状態は補強領域全体に作用するので、強度が著しく増加する。しかしながら、どのような仕組みで強度が発揮されているかを理論的に説明するのは、そう簡単な問題ではない。それは、補強材と土の相互作用によってどのような応力・ひずみ場が形成されるかをまず把握しなければならないからである(ジオテキスタイル補強土工法の限界状態設計法導入に関する検討, 2004)。現行設計法の最大の問題点は、このことが完全に抜け落ちてしまっているところにある。つまり、実際と設計上の間で相当なズレが存在する。これは理論よりもむしろ実証的な取り組みが先行して発展してきた分野の宿命であるとも言える。

この問題に対して Tatsuoka(2004)はひとつの理論解を導いている。補強材の端面摩擦の影響を受ける応力場で、無数のすべりに対するポテンシャル面を考え、このポテンシャル面に作用する拘束効果を特性微分方程式から理論的に評価している。例として、Fig. 25 に一定の摩擦角を有する補強材に挟まれた土塊の2次元応力問題を挙げる。境界面の端面摩擦の影響を考慮して拘束

圧  $\sigma_{03}=30\text{kPa}$  条件下での圧縮破壊時の供試体中央面上の鉛直応力分布を計算すると、Fig. 26 が得られる。系全体の応力場に対して圧縮中央面の中心に向うほど、圧縮応力が大きくなっていることがわかる。さらに、圧縮強度に対する補強材の敷設長と敷設間隔の影響を計算した結果を Fig. 27 に示す。補強材の敷設間隔を狭めるほど、つまり、 $h/d$  が小さくなるほど、補強材の端面摩擦の影響が強くなり、圧縮強度が著しく増加する。このような強度増加は現行設計法での静力学的な力の釣合いでは評価できない。

(ii) 設計と実際のギャップ

補強材の引張りひずみ-引張り力の関係から、補強土構造物の変形モードと補強材に動員される引張り力の関係について考えてみる。補強材に十分な敷設長が確保されている場合、クリープ等の安全係数を考慮しなければ、設計上の最大引張強度は破断時の引張強度と等しいことになる。このとき、一般的な高分子系のジオグリッドに発生する破断時の引張りひずみ  $\epsilon_r$  は 10% 程度となる。仮に、土のポアソン効果によって補強材に 10% 近くもの引張りひずみ  $\epsilon_r$  が発生すると考えると、もっとも引張りひ

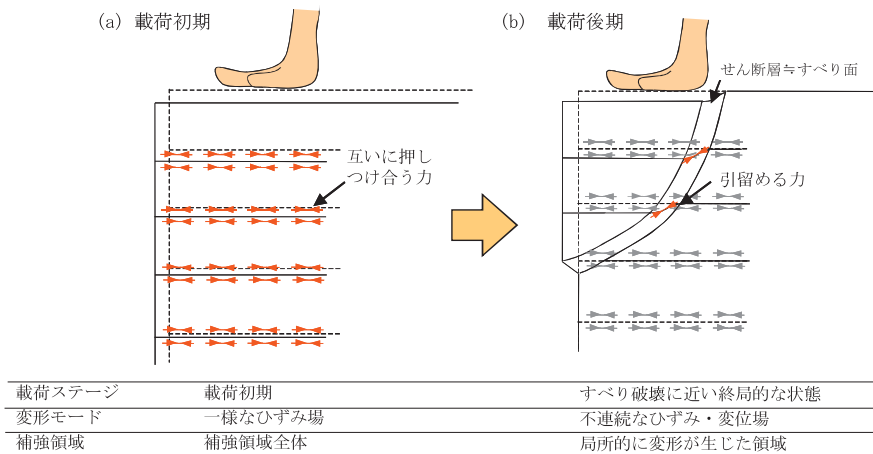


Fig. 24 载荷ステージごとに発揮される引張り補強効果の概念図  
Concept of tensile reinforcement effects varied by loading stage

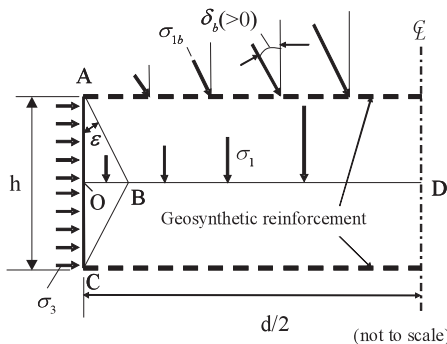


Fig. 25 一定の摩擦角を有する補強材に挟まれた土塊の圧縮強度を求める2次元応力問題 (Tatsuoka, 2004 より引用)  
Stress field in a soil layer sandwiched by geosynthetic reinforcement layers with a constant friction angle

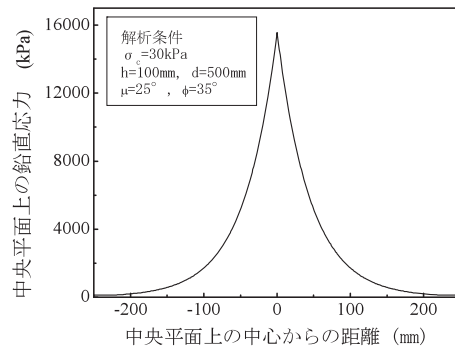
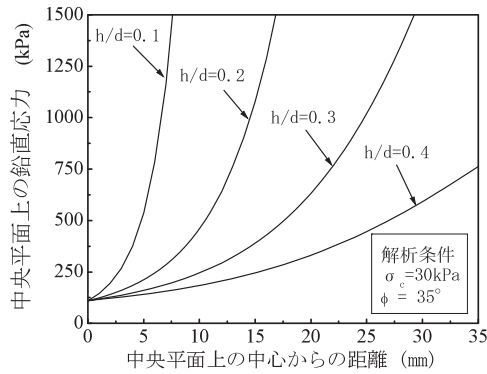


Fig. 26 拘束圧条件下( $\sigma_{03}=30\text{kPa}$ )での圧縮破壊時の供試体中央面上での鉛直応力分布  
Vertical stress distribution on the central plane of specimen at compressive failure





**Fig. 27** 圧縮強度に対する補強材の敷設長と敷設間隔 (h/d) の影響  
Influence of reinforcement spacing and length on compressive strength

ずみが発生する  $\epsilon_3$  方向に補強材を配置した場合で、ポアソン比を 0.3 ~ 0.4 として計算すると、25 ~ 30% もの圧縮ひずみが構造物に生じることになる。しかし、現実には、このような変形が生じる可能性は極めて低い。それは、第一に、ひずみレベルが大きくなると、土にひずみ軟化が生じる可能性があること。第二に、補強材引張り力は補強材に引張りひずみを再配分することで土中のアンカー力を得ているので、再配分された引張りひずみの累積値、つまり、補強材の引込み量が、補強領域内のひずみ軟化した領域に供給される可能性が高いためである。これらの理由から、ある程度変形が進行すると、一様なひずみ場から不連続なひずみ場 (= せん断領域) が形成されると考えられる。したがって、補強土構造物の変形量が大きくなると、Fig. 24(a) の土の引張り拘束状態から、Fig. 24(b) の局所的なせん断変形が進んだ状態に移行し、不連続なひずみで表れる「引留め効果」が発揮されるものと考えられる。

それでは、実際の補強土構造物にはどれくらいの引張りひずみが補強材に発生しているのであろうか？ Allen (2003) および宮田ら (2008) によれば、施工から供用中も含めて補強土構造物に発生する補強材引張りひずみはほとんどのケースで 2.0% 未満であると報告している。仮に、この引張りひずみが伸張効果によって発生したとすると、最大 6.0% 強の沈下率 ( $\delta/H$ ) が補強土構造物に発生する計算になる。しかし、実際には、最終的な補強材引張りひずみのうち、ほとんどが盛立中に発生するので、施工完了後に生じる地表面沈下量は遙かに小さい。また、現行設計法で定めた安全率  $F_s$  を 1.0 としたときに算定される引張強度を実測値から換算された引張り力と比べると、実測値の換算値が大体 6.0 kN/m 以下であるのに対し、設計の引張り強度はその数~十数倍と実測値に比べて遙かに大きい。

これは以下のように設計と実際に発揮されている補強効果の間にギャップが存在しているためだと考えられる。

- ① 補強領域全体に発揮される「伸張効果」とすべり破壊に近い終局的な状態で発揮される「引留め効果」のどちらがどの程度補強土構造物の安定性に対して寄与するかは、荷重モードや荷重ステージによって異なるが、実測した補強材のひずみレベルから推定すると、荷重初期に発揮される伸張効果が補強土構造物の安定性に大きく影響している。
- ② 一方、極限釣合い法を中心とする設計法 (例えば、ジオテキスタイルを用いた補強土設計・設計マニュアル改訂版, 2000) ではすべり面上で発揮される補強効果を見込むことはできて、すべり破壊以前に補強領域全体に発揮される伸張効果については評価できていない。

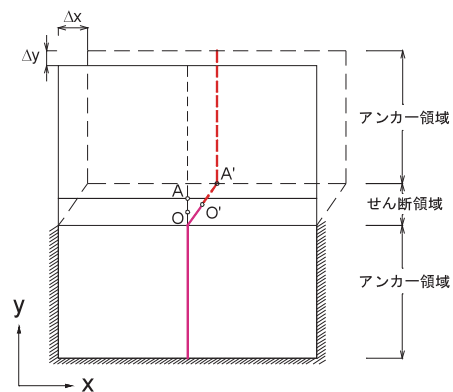
上記の議論は、補強材の種類や配置、荷重モード、土質材料の種類など現場条件によって異なるため、正確な議論を行うには厳密な検討が必要であるが、実際と設計上には極めて大きなギャップが存在すると言える。

**d. 補強土の DS 試験で発揮される強度発現メカニズムの特徴**

直接せん断 (DS) 試験法は、剛な上下せん断箱の境界が強制的に水平変位するため、Fig. 28 のようにせん断変形が卓越して生じる部分 (以下、せん断領域と呼ぶ) とせん断変形を受けない部分 (以下、アンカー領域と呼ぶ) が共存する。そのため、規定されたポテンシャルせん断領域を交差するように補強材を配置することで、すべりが横切る状態で表れる補強材と土の相互作用を直接的に観察することができる。その反面、境界条件が特殊なため、試験結果の解釈が難しく、実際の補強土構造物との対応関係が明確に理解しづらい。本節では、補強土の DS 試験に先立って、既往研究のレビューを行い、DS 試験で発揮される引張り補強効果がどのようなものであるかについて考察する。

**(1) 既往研究のレビュー**

Jewell & Wroth (1987) は、高さ 150 mm、幅 152 mm、奥



**Fig. 28** DS 試験における単純化された供試体の変形モード (Bauer et al. 1993a&b より引用)  
Simplified deformation mode of specimen in the DS test on reinforced soil

行き 152 mm のせん断箱の中に密な砂を詰め、金属製の補強材をさまざまな角度で配置した実験を行った。実験結果から次のような結論を得ている。

- ① 供試体内部での土の引張ひずみにより補強材に引張り力が作用し、もっとも引張ひずみが大きくなる方向( $\epsilon_3$  方向)に補強材を配置すると、もっとも大きな補強効果が得られる。
- ② せん断中央面上の補強材引張り力は土の摩擦力と釣り合う。

上記の結論には、「補強材引張り力が土の引張ひずみに起因して発生する」ことが前提条件として仮定されている。しかし、土の引張ひずみの発生量と補強材引張り力の関係が実践的に把握されておらず、上記の仮定については十分に検証されていない。

一方、Bauer et al.(1993a&b)は、「補強材引張り力が土の引張ひずみに起因して生じる」とした Jewell&Wroth (1987)の主張に対し、Fig. 28のように供試体のせん断変形モードを考え、補強材の引張り力が土の様なひずみだけでなく、供試体の水平せん断に伴う補強材の幾何学的な形状変化によって生じると指摘した。ただし、Bauer さんも補強材引張り力を計測していなかったため、実際の現象を把握できていない。

はじめてせん断中の補強材引張り力の発達を調べたのは、Wu(2003)の研究である。ひずみゲージを貼付けたリン青銅製の補強材を用いた密な補強砂の中型 DS 試験を実施した。高さ 300 mm、幅 300 mm、奥行き 300 mm のせん断箱を使用した。これに続いて、松島ら(2004)は、市販のジオグリッドにひずみゲージを貼付けた補強材を用いた密な補強砂の DS 試験を実施した。せん断箱の大きさは高さ 600 mm、幅 500 mm、奥行き 800 mm である。Fig. 29 にせん断箱内に密な砂を詰め、補強材が供試体の水平せん断面に対して補強材を垂直に配置した無補強・補強供試体の試験結果(松島ら, 2007a)を示す。Fig. 29(b)を見ると、せん断変位量 $\Delta x = 40$  mm 以前では供試体膨脹量が発生し続けているが、それ以降では殆ど発生しなくなっていることがわかる。しかしながら、Fig. 29(c)のせん断中央面上の補強材に発生する引張ひずみはせん断変位量 $\Delta x = 40$  mm 以降においても継続的に増加し続けている。これは、Bauer et al.(1993a&b)が指摘したように補強材引張ひずみは供試体膨脹によってのみ発生するのではなく、Fig. 30の上下せん断箱の相対的な水平変位によって補強材の幾何学的な形状変化が引き起こされたためだと考えられる。つまり、DS 試験では、供試体膨脹が生じるせん断変位量が小さい段階においては伸張効果が発揮されるが、それ以降では、補強材の幾何学的な形状変化に起因する引留め効果が卓越して発揮されると考えられる。

Fig. 29(d)の無補強供試体に対する補強供試体の強度増加率の変化を見ると、せん断変位量が小さい段階( $\Delta x < 30$  mm)よりもむしろ、せん断変位量が大きくなった

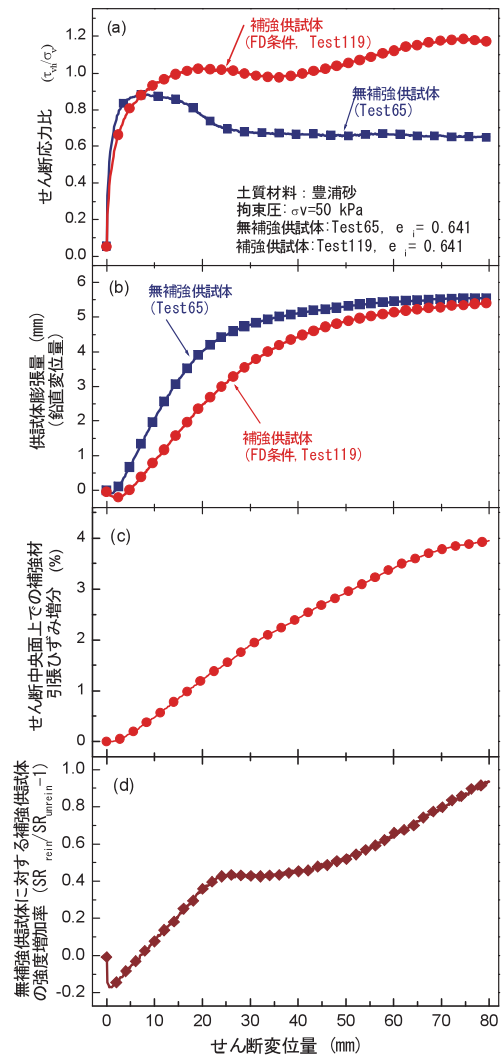


Fig. 29 補強土の大型 DS 試験における典型的な試験結果：せん断変位量に対する：(a)せん断応力比の変化；(b)供試体膨脹量の変化；(c)せん断中央面上での補強材引張ひずみの変化(松島ら, 2007a より引用)  
Typical test results in the large DS test on reinforced soil: Shear displacement to ; (a) change in the shear stress ratio ; (b) volumetric change in specimen ; and (c) change in the tensile strain of reinforcement on the central plane

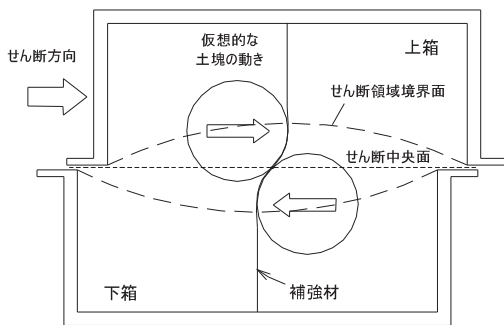
段階で大きな強度増加が現れていることがわかる。このことから、補強土の DS 試験では、伸張効果だけでなく引留め効果による強度発現を正確に把握しておく必要がある。

## (2) 実際の補強土構造物と DS 試験での強度発現メカニズムの相違点

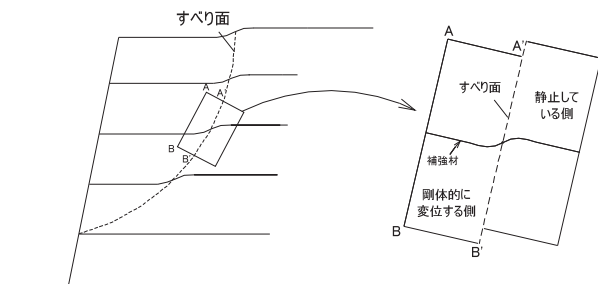
先述したように実際の補強土構造物では、載荷初期に補強領域全体に伸張効果が発揮されるが、土のひずみ軟化を引き起こすような大きなせん断ひずみが発達すると、不連続なひずみ場が形成されて、引留め効果が発揮されるようになる (Fig. 24)。一方、補強土の DS 試験では、せん断領域を規定しているため、「伸張効果」は補強領域全体ではなく、せん断領域でしか発揮されない。むしろ、局所的なせん断変形が進んだ終局的な状態で発

揮される「引留め効果」による強度増加が大きい。そのため、補強土の DS 試験は補強領域全体に発揮される伸張効果を検討する方法というよりもむしろ、不連続なひずみ場が形成された状態で発揮される補強効果を検討するのに適した試験法であると言える。ただし、補強土の DS 試験は Fig. 31 のように実際の補強土構造物での境界条件と比較すると、以下のような相違点が存在するため、補強土の DS 試験によって得られる試験結果の取り扱いについては以下の点に留意しておく必要がある。

- ① 補強土の DS 試験では、剛なせん断箱が変位するため、供試体内部に押し込む受動的な側壁と主動的な側壁が同時に変位する。その結果、受動的な側壁側では応力レベルが増加するが、主動的な側壁側では応力レベルが低下する。そのため、補強材敷設面に作用する面圧が増加しにくい。この理由により、アンカー領域に引張ひずみが補強材に再配分されやすく、かつ、補強材端部での引抜けが生じやすい。
- ② 一方、実際の補強土構造物では、Fig. 31 のすべり面に垂直な 2 つの仮想的な側面のうち、AA' 面では DS 試験と同じくせん断変位に伴って応力レベルが高まるが、BB' 面では地盤の押し込みによって変位するため、DS 試験のような応力レベルの低下は生じず、大きな引抜き抵抗が期待できる。したがって、実際の補強土構造物の方が



**Fig. 30** 受動的な領域に存在する土塊間の相対的な変位によって引き伸ばされる補強材  
Extended reinforcement caused by relative displacement between soil masses in the passive zones



**Fig. 31** 局所的な変形が生じた状態での補強材に作用する面圧  
Normal stress acting on the surface of reinforcement under localized deformation condition

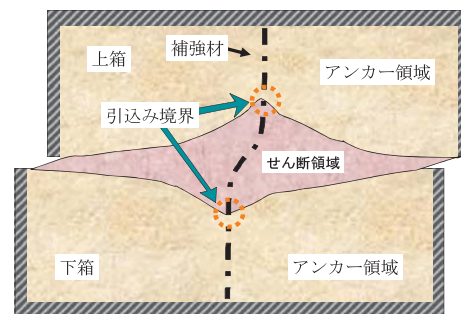
補強土の DS 試験によりも、せん断領域内の補強材引張り力が解放されにくい。

## 2 補強土の DS 試験方法

従来までに実施されてきた補強土の DS 試験法に残された課題を整理し、これらの課題に対応した新しい DS 試験機および試験方法について説明する。また、本試験での制御方法ならびに試験結果の解析方法、精度について解説する。

### a. 従来法に残された課題

DS 試験では、供試体内部の補強材引張り力の発生源となるせん断領域と、その引張り力に対して引抜き抵抗するアンカー領域が存在する (Fig. 32)。せん断領域ではアンカー領域の補強材をせん断中央に向かって引抜こうとするのに対し、アンカー領域では引抜かれまいと抵抗力を発揮する。この関係を正確に理解するために、せん断領域とアンカー領域の境界面 (以下、引込み境界と呼ぶ。Fig. 32 参照) での補強材の引抜き力と引抜き量の関係を基本にして、せん断領域に維持される引張り力の大きさについて考える。今、引込み境界においてせん断中央面での補強材の引込み力に対して完全にアンカーされる場合を考えると、せん断領域への補強材の引込み量はゼロとなり、最大効率で補強材引張り力がせん断領域に維持されることになる。しかし、実際には引抜き抵抗は補強材に引張ひずみを再配分することで発揮されるので、アンカー領域に再配分された補強材引張ひずみの累積値、すなわち、せん断領域への補強材の引込み量として供給される。つまり、その分だけせん断領域に作用していた補強材引張ひずみは解放され、引張り力の低下が生じる。したがって、せん断領域に維持される引張り力の大きさは引込み境界での補強材の引込み量に依存していると言える。例えば、補強材端部に向かって発達する補強材引張ひずみの勾配が大きい場合、短いアンカー距離で大きな引抜き抵抗が発揮されるので、せん断領域内の補強材引張り力の低下が抑えられる。それとは対照的に、補強材引張ひずみの勾配が小さい場合、同一の引抜き抵抗を得るのにより長いアンカー距離に引張ひずみを再配分する必要があるため、引張ひずみの累積



**Fig. 32** DS 試験のせん断箱内におけるせん断領域とアンカー領域の区分  
Shear zone and anchor zone in DS test box



値が大きい分だけせん断領域に補強材が引込まれて、引張り力の低下を招くことになる。

以上の議論は、補強材定着長が十分に長い場合での引込み境界における補強材の引込み量と引張り力の関係である。しかし、実際には補強材敷設長はせん断箱の高さに制限を受けるため、有限な長さしか確保できない。このため、補強材の引込み力がアンカー領域で発揮しうる引抜き抵抗に達すると、補強材端部での引抜けが生じることになる。その場合、引抜けた分だけせん断領域に補強材が引込まれるため、さらに補強材引張り力の低下を招く。したがって、せん断領域内での補強材引張り力の解放要因である補強材引込み量は、①アンカー領域に再配分される引張ひずみの累積値と、②供試体上下境界面での補強材端部の引抜け量によって決まる。特に、せん断箱寸法が小さい場合は、補強材敷設長が短くなるので、十分な引張り力が補強材に作用しないまま、補強材上下端部で引抜けが発生する可能性が高くなる。この場合、補強材のアンカー力不足によってせん断領域での引張り力の発達が阻害され、十分な強度発現が得られない可能性が高い。つまり、補強土のDS試験ではせん断箱の寸法が引張り補強効果の発現に大きな影響を与えてい

ると言える。

既往研究で使用されたせん断箱の寸法を Fig. 33 に示す。研究当初(e.g., Jewell&Wroth, 1987; Palmeria, 1987 & 1989)から、標準的なせん断箱( $\phi=60$  mm, H=20 mm)よりも補強材定着長をできるだけ確保するために、せん断箱が大型化されている。当時から補強材定着長の重要性が認識されていたことが伺える。また、大型 DS 試験を実施した Palmeria 氏と筆者のディスカッション (Palmeria & Matsushima, 2008b)においても、補強材定着長がせん断強度特性に与える影響が極めて大きいことが確認された。

その一方、既往研究では補強材定着長の違いが補強材引張り力の発達に与える影響を十分に把握していないため、供試体内部でのせん断中央面から補強材端部に向かって生じる補強材引張ひずみの発達過程および補強材端部での引抜け挙動の実際と、それらが強度発現に与える影響が十分に理解されていない。そのため、以下の項目を実験的に調べるのが重要である。

- ① せん断面中央から補強材端部への引張ひずみの再配分過程
- ② 補強材端部での引抜け挙動
- ③ ①と②が引張り補強効果に与える影響、これは補強材端部の拘束条件と引抜けにくさ(粒子径・形状)に影響を受ける。

#### b. 補強材端部の拘束条件を制御した DS 試験機

##### (1) 本試験機の構造的特徴

本研究では、補強材定着長の影響を把握するため、補強材端部の拘束条件を制御できる大型直接せん断(DS)試験機を開発した。本試験機の概要を Fig. 34 および Fig. 35 に示す。本試験機の構造および制御方法は Qiu et al. (1998&2000)が開発した中型直接せん断試験機をベースにし、補強材端部の引抜け変位量と引張荷重を制御できるように改良した(松島ら, 2007b)。本試験機のせん断箱の境界条件および構造上の特徴を以下に示す。

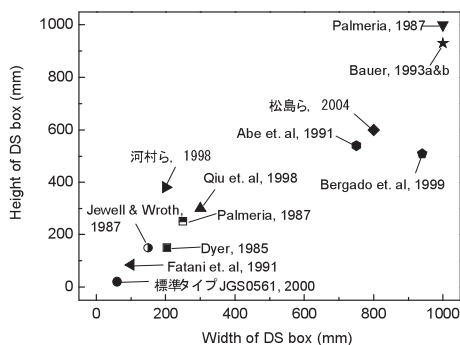


Fig. 33 既往研究で用いられた直接せん断箱の寸法  
Various DS box sizes used in the previous researches



(a) 全景



(b) せん断箱 (拡大図)

Fig. 34 補強材端部の拘束条件を制御できる大型 DS 試験機

Large DS test apparatus under controlled constrain conditions at both ends of the reinforcement

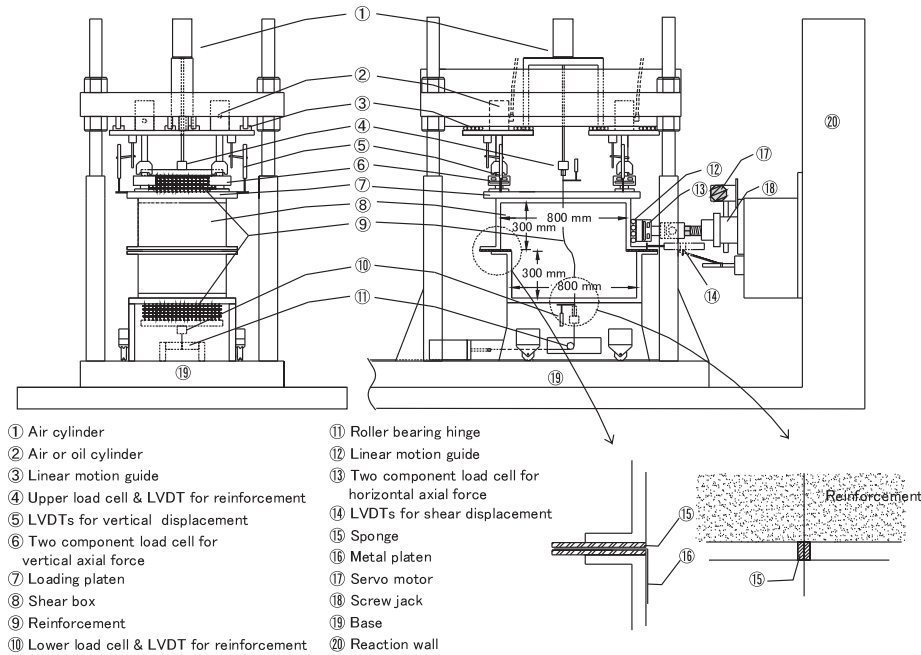


Fig. 35 補強材端部の拘束条件を制御できる大型 DS 試験機の概要  
Schematic of large DS test apparatus with controlled constraints on both ends of the reinforcement

(i) せん断箱の境界条件の特徴

- ① 載荷板と上箱の側壁が一体的に結合され、予定された水平せん断面に常に一定の平均鉛直応力を載荷できる。その反面、上下せん断箱の隙間は、供試体の体積変化によって変化するため、せん断中一定ではなくなる。
- ② せん断箱の高さが 600 mm と高く、従来に比べて長い補強材を敷設できて定着長が長くなった分だけ補強材にせん断中に発生する引張り力が大きくなる。さらに、補強材両端での拘束条件を制御することにより、より長い定着条件の影響を検討できる。
- ③ せん断変位量 100 mm 程度までせん断を行うことができ、補強材の幾何学的な形状変化の影響を検討できる。

(ii) 構造および計測上の特徴

- ① 上下せん断箱の隙間からの試料のこぼれだしを防止するため、上下せん断箱の縁にスポンジが貼付けている。また、試料が直接スポンジに触れないように、薄い金属板がせん断下箱の内側に取り付けている (Fig. 35 ⑮&⑯)。
- ② せん断箱の可動に伴って生じる試験装置の摩擦力を計測できるため、せん断面での正確な鉛直応力およびせん断応力を評価できる。
- ③ せん断中央面から補強材端部への引張ひずみの再配分過程を把握するため、補強材にひずみゲージを貼付けている。また、補強材端部の引抜け挙動を把握するため、補強材上下端部の鉛直移動量を計測している。

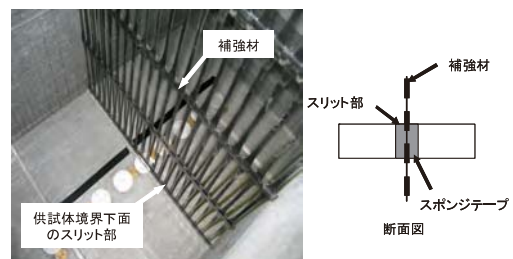


Fig. 36 せん断箱内のスリット部に補強材を通した状況  
Reinforcement through slit of the DS box

(2) 補強材端部の拘束条件

補強材の定着条件の影響を調べた試験では、せん断方向に対して垂直な面に一層の補強材(高さ 610 mm × 奥行き 500 mm)を中央に設置した。補強材は Fig. 36 のように上下せん断箱の上面および底面のスリット部を通して、補強材端部とつかみ治具を接続できる構造になっている。上下せん断箱境界の外側には一対の引張載荷装置が設置されており、つかみ治具と接続することにより、補強材上下端部の引抜け変位-引張り荷重を制御することができる。

本研究で設定した補強材端部の拘束条件は次の 2 通りである。

- ・ CL 条件(constant load 引張り力一定条件, Fig. 37(a)) : 供試体作成前からせん断終了まで一定の引張り力 4.0kN/m を補強材に継続して負荷した。
- ・ FD 条件(fixed displacement 変位固定条件, Fig. 37(b)) : 供試体作成前からせん断開始直前まで一定引張り力 4.0kN/m を負荷し、せん断開始後は、補強材端部の鉛直移動を供試体上下面の境界に対して固定した。

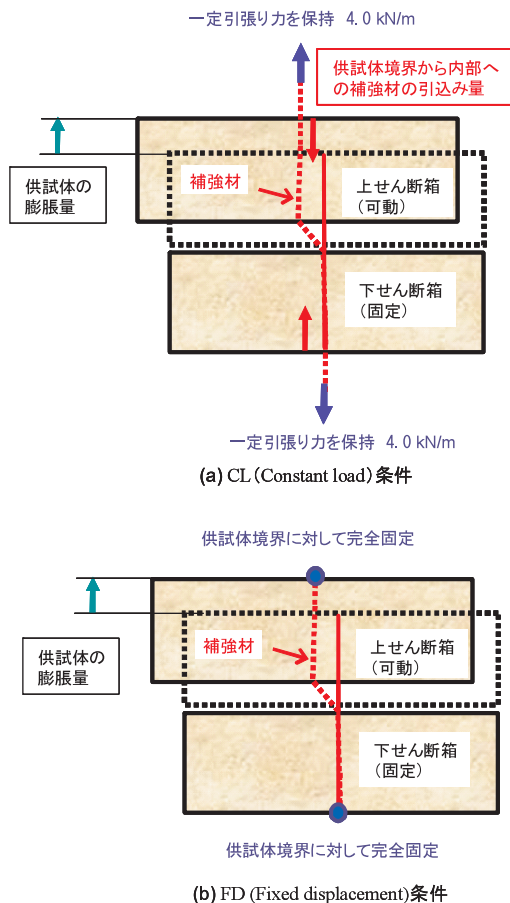


Fig. 37 DS 試験における補強材端部の拘束条件  
Constraint conditions on ends of reinforcement in the DS test

いずれの拘束条件においても見かけ上一定の鉛直応力が作用しているが、FD 条件では、せん断中に補強材上端部で発生する引張り荷重増分は、せん断上箱に鉛直力として加わるため、その分だけ鉛直応力が増加することになる。

### (3) 初期引張り力の導入

実物大もしくは現場での補強土構造物の実測データによれば(Allen et al. 2007, 宮田ら, 2008), 補強材敷設後から施工完了後までに発生する補強材引張り力の大きさは  $6.0\text{kN/m}$  以下であると報告されている。この事実に基づき代表的な初期引張り力として  $4.0\text{kN/m}$  を設定することとした。DS 試験において初期引張り力を導入するメリットは現場条件に近い引張状態を再現することと、圧密中に圧縮ひずみが補強材に発生するのを回避する点にある。初期引張り力を負荷していない試験条件では、Fig. 38 に示すように圧密時に圧縮ひずみが補強材に生じるため、せん断開始前に補強材が弛んでしまうため、引張り力が発達しづらくなる。一方、初期引張り力  $4.0\text{kN/m}$  を負荷した試験条件では、圧密によって鉛直方向に圧縮された分、初期の補強材引張ひずみよりも減少するが、Fig. 39 に示すように正の引張ひずみが生じた状態でせん断を開始することができる。

## c. 供試体の作成方法と計測方法

### (1) 補強材引張り力を負荷した条件での供試体の作成方法

補強材に初期引張り力を継続的に負荷した状態で、供試体を作成する方法について説明する。Fig. 40 に補強材端部を引張制御した条件での供試体の作成手順および試験方法を示す。

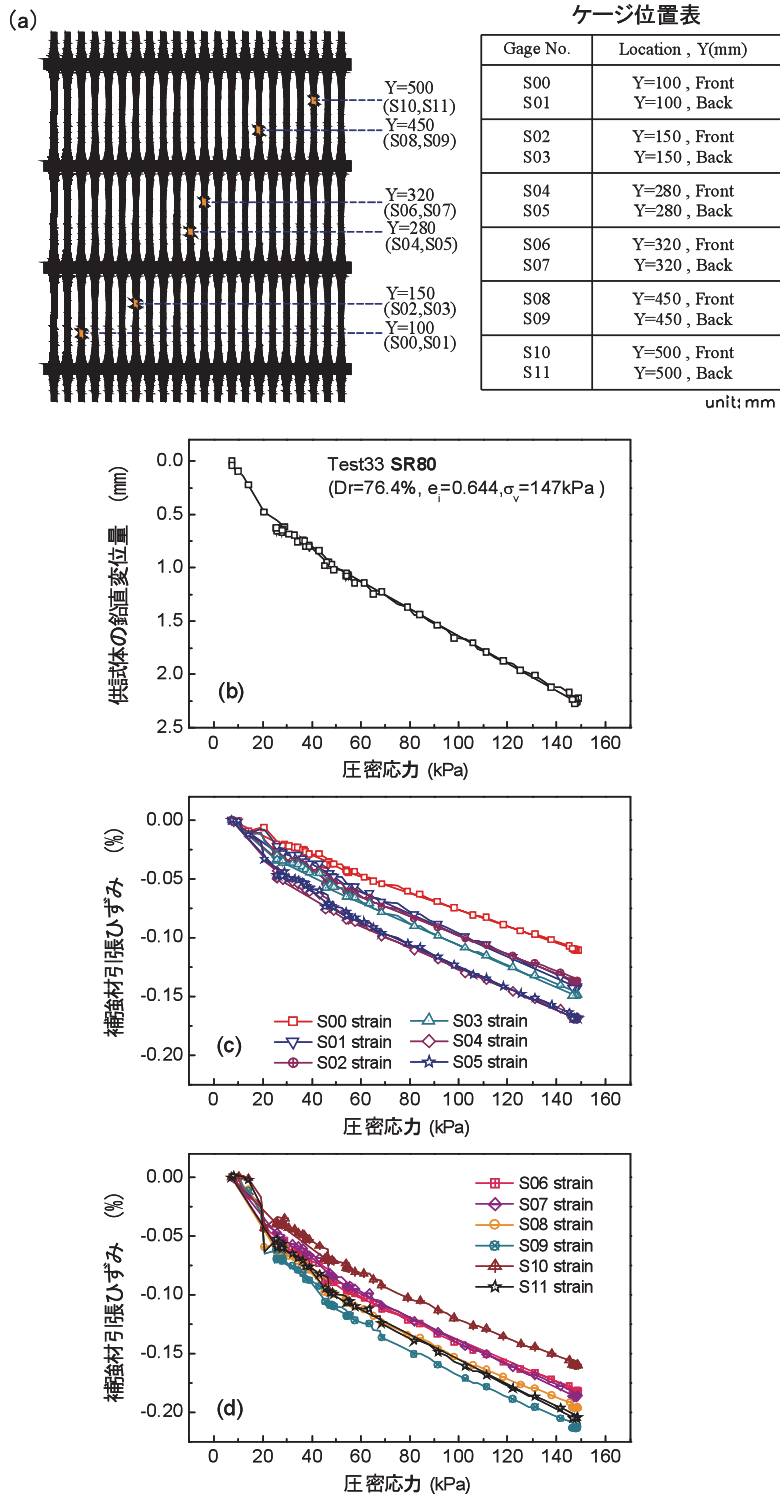
- ① 上下せん断箱の初期隙間が  $10\text{mm}$  になるようにスペーサー(金属片)を挿入し、上箱と下箱をボルトで固定する。Fig. 41 のように上箱に設置した仮止め台に補強材上端を一時的に固定する。さらに、下箱底面のスリット部に通した補強材下端部を引張制御装置に接続し、初期引張り力( $4.0\text{kN/m}$ )を補強材に負荷する。この引張り状態を保ったまま地盤を作成する。豊浦砂の場合は、Fig. 42 の網目が  $2.5\text{mm}$  のふるいを高さ  $24\text{cm}$  ごとに4段設置した多重ふるいを用いて空中落下法により供試体内に地盤を作成する。豊浦砂の相対密度はおおよそ  $Dr=75\sim 80\%$  の範囲である。礫材の場合は、Fig. 43 の重量  $6.6\text{kgf}$  のハンドバイブレーターを用いて層厚  $5\text{cm}$  ごとに締固めて地盤を作成する。
- ② 地盤作成後は上蓋とせん断上箱の側壁をボルトで結合する。供試体を試験機本体のプラットフォーム上に移設し、ボルトで台座を固定する。そして、補強材上端を引張制御装置に接続し、下端と同じ引張り力( $4.0\text{kN/m}$ )を負荷させる。その後、補強材上端を固定していた仮止め台を取り外す(この間、継続して引張り力を負荷した状態が保たれる)。
- ③ 載荷板をせん断上箱の上面に着床させ、ボルトで固定する。次に、上下せん断箱の隙間に設置した金属プレートおよびボルトを取り外す。さらに、載荷板に一定の載荷速度で鉛直力を負荷し、所定の鉛直応力まで圧密する。
- ④ CL 条件もしくはFD 条件の補強材端部の拘束条件で、上下せん断箱が常に平行になるよう制御して、せん断変位速度  $0.23\text{mm/min}$  でせん断を行う。

### (2) 計測方法の工夫

#### (i) 補強材引張ひずみの計測方法

圧密中およびせん断中に発生する補強材引張ひずみを計測するため、補強材に塑性用ひずみゲージ(型式: YFLA-5, 東京測器社製)を接着剤(型式: CN-Y, 東京測器社製)で貼付けた。さらに、ひずみゲージの保護材としてVB テープ(東京測器社製)を巻き付けた。供試体がせん断を受ける際には、ひずみゲージのリード線がせん断中央面に引込まれ、リード線が破断する。これを回避するため、シンフレックスチューブ(外径:  $\phi=5.0\text{mm}$ )内にひずみゲージのリード線を通し、地盤中でリード線の引込まれに対して自由に可動できるようにした(Fig. 44)。





**Fig. 38** 補強材両端に初期引張り力を導入しない条件での圧密時の補強材引張ひずみの変化：  
 (a) ひずみゲージの配置図；(b) 供試体の鉛直変位量の変化；(c)&(d) 補強材引張ひずみの変化

Change in tensile strain of reinforcement without initial tensile force during consolidation:

- (a) Location of gauges; (b) Change in vertical displacement of specimen;
- (c) & (d) Change tensile strain in the reinforcement

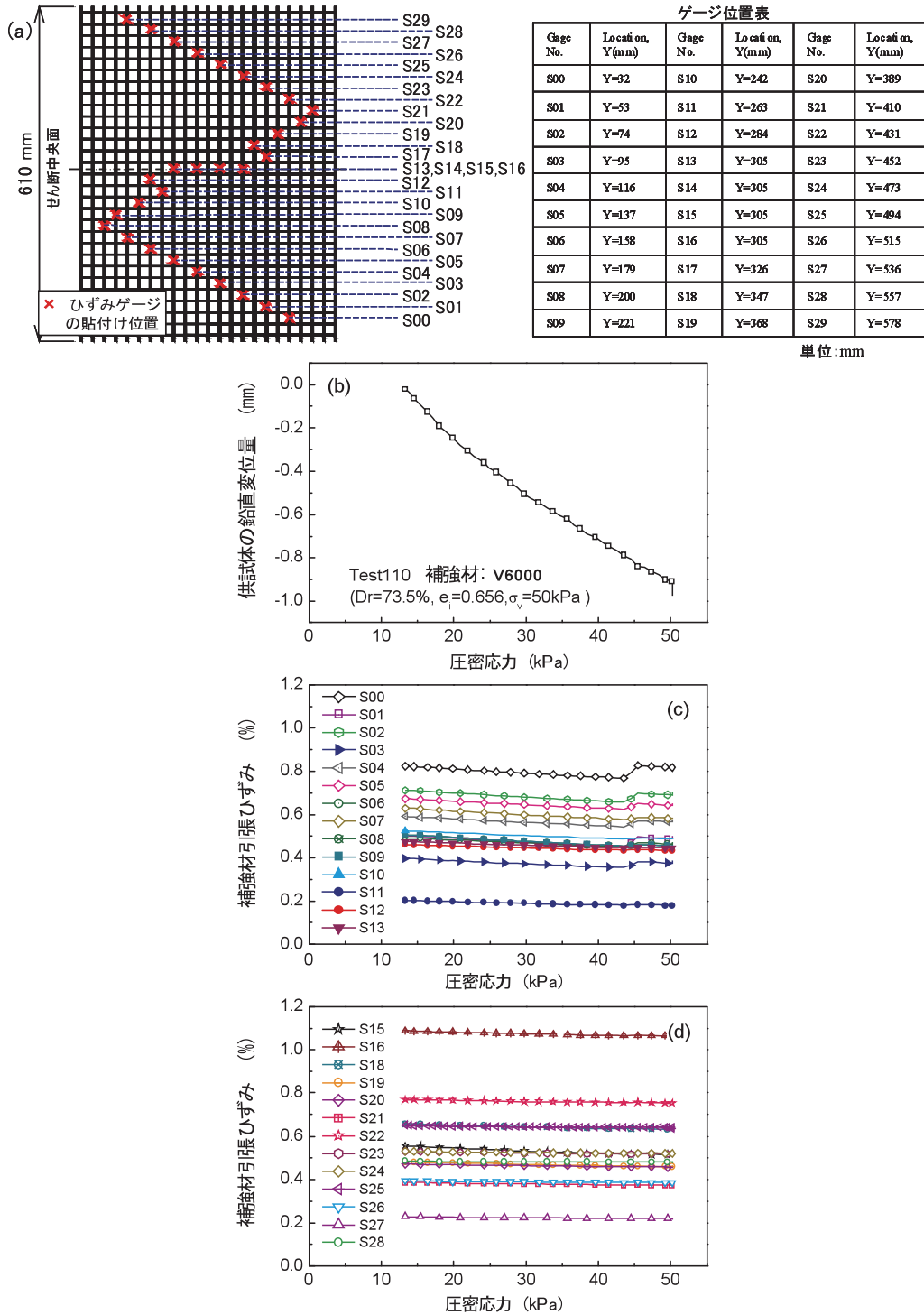


Fig. 39 補強材両端に初期引張り力を負荷した条件での圧密時の補強材引張ひずみの変化：  
 (a) ひずみゲージの配置図；(b) 供試体の鉛直変位量の変化；(c)&(d) 補強材引張ひずみの変化

Change in tensile strain of the reinforcement with initial tensile force during consolidation:  
 (a) Location of gauges; (b) Change in vertical displacement of specimen;  
 (c) & (d) Change in tensile strain of the reinforcement

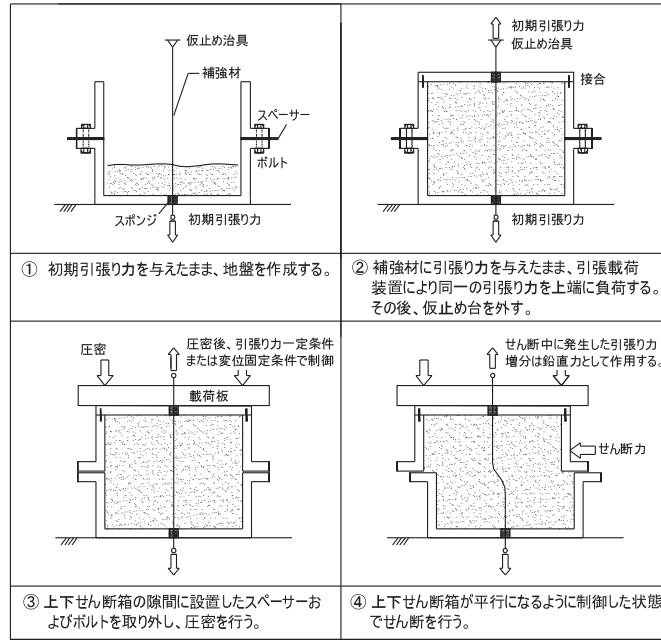


Fig. 40 初期引張り力を負荷させた状態での供試体の作成手順および試験方法  
Procedures to hold specimen under a sustained initial tensile force in the reinforcement

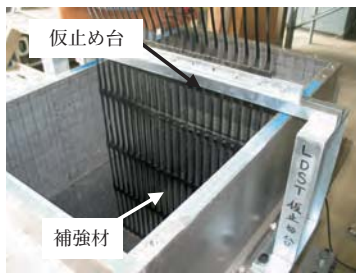


Fig. 41 補強材上端部を固定する仮止め台を設置した状況  
Fixture-bridge for the upper end of the reinforcement



Fig. 43 重量 6.6kgf のハンドバイブレータを用いた礫材による地盤作成の様子  
Procedures to make the gravel specimen with a 6.6 kgf weight handy vibrator



Fig. 42 多重ふるい法による豊浦砂の供試体の作成  
Procedures to make Toyoura sand specimen by the multi sieves method

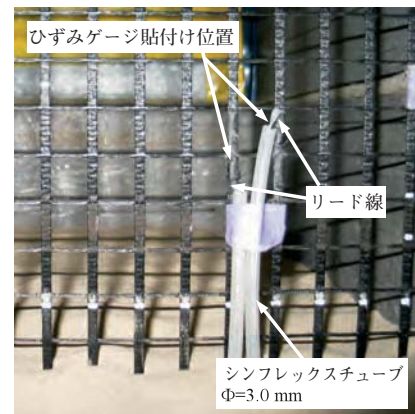


Fig. 44 シンフレックスチューブによるリード線の保護方法  
Protection of lead lines with synflex tubes



## (ii) 供試体内部の観察方法

## 豊浦砂の場合

供試体内部への色砂の挿入方法と供試体内部の変状を観察する手順を以下に示す。

- ① Fig. 45 のように中空の角柱(断面寸法:長さ 8.0 mm × 幅 8.0 mm)を等間隔に取り付けた平板をせん断箱内にせん断方向と平行に設置する。
- ② 中空の角柱が自立できる根入れ長さまで地盤を作製した後に、中空の角柱を固定していた平板を取り外し、再び、中空角柱の上端の高さまで地盤を作製する(Fig. 46)。
- ③ 中空角柱内に黒色に着色した豊浦砂(色砂)をロートで流し込み、角柱内に棒を挿入して色砂を突固める。

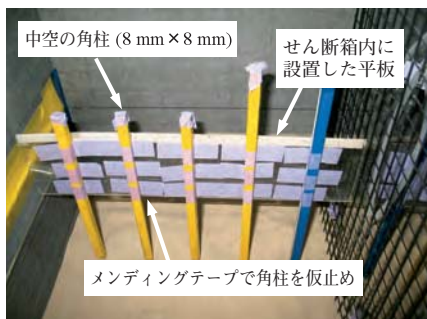


Fig. 45 色砂を豊浦砂の供試体内に挿入する方法(その1)  
Incorporation of colored sand into Toyoura sand specimen



Fig. 46 色砂を豊浦砂の供試体内に挿入する方法(その2)  
Incorporation of colored sand into Toyoura sand specimen

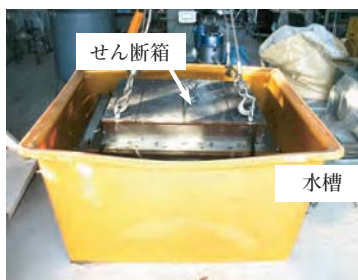


Fig. 47 せん断終了後の豊浦砂による供試体の浸潤方法  
Infiltration of Toyoura sand specimen after shearing

- ④ 角柱周辺の地盤をできるだけ乱さないように、角柱を鉛直方向に慎重に引抜く。
- ⑤ 供試体のせん断終了後は、上下せん断箱の隙間にプレート挿入して、せん断箱を完全に固定する。
- ⑥ Fig. 47 に示すようにせん断箱を水槽内に移設し、水槽内の水位をおおよそ 20cm/hr の速度で上昇させ、供試体を湿潤させる。完全に供試体が湿潤した後、数時間放置する。その後、水槽内の水を排水して不飽和状態の供試体を作成する。
- ⑦ 供試体観察面が水平になるように、Fig. 48 の回転台を用いて供試体を回転させ、せん断箱の側壁を取り外す。
- ⑧ Fig. 49 に示すように供試体中の色砂層(せん断方向に平行な鉛直面)をコテで慎重に供試体を切り出す。

## 礫材の場合

- ① 曲げ剛性が極めて小さいエナメル線( $\phi=0.35$  mm)をシリコングリース(型番:KGT-63S, 信越化学株式会社)で塗布したテープで包み(Fig. 50), それらをガイド板に等間隔に設置したアルミ製パイプ( $\phi=3.0$  mm)内に挿入する。
- ② 豊浦砂の場合と同様に、供試体内にガイド板をせん断方向に対して平行な鉛直面に設置する。地盤をハンドパイプレーターで転圧後、金属線が変形しないようにガイド板を順次引き上げる。この過程を金属線が完全に埋設されるまで繰り返す。

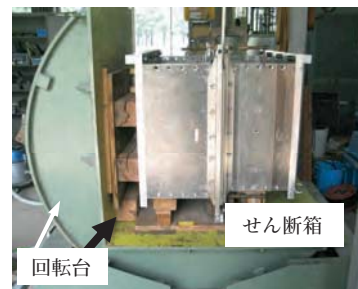
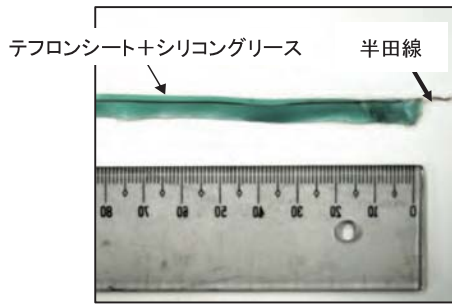


Fig. 48 回転台により供試体観察面を水平に回転させた状況  
Specimen rotated in the horizontal observation plane with a rotation table



Fig. 49 浸潤後の豊浦砂による供試体観察面を切り出した様子  
Observation plane with excavation of the unsaturated Toyoura sand specimen



**Fig. 50** シリコングリースを塗布したテフロンシートで包んだ半田線  
Solder line rapped with silicon greased Teflon-sheet

- ③ せん断終了後は金属線を挿入した観察面が水平になるように、供試体を Fig. 48 の回転台を用いて回転させる。さらに、せん断箱の側壁を取り外して、金属線が乱れないよう慎重に掘削する。

なお、この観察方法の正確性については Wu(2003) が詳細に報告している。

**d. 試験結果の解析方法**

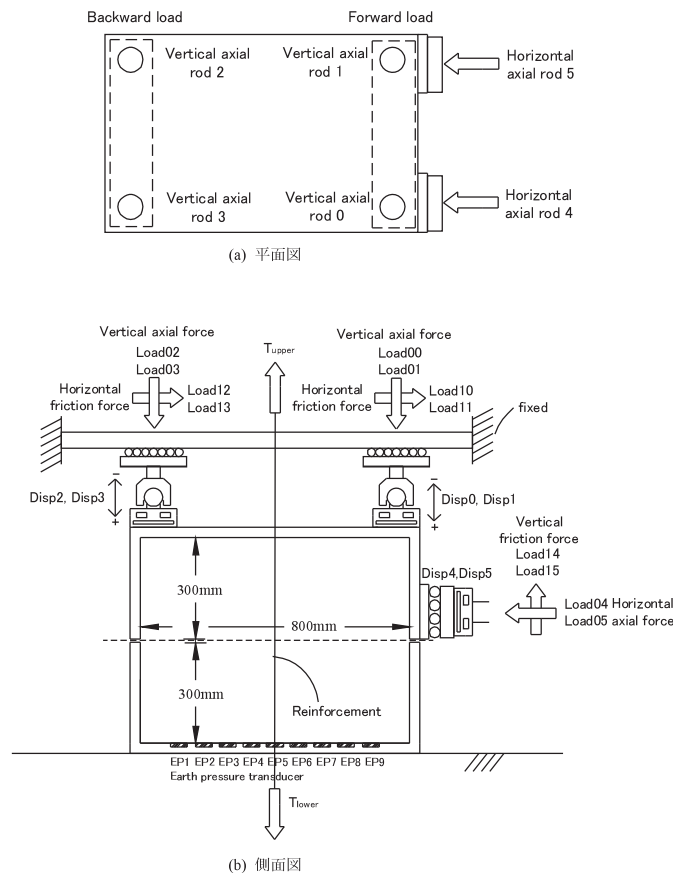
本試験機で得られた実験データの解析方法について説明する。Fig. 51 に各センサーで計測される変数名および計測位置を示す。鉛直応力  $\sigma_v$  は 4 つの 2 方向ロードセル (Fig. 35 中の ①) で計測した鉛直力 (Fig. 51 中の

Load00, Load01, Load02 および Load03) から 2 方向ロードセル (Fig. 35 中の ③) によって計測した鉛直方向の摩擦力 (Fig. 51 中の Load14, Load15) を差し引いて求めた。せん断応力  $\tau_{vh}$  も同様に、2 方向ロードセル (Fig. 35 中の ①) により計測したせん断力 (Fig. 51 中の Load04, Load05) から 2 方向ロードセル (Fig. 35 中の ①) によって計測した水平方向の摩擦力 (Fig. 51 中の Load10, Load11, Load12 および Load13) を差し引いて求めた。なお、補強材端部を FD 条件で引張制御した場合には、せん断過程で生じる補強材上端の引張り力増分  $\Delta \tau_{EXT}$  は内的な拘束圧増加として見込むため、供試体に作用する鉛直拘束圧は  $\Delta \tau_{EXT}$  だけ増加する。即ち、 $\Delta \tau_{EXT}$  を含まない平均鉛直応力は次式で求め、これをせん断中に一定に保った。

$$\sigma_v = \frac{(Load00 + Load01 + Load02 + Load03 + W_{upper}) - (Load14 + Load15) - \Delta \tau_{EXT}}{Area} \quad (1)$$

$$\tau_{vh} = \frac{(Load04 + Load05) - (Load10 + Load11 + Load12 + Load13)}{Area} \quad (2)$$

本研究で示す供試体に加えた鉛直応力とせん断応力は式(1)、式(2)で求めた値である。鉛直変位量  $\Delta y$  (供試体



**Fig. 51** 大型 DS 試験機における各センサーの配置と変数名  
Location of measurements and variables in the large DS test device

膨脹量)は載荷板の4隅に取り付けられた変位計(Fig. 35中の②)の読み値(Fig. 51中のDisp0, Disp1, Disp2およびDisp3)を平均して求めた。せん断変位量 $\Delta x$ は変位計(Fig. 35中の⑤)の読み値(Fig. 51中のDisp4, Disp5)を平均して求めた。

#### e. 載荷制御システムおよび試験機の精度

##### (1) 鉛直載荷システム

本試験機で用いたせん断箱の寸法は高さ600mm, 長さ800mm, 幅500mmと大きいので、標準タイプの小型DS試験機のように載荷板と載荷軸を剛結する、あるいは載荷板の中心をヒンジ支点にして一点で載荷する方式を採用すると、次のような問題が生じる。

- ① 載荷板に載荷軸を一点で剛結すると、せん断時に過大なモーメントが載荷軸に発生する。
- ② 載荷板中心の一点にヒンジ支点で鉛直力を載荷すると、上蓋と側壁が一体化しているため、せん断中に上箱が回転し、上箱と下箱を平行にせん断できない。

これらの問題点を回避するため、載荷板の四隅に4つの鉛直力載荷装置を配置し、それぞれ独立して変位・鉛直荷重制御を行った。載荷軸には過大なモーメントが発生しないよう載荷板と載荷軸の間にユニバーサルジョイント(ヒンジ支点: Fig. 35中の⑤)を設けた。

鉛直載荷装置は載荷能力が異なるペロフラムシリンダーおよび油圧シリンダーで構成される二次元的な載荷システムを採用している(Table 9)。載荷レンジに合わせて2種類の載荷装置を選択することにより、広範囲な応力レンジ( $\sigma_v = 30 \sim 70\text{kPa}$ ,  $120 \sim 500\text{kPa}$ )での試験が可能である。低応力レンジ( $\sigma_v = 30 \sim 70\text{kPa}$ )条件では、シリンダーに発生する摩擦力が比較的小さいペロフラムシリンダーを使用した。高応力レンジ( $\sigma_v = 120 \sim 500\text{kPa}$ )条件では、空油圧変換を伴う油圧シリンダーを使用した。油圧は空圧をラッシュプースター(高油圧発生装置)により増幅させることにより供給した。ラッシュプースターは空圧を高い油圧に変換することができるため、通常の油圧発生装置に比べて、設備コストを抑えられるが、その反面、ラッシュプースターはシリンダー駆動時にピス

トンとの摩擦力が大きいため、低応力レンジにおいては十分な精度が得られない。そのため、本研究では、油圧シリンダーを使用する場合、使用下限値 $\sigma_v = 120\text{kPa}$ とした。

##### (2) 水平せん断載荷システム

せん断箱は奥行き方向に500mmの幅を有しているため、小型のDS試験機のように1点で水平せん断力を加えると、せん断方向に対して上箱が偏心し、下箱に対して平行にせん断することが困難になる。そのため、2基の水平せん断載荷装置を上箱側壁の奥行き方向の中心点から等間隔の位置に配置した。さらに、偏心が生じないようにそれぞれのせん断軸の変位速度をコントロールした。Table 10に水平せん断載荷装置の仕様を示す。水平せん断載荷装置は反力壁に固定した1対のスクリージャッキ(Fig. 35中の①)とそれを駆動する1対のサーボモーター(Fig. 35中の⑰)により構成されている。また、上箱は上蓋と側壁が一体構造となっているため、供試体の膨張と収縮により鉛直方向に変位する。そのため、せん断軸と上箱側壁を剛に接続してしまうと、供試体の鉛直変位によってせん断軸に曲げが作用することになる。これを回避するため、鉛直方向に可動するリニアモーションガイド(Fig. 35中の⑱)をせん断軸の先端に取り付け、供試体の膨張・収縮に伴う上箱とせん断軸とのズレを吸収した。

##### (3) 引張載荷システム

補強材上下端部の引抜け変位-引張荷重制御方法および引張載荷システムについて説明する。

##### (i) CL条件(補強材端部の引張り力を一定に保持した条件):

補強材端部に設置したロードセルの読み値(Fig. 35中の④&⑩)に基づいてペロフラムシリンダー(Fig. 52, 型式: BFDA-100-144, 藤倉ゴム工業株式会社製, 最大引張荷重: 5.5kN, ストローク: 144mm)に供給される空気圧をEPでコントロールし、補強材上下端部の引張荷重を一定に保った。補強材下端側はFig. 53に示すように引張制御装置を格納するスペースが確保できないため、ローラー支点を介して水平方向に引張荷重を負荷した。

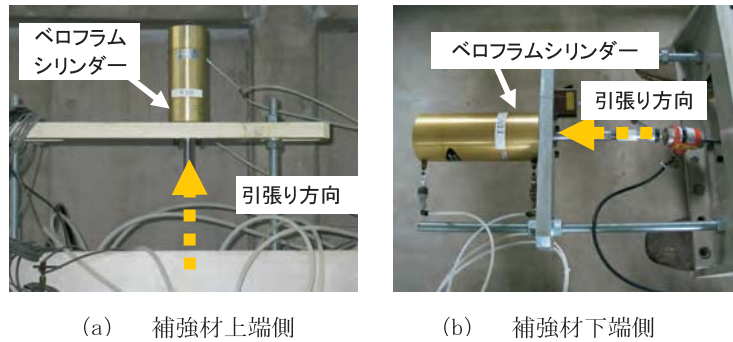
Table 9 鉛直載荷装置の諸元  
Properties of vertical loading equipment

構成	性能	仕様	型式
ペロフラムシリンダー	14.0 kN/本	ストローク: 142mm 許容圧力: 0.8MPa	FCD-160-142 (藤倉ゴム工業株式会社製) 駆動方式: 空圧作動
コンパクト油圧シリンダー	約 100 kN/本	ストローク: 100mm 許容圧力: 16MPa	型式: SHC-SD80-100-M (ヒロカタ精機社製) 駆動方式: ラッシュプースターによる油圧作動
ラッシュプースター(高油圧発生装置)	19.6MPa (空圧 0.7MPa時) 圧力変換率: 28倍	油圧吐出量: 700cc シリンダー径: 160mm 使用空圧力: 0.15 ~ 0.7MPa	型式: RB160-700-28-K247 (ヒロカタ精機社製)

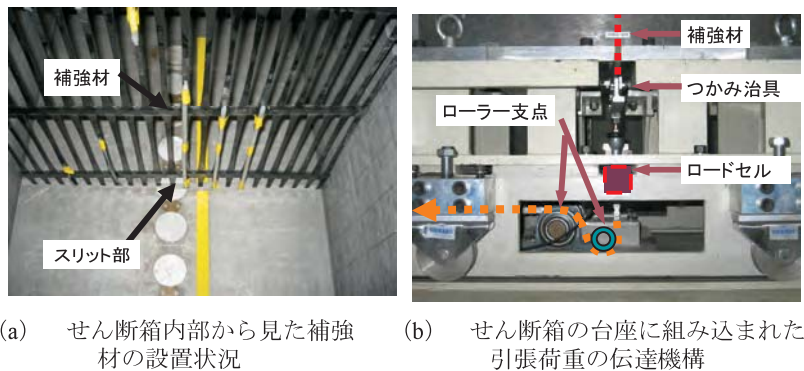


**Table 10** 水平せん断载荷装置の諸元  
Properties of lateral shearing equipment

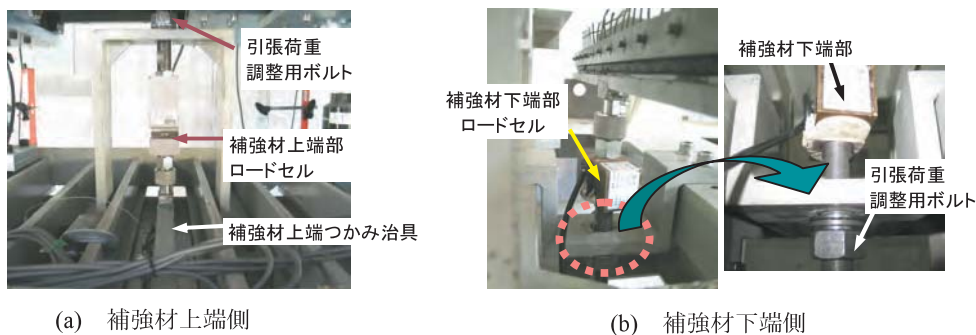
構成	性能	仕様	型式
スクリージャッキ	荷重容量：200kN/基	ギヤ比 1/5000 ストローク：100mm 以上	J4ALUK (日本ギヤ工業株式会社製)
モーター & ドライバー	最大回転速度： 3000 r/min	-	モーター：HC-MF73 (MITSUBISHI 製) ドライバー：MR-J2-70A (MITSUBISHI 製)
減速機	-	ギヤ比 1：50	BE9797-3 (TSUBAKIMOTO CO., LTD 製)



**Fig. 52** ベロフラムシリンダーを用いた補強材端部の引張载荷装置  
Tensile loading devices to control the ends of reinforcement with bellofram cylinders



**Fig. 53** 補強材下端部の引張荷重の载荷構造  
Tensile-loading frame of the lower end of the reinforcement



**Fig. 54** せん断箱上下境界に対して補強材端部を完全固定するための治具の設置状況  
Installation of tools to fix the upper and lower ends of the reinforcement with respect to the upper and lower boundaries of the shear box

補強材下端部の引張荷重を計測するロードセルはローラー支点で生じる摩擦の影響を受けないように、つかみ治具の直下に配置した。補強材端部における引抜け量は気中での補強材の伸びの影響を極力小さくするため、せん断箱の上面及び底面のスリット部付近にできるだけ近

い位置にワイヤーロープを補強材にクリップで取り付け、ワイヤーロープの鉛直移動量を LDVT により計測した。

(ii) FD 条件 (引抜け変位を完全固定した条件) :  
せん断箱の上下境界面に引抜け防止治具 (Fig. 54) を取

り付け、供試体上下境界面に対して完全固定した。なお、せん断直前に補強材端部の初期引張り力を保つため、Fig. 54 中のボルトを回転させることにより、引張荷重を手動で調整した。

(4) 計測システム

Fig. 55 にフィードバック制御システムの概要を示す。フィードバック制御システムに用いた各センサーの計測項目と静的データロガー(型式：TDS302, 東京測器研究所社製)の接続表を Table 11 に示す。静的データロガーで取得したデータは5秒間隔でパソコンに読み込んだ。また、これらの計測値を用いて各載荷装置をフィードバック制御によりコントロールした。具体的には、D/A

ボード(型式：DA12-16(PCI), CONTEC 社製)を介して制御プログラムにより算出した電圧値が各制御装置に自動的に出力されるようになっている。これにより上箱の鉛直荷重-変位、補強材端部の引張荷重およびせん断速度のコントロールを行った。Table 12 に D/A ボードの出力先の制御装置および制御内容を示す。

(5) 圧密・せん断過程の制御方法

圧密過程では所定の圧密応力に達するまで同一の載荷速度(3.0kN/rod/min)で載荷板の四隅の鉛直載荷軸 (Vertical rod0, Vertical rod1, Vertical rod2 および Vertical rod3) に鉛直荷重を負荷した。圧密終了後は過大なせん断力が供試体に加わらないよう慎重にせん断軸を接触させた。

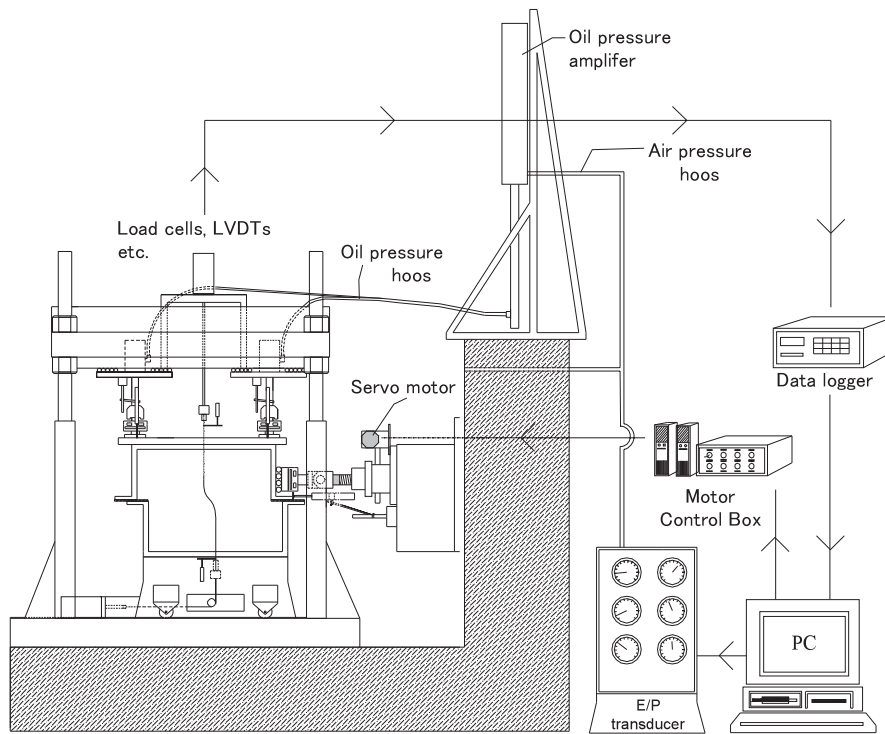


Fig. 55 大型 DS 試験機のフィードバック制御システムの概要  
Feedback control system in the large DS test device

Table 11 静的データロガー(TDS302)の入力チャンネル接続表  
Input channel list of static data logger system

CH	Remark	計測項目	CH	Remark	計測項目
CH000	Disp0	鉛直変位量 (mm)	CH011	Load05	せん断荷重 (kN)
CH001	Disp1	〃	CH012	Load10	水平摩擦荷重 (kN)
CH002	Disp2	〃	CH013	Load11	〃
CH003	Disp3	〃	CH014	Load12	〃
CH004	Disp4	せん断変位量 (mm)	CH015	Load13	〃
CH005	Disp5	〃	CH016	Load14	鉛直摩擦荷重 (kN)
CH006	Load00	鉛直荷重 (kN)	CH017	Load15	〃
CH007	Load01	〃	CH018	Pdisp0	補強材上端の引き抜け変位量 (mm)
CH008	Load02	〃	CH019	Pdisp1	補強材下端の引き抜け変位量 (mm)
CH009	Load03	〃	CH020	Pload0	補強材上端の引張荷重 (kN)
CH010	Load04	せん断荷重 (kN)	CH021	Pload1	補強材下端の引張荷重 (kN)

**Table 12** D/A ボードの出力チャンネル接続表  
Output channel list of D/A board

CH	出力先の装置	操 作	制御内容
CH000	鉛直載荷装置	EP による空圧制御	鉛直荷重の増減
CH001	〃	〃	〃
CH001	〃	〃	〃
CH003	〃	〃	〃
CH004	水平せん断載荷装置	モーター回転数	せん断変位速度の増減
CH005	〃	〃	〃
CH006	〃	モーター正反転	正負のせん断方向の切替え
CH007	〃	〃	〃
CH008	〃	モーターオンオフ	せん断の開始・停止
CH009	〃	〃	〃
CH010	引張載荷装置	EP による空圧制御	補強材上端部の引張荷重の増減
CH011	〃	〃	補強材下端部の引張荷重の増減

その後、せん断開始時に、圧密時の荷重制御方式からせん断時の荷重—変位制御方式に切り替えた。この制御では、せん断時に一定の鉛直応力を保ちつつ、上箱と下箱が平行な状態を保つよう各4つの鉛直載荷軸の変位・荷重が独立して制御されている。なお、せん断開始直前の下箱と上箱の位置を完全な平行状態であるとして、せん断開始前の上載板に取り付けられた4つの鉛直変位計の読み値(Disp0, Disp1, Disp2, および Disp3)を鉛直方向の変位の基準値にした。

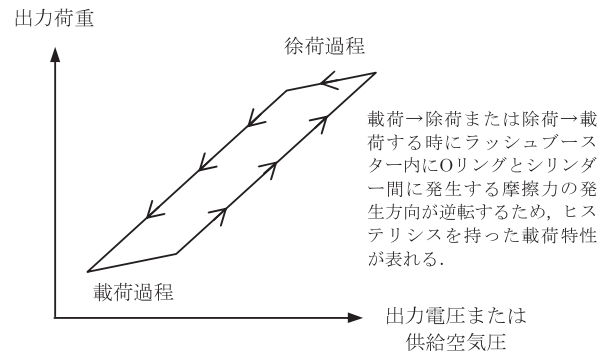
次に、せん断過程における制御方法について説明する。開発したプログラムでは以下の2つのフィードバック制御が同時に処理されている。

- ① 鉛直応力を一定に保つ荷重制御
- ② 上下箱の平行度を一定に保つ変位制御(モーメントの補正)

前者の荷重制御では、現在の総荷重(CKN)と目標の総荷重(TKN)との荷重差(DKN=TKN-CKN)を4等分した荷重増分を制御変数として、各鉛直載荷軸での過不足な鉛直荷重(=DKN/4)をフィードバック制御により増減させた。すなわち、全体の鉛直荷重の目標値と現在値との差がゼロになるよう制御されている。

後者は、鉛直方向の各変位量(Disp0, Disp1, Disp2, および Disp3)の平均値 $\Delta y_{ave}$ (供試体の平均的な鉛直変位量)と各変位量との変位差( $\Delta Disp0, \Delta Disp1, \Delta Disp2, \Delta Disp3$ )を制御変数として各点での変位差がゼロになるよう、載荷板の四隅の鉛直載荷軸(Vertical rod0, Vertical rod1, Vertical rod2 および Vertical rod3)の鉛直荷重をコントロールした。

上記の「荷重制御」と「変位制御」を同時に処理する必要があるため、各制御において各載荷装置を制御するための出力電圧値を各鉛直載荷軸ごとに足し合わせた。出力電圧値の算出は、電圧の変化に対する載荷装置の載荷特性と供試体の圧縮剛性の関係から理論上求めることができる。しかし、実際には載荷装置システムに供給さ



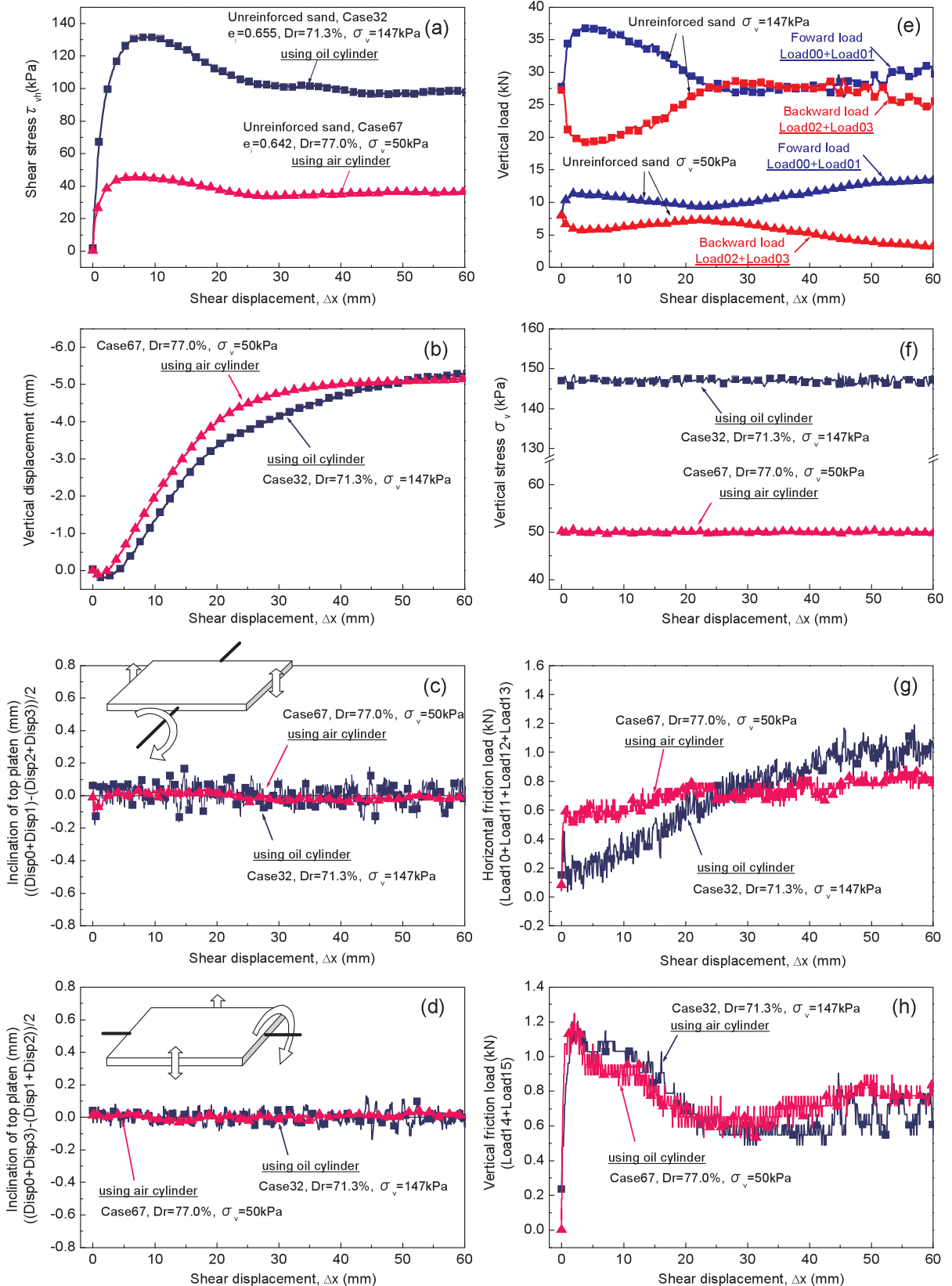
**Fig. 56** ラッシュブースターを用いた油圧シリンダの載荷ヒステリシス  
Loading the hysteresis of the oil cylinder with a rush booster

れる空気圧および油圧が平衡状態になるまでのタイムラグすなわち、出力した電圧値に対する荷重—変位の応答への遅れが存在する。したがって、フィードバック制御の時間間隔が載荷装置システムの応答性に対して短い場合は、時間的な遅れを考慮して出力電圧値を定める必要が生じる。さらに、ラッシュブースターを使用する場合、シリンダー内面とピストン間の摩擦が大きいため、載荷と徐荷の過程で Fig. 56 のようにヒステリシス特性が現れる。そのため、一義的に電圧に対する荷重・変位関係が定まらない。つまり、載荷装置の応答性あるいは載荷過程でのヒステリシス特性を含めて出力電圧値を理論的に設定する必要が生じる。しかし、これらの影響をすべて考慮して制御するのは容易なことではなく、また、現実的な方法でない。そのため、本研究では試行錯誤的に変位差および荷重差の大きさに応じた出力電圧値をプログラム上に設定し、試験結果に良い精度を与える出力電圧値を求めた。なお、試験結果の精度については次節に示す。

**(6) 試験結果の制御結果と信頼性**

**Fig. 57** にペロフラムシリンダーおよび油圧シリンダーを使用した条件での無補強供試体の典型的な試験





**Fig. 57** 豊浦砂の無補強供試体の典型的な大型 DS 試験結果：Case67,  $\sigma_v=50\text{kPa}$ , Case32,  $\sigma_v=147\text{kPa}$  せん断変位量に対する；(a) せん断応力比の変化；(b) 平均的な鉛直変位量の変化；(c) せん断方向の載荷板の傾き；(d) 直交方向の載荷板の傾き；(e) 4つの独立した鉛直荷重の変化；(f) 平均的な鉛直応力の変化；(g) 水平方向の摩擦力の変化；および (h) 鉛直方向の摩擦力の変化

Results of the typical two large DS tests on un-reinforced Toyoura sand specimens: Relationships between shear displacement and (a) shear stress ratio; (b) average vertical displacement; (c) inclination in shear direction of top loading platen; (d) inclination in orthogonal direction of top loading platen; (e) two sets of vertical load components; (f) average vertical stress; (g) horizontal frictional load; and (h) vertical frictional load

結果を示す。それぞれの実験ケースは豊浦砂を用いた Case67 ( $\sigma_{v,ave}=50\text{kPa}$ ) および Case32 ( $\sigma_{v,ave}=147\text{kPa}$ ) である。Fig. 57(c)&(d) に示すようにそれぞれせん断方向とそれと直行方向の載荷板の傾きの度合いを変位差で表してみると、Case67 の  $\sigma_{v,ave}=50\text{kPa}$  の条件で、おおよそ 0.05 mm 以下、Case32 の  $\sigma_{v,ave}=147\text{kPa}$  の条件で 0.2 mm 以下と比較的小さな値に収まっていた。それぞれせん断方向およびそれに直交する方向の載荷板の傾きを傾斜度に換算すると 0.0009° および 0.014° であった。これはフィードバック制御によって上箱と下箱の平行度を維持しているためで、せん断力を負荷することで生じたモーメントが自動的に補正されている。結果的に、Fig. 57(e) のようにせん断方向に対して前方の鉛直荷重が増加し、後方の鉛直荷重が減少する。一方、一定の鉛直応力条件も同時に制御されている。その結果が Fig. 57(f) である。上箱に加わる平均的な鉛直応力  $\sigma_{v,ave}$  はそれぞれ所定の鉛直応力の値に維持されていることがわかる。

次に、載荷装置に生じる摩擦力の変化を Fig. 57(g)&(h) に示す。それぞれリニアモーションガイドに発生する水平方向の摩擦力 (Load10+Load11+Load12+Load13) と鉛直方向の摩擦力 (Load14+Load15) の計測値である。それぞれ Case67 および Case32 でのトータルの水平せん断力に占める摩擦力の比率は 6.3% と 3.0%、トータルの鉛直力に占める摩擦力の比率は 6.0% と 2.1% であった。これらの結果から本研究で実施した大型 DS 試験の正確性と信頼性 (Matsushima et al. 2007a) を示すことができた。

f. 実験ケース

本研究で実施した大型 DS 試験機を用いた実験ケースについて説明する。

(1) 補強材端部を引張制御した実験ケース

補強材定着条件が引張り補強効果による強度発現への影響を調べるため、Table 13 に示すように補強材端部の拘束条件が CL 条件および FD 条件の実験ケースを設定した。また同時に、土質材料の違いが引張り拘束効果による強度発現に与える影響を把握するため、粒子・形状が異なる 3 種類の土質材料を用いた実験ケースを設定した。

(2) 人工的に補強材の引込みを抑制した実験ケース

アンカー領域とせん断領域間の引込み境界で発生する補強材の引込みに対する抑制効果が強度発現に与える影響を把握するため、Table 14 に示すようにアンカープレートに補強材に取り付け、人工的に補強材の引込みを抑制した実験ケースを設定した。

(3) 拘束圧が異なる実験ケース

鉛直応力の違いが引張り補強効果による強度発現に及ぼす影響を調べるため、Table 15 に示すように異なる鉛直応力条件での無補強・補強供試体の実験ケースを設定した。

(4) 補強材・地盤密度が異なる実験ケース

補強材の引張強度、引張剛性、形状、敷設枚数の諸要因、および、初期の地盤密度の違いが強度発現に及ぼす影響を調べるため、Table 16 に示すように 9 種類の補強材を用いた実験ケースを設定した。なお、補強材の引張

Table 13 補強材端部を拘束した条件での実験ケース (鉛直拘束圧  $\sigma_v=50\text{kPa}$ )  
DS test cases under constraints with both ends of reinforcement

Test No.	補強材	補強材端部拘束条件	敷設枚数	初期間隙比 $e_i$	相対密度 $Dr(\%)$	引張強度 (kN/m)	引張剛性 (kN/m)
豊浦砂シリーズ							
Test65	無補強	—	なし	0.641	77.2	—	—
Test67	〃	—	なし	0.665	71.3	—	—
Test96	〃	—	なし	0.648	75.6	—	—
Test100	V6000	CL 条件	1層・中央	0.656	73.5	60.8	$7.60 \times 10^2$
Test116	〃	〃	1層・中央	0.656	73.5	〃	〃
Test117	〃	〃	1層+アンカープレート	0.654	74.1	〃	〃
Test110	〃	FD 条件	1層・中央	0.656	73.5	〃	〃
Test119	〃	〃	1層・中央	0.616	83.5	〃	〃
細礫シリーズ							
Test95	無補強	—	なし	0.603	—	—	—
Test101	V6000	CL 条件	1層・中央	0.623	—	60.8	$7.60 \times 10^2$
Test108	〃	FD 条件	〃	0.659	—	〃	〃
中礫シリーズ							
Test106	無補強	—	なし	0.635	—	—	—
Test102	V6000	CL 条件	1層・中央	0.671	—	60.8	$7.60 \times 10^2$
Test115	〃	〃	〃	0.639	—	〃	〃
Test109	〃	FD 条件	〃	0.643	—	〃	〃
Test113	〃	〃	〃	0.643	—	〃	〃

**Table 14** アンカープレートを設置した条件と設置していない実験条件(鉛直拘束圧  $\sigma_v=50\text{kPa}$ )  
DS test cases with and without anchor platens

Test No.	補強材端部 拘束条件	初期間隙比 $e_i$	相対密度 Dr (%)	補強材引張ひずみ の計測
V6000 シリーズ				
Test119	FD 条件	0.616	83.5	有
Test100	CL 条件	0.656	73.5	有
Test117	CL 条件+ アンカープレート	0.654	74.1	有
SR80 シリーズ				
Test78	CL 条件	0.647	73.5	無
Test85	CL 条件+ アンカープレート	0.647	71.4	無

**Table 15** 拘束条件が異なる無補強・補強供試体の実験条件  
DS test cases for un-reinforced and reinforced specimens under different confining pressures

Test No.	拘束圧 (kPa)	初期 間隙化 $e_i$	相対密度 Dr (%)	補強材			せん断初期のピーク 応力比の増加率 ( $SR/SR_{unrein}$ at 30kPa)	ピーク応力比
				敷設枚数 敷設間隔	引張強度 (kN/m)	引張剛性 (kN/m)		
豊浦砂の無補強供試体								
Test71	30	0.656	73.5	なし	-	-	1.0	0.95
Test65	50	0.641	77.2	〃	-	-	0.93	0.88
Test67	〃	0.665	71.3	〃	-	-	0.97	0.92
Test72	〃	0.648	75.6	〃	-	-	0.96	0.91
Test70	80	0.654	74.1	〃	-	-	0.87	0.86
Test16	147	0.623	81.6	〃	-	-	0.86	0.82
Test31	〃	0.648	75.6	〃	-	-	0.87	0.83
Test32	〃	0.642	77.0	〃	-	-	0.94	0.89
Test42	〃	0.665	70.6	〃	-	-	0.83	0.79
Test51	〃	0.648	75.6	〃	-	-	0.83	0.79
豊浦砂の補強供試体(SR80)								
Test75	30	0.654	74.1	2層 26cm-28cm-26cm	75.3	$7.53 \times 10^2$	1.27	1.20
Test73	50	0.648	75.6	〃	〃	〃	1.21	1.15
Test66	〃	0.652	74.6	〃	〃	〃	1.24	1.17
Test33	147	0.644	76.4	〃	〃	〃	0.97	0.92

剛性の違いに着目して、補強供試体を補強材の引張剛性が高いグループ H と低いグループ L に分けた。

### 3 DS 試験における補強材引張り力の発生メカニズム

DS 試験における供試体の変形モードから補強材引張り力の発生メカニズムを明らかにし、補強材と土の間のひずみ・変位の適合性の面から土中での補強材の引抜けにくさと引張り補強効果の関係について考察する。さらに、補強材と土の相互作用の面から DS 試験と PSC 試験で表れる引張り補強効果による強度発現メカニズムの類似点と相違点を整理し、補強土の DS 試験ではどのような引張り補強メカニズムが発揮されているかを理解する。

#### a. 補強材引張り力の発生源と解放要因

DS 試験での供試体の単純化した変形モード(Bauer et al., 1993a&b, 松島ら, 2007a)Fig. 58 に示す。補強材引張りひずみの発生源は供試体の変形モードに基づく以下

の2つである。

- ① 土のひずみによる補強材敷設方向(Fig. 58 では上下方向)での伸び
- ② せん断領域での相対的な水平変位に伴う補強材の幾何学的な形状変化による伸び

せん断領域の変形モードが補強材の存在の影響を受けず、補強材と土の間にすべりが発生しないと仮定すると、水平なポテンシャルせん断面に対して補強材を垂直方向に配置した場合、せん断変位  $\Delta x$  と体積膨脹  $\Delta y$  により生じる補強材の伸び  $\Delta L$  は次式で表される。

$$\Delta L = \sqrt{\Delta x^2 + (\Delta y + L)^2} - L \quad (3)$$

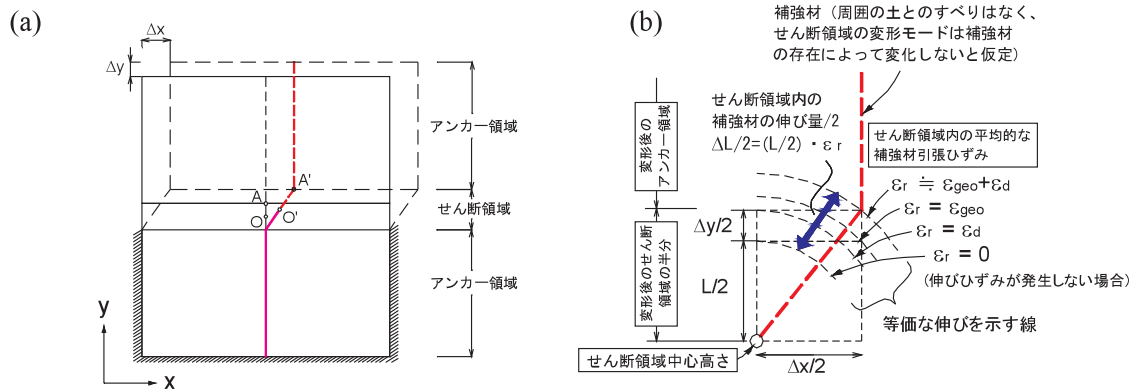
ここで Fig. 58(b) はせん断領域の中央高さよりも上半分の領域を示したものであり、L はせん断領域内に敷設された補強材の初期長さでせん断領域の初期厚み  $W_i$  に等しいとする。

せん断領域内の補強材の平均的な引張りひずみは次式で



**Table 16** 補強材敷設枚数および補強材の種類が異なる試験条件  
DS test cases with different types of reinforcement under single and multi reinforcement layers

Test No.	種類	敷設枚数 敷設間隔	総引張強度(kN) (単位長さ当たりの 引張強度(kN/m))	総引張剛性(kN/m) (単位長さ当たりの 引張剛性(kN/m))	総引張剛性比 (5.1kN/mを 基準値)	比表面積化	形状	厚み (mm)	初期 間隙率 $\epsilon_i$	相対 密度 Dr(%)
豊浦砂の無補強供試体										
Test51	なし	-	-	-	-	-	-	-	0.648	75.5
敷設枚数の影響										
Test56	SR125	1層・中央	52.9(105.8)	$5.1 \times 10^2$ ( $10.2 \times 10^2$ )	1.0	0.384	格子状	7.0	0.641	77.2
Test33	SR80	2層 22cm-36cm-22cm	75.3(75.3)	$7.53 \times 10^2$ ( $7.53 \times 10^2$ )	1.42	〃	〃	3.8	0.644	76.5
Test63	SR55	〃	47.1(47.1)	$4.58 \times 10^2$ ( $4.58 \times 10^2$ )	0.89	〃	〃	3.0	0.624	81.5
Test61	SR55	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	0.638	78.0
Test62	SR35	3層・4等分	58.8(39.2)	$5.1 \times 10^2$ ( $3.39 \times 10^2$ )	1.11	〃	〃	2.0	0.644	76.5
引張剛性が高いグループH										
Test29	りん青銅	2層 22cm-36cm-22cm	66.7(66.7)	$1.52 \times 10^4$	30.0	0.272	短冊 スムーズ	0.5	0.643	76.8
Test26	S8000	〃	82.3(82.3)	$2.53 \times 10^3$	5.0	0.252	格子状	1.1	0.871	19.8(緩 詰め)
Test28	S8000	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	0.646	76.0
Test24	S6000	〃	31.2(31.2)	$1.99 \times 10^3$	3.9	0.230	〃	1.1	0.640	77.5
Test33	SR80	〃	75.3(75.3)	$7.5 \times 10^2$	1.4	0.384	〃	3.8	0.644	76.5
Test25	V3000	〃	33.3(33.3)	$5.1 \times 10^2$	1.0	0.255	〃	1.3	0.644	76.5
引張剛性が低いグループL										
Test63	SR55	2層 22cm-36cm-22cm	47.1(47.1)	$4.58 \times 10^2$	0.9	0.384	格子状	3.0	0.624	81.5
Test18	SS35	〃	27.0(27.0)	$4.2 \times 10^2$	0.8	0.222	〃	2.0	0.652	74.5
Test21	RS3	〃	31.2(31.2)	$4.2 \times 10^2$	0.8	0.232	〃	1.5	0.641	77.2



**Fig. 58** (a) DS 試験における補強材の単純化された変形モード (Bauer, et al. 1993, Fig. 28 に前掲) ;  
(b) せん断領域の変形に伴う補強材引張ひずみの発達機構 (松島ら, 2007a)

Simplified deformation mode of reinforcement in the DS test:

(a) Development of tensile strain in the reinforcement caused by shear; (b) deformation within shear zone

表される。

$$\epsilon_r = \frac{\Delta L}{L} = \sqrt{\Delta x^2 + (\Delta y + L)^2} / L - 1 \quad (4)$$

さらに、体積膨張  $\Delta y$  に起因する平均的な引張ひずみ  $\epsilon_d$  とせん断変位  $\Delta x$  に起因する幾何学的変形による平均的な引張ひずみ  $\epsilon_{geo}$  は分けて表すと、次式ようになる。

$$\epsilon_d = \Delta y / L \quad (5)$$

$$\epsilon_{geo} = \sqrt{\Delta x^2 + L^2} / L - 1 \quad (6)$$

$\epsilon_d$  は「せん断領域の体積ひずみ(圧縮性)」の負値に等しい。ひずみが小さい内は  $\epsilon_r \doteq \epsilon_d + \epsilon_{geo}$  が近似的に成り立つ。DS 試験では、補強材の全敷設長のうち補強材引

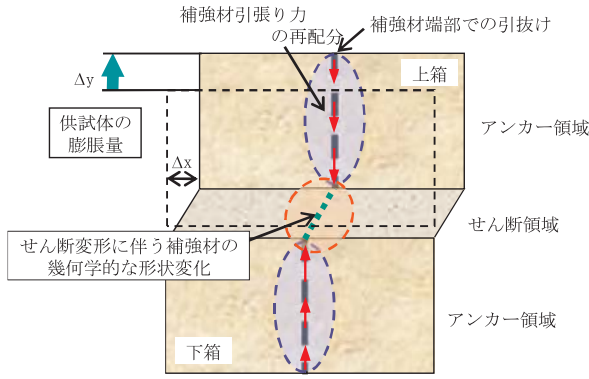


Fig. 59 DS 試験における補強材引張り力の発生要因と解放要因  
Factors causing generation and release of reinforcement force in the DS test

張り力の発生源はせん断領域に限られており、人為的に規定した水平なせん断領域内での変形により、①と②が生じる。それ以外の領域 (Fig. 58 で言うアンカー領域) では、土の水平せん断変形に起因する補強材の引張ひずみは発生しない。しかし、実際には、アンカー領域内ではせん断領域への補強材の引込み力に対して補強材に引張ひずみを再配分することにより引抜き抵抗力を発揮するので、せん断領域内に発生する補強材引張ひずみは上記で算定した引張ひずみよりも小さくなる。さらに、せん断領域での補強材引張り力  $T_r$  がアンカー領域内で発揮しうる引抜き抵抗力に達すると、補強材端部で補強材の引抜けが生じる。そのため、DS 試験では、Fig. 59 のように補強材引張り力の発生要因と解放要因を実験的に見極めるとともに、せん断領域内での引張り拘束状態を適切に評価することが重要となる。

b. 典型的な試験結果に基づく強度発現メカニズムの解釈

Fig. 60 に補強材端部が拘束されていない条件での典型的な豊浦砂の補強・無補強供試体の DS 試験結果を示す。この図から次のことがわかる。

- ① 点 A のせん断変位量  $\Delta x < 18 \text{ mm}$  以前では、補強供試体のピーク強度は無補強供試体に比べて 1.2 倍程度しか増加せず (Fig. 60(a))、ピーク強度発揮時の変位量も 1.9 倍程度である。
- ② せん断変位量が  $\Delta x = 18 \text{ mm} \sim 30 \text{ mm}$  (点 A ~ 点 B 間) では、補強効果よりも土のひずみ軟化による強度低下が上回るため、補強供試体の強度は一時的に低下する。
- ③ せん断変位量 ( $\Delta x > 30 \text{ mm}$ ) が大きくなると、引留め効果による強度増加が大きくなるので、再び強度が回復する。さらに、点 C までせん断変位量  $\Delta x = 60 \text{ mm}$  が進むと、せん断変位量が小さい段階 ( $\Delta x \approx 18 \text{ mm}$ ) で表れる初期のピーク強度よりも高い強度を発揮する。
- ④ Fig. 60(b) の供試体膨脹量は、点 A のせん断変位量  $\Delta x < 18 \text{ mm}$  以前では、補強供試体と無補強供

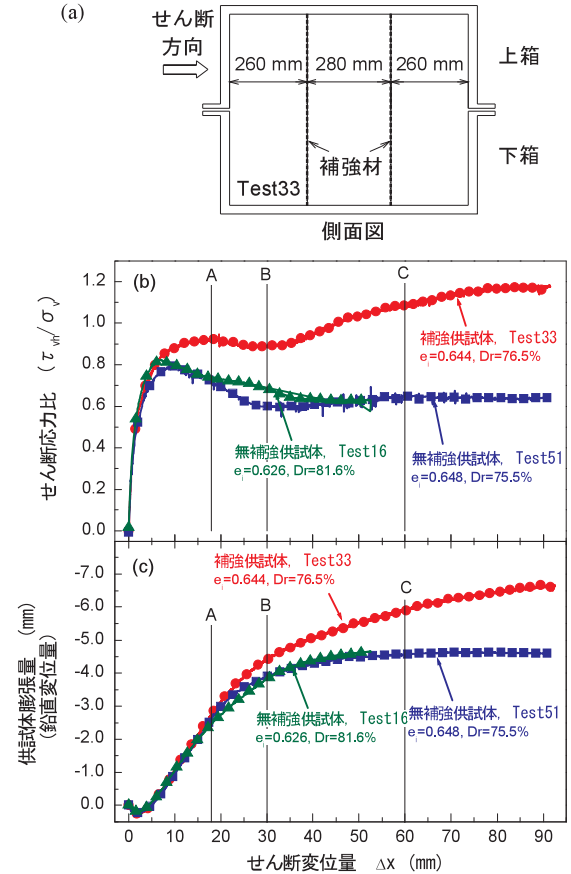
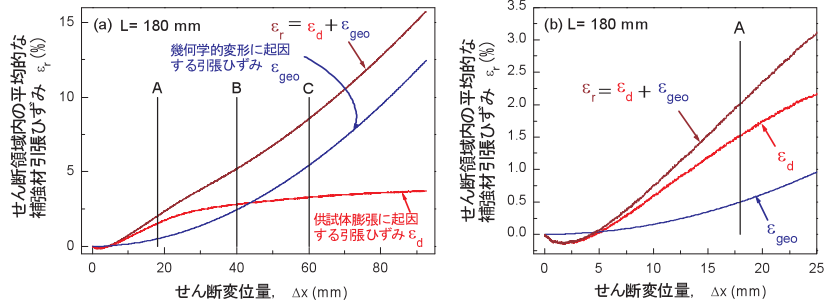


Fig. 60 豊浦砂の無補強・補強供試体 (補強材端部条件: フリー) の DS 試験結果: (a) 補強材の配置図; せん断変位量に対する: (b) せん断応力の変化; (c) 供試体膨脹量の変化  
DS test results in un-reinforced and reinforced Toyoura sand specimens: (a) location of reinforcements; Relationships between shear displacement and; (b) stress ratio; and (c) vertical displacement

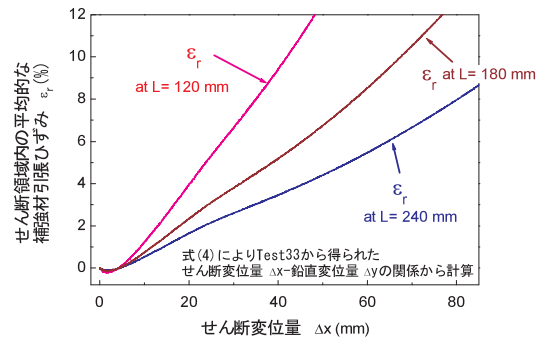
試体ではほぼ同じであるが、点 B 以降では、補強供試体は無補強供試体では見られない供試体膨脹が生じる。

Fig. 60(b) に示した補強供試体のせん断変位量  $\Delta x \sim$  鉛直変位量  $\Delta y$  の関係から式 (4)、式 (5)、式 (6) で算出したせん断領域内の補強材の平均的な引張ひずみの変化を Fig. 61 に示す。供試体膨脹率が大きい点 A 以前では、式 (5) による  $\epsilon_d$  は、増加率が大きい、体積膨脹率が減少する点 B 以降ではほとんど増加しない。また、点 B 以前では、式 (6) による  $\epsilon_{geo}$  はまだ小さい。このため、土のひずみ軟化による強度低下を補うだけの補強材引張り力が発揮されず、補強供試体のせん断強度は一時的に減少する。しかし、土が完全にひずみ軟化が発生したせん断変位量以降 (点 B ~ 最終せん断変位量) も  $\epsilon_{geo}$  は増加し続けるので、補強供試体の強度は再び回復する。せん断変位量が点 C まで進むと、補強材引張ひずみの発生源の主因は  $\epsilon_d$  から  $\epsilon_{geo}$  に完全に入れ替わっていることがわかる。このように DS 試験での補強土のせん断特性は、土のせん断強度と引張り補強効果の発現プロセスが統合されたものであることが理解できる。

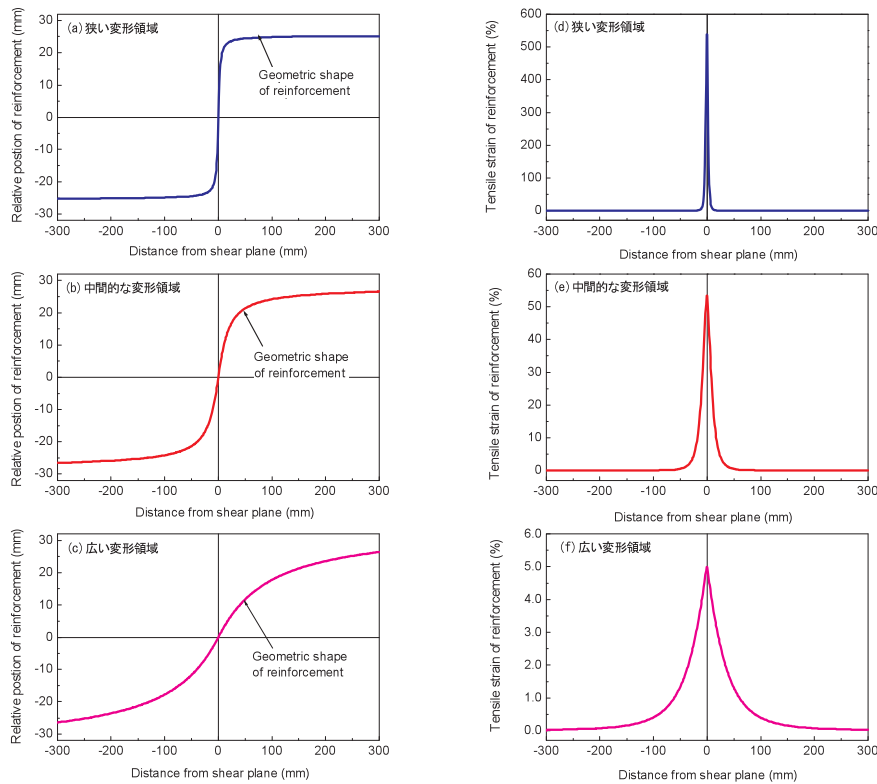


**Fig. 61** 式(4),(5),(6)によって算出されたせん断領域内の補強材の平均的な引張ひずみ：  
 (a) 全体図；(b) せん断変位量が小さい段階での拡大図  
 Averaged tensile strain in the reinforcement of the shear zone calculated by eqs (4), (5), (6):  
 (a) overall view; (b) enlargement of the small shear displacement

次に、せん断領域内に発達する補強材引張ひずみとせん断領域の幅  $L$  の関係について考える。**Fig. 62** にせん断領域の初期幅  $L$  が異なる条件でのせん断領域内に発達する補強材引張ひずみ  $\epsilon_r$  とせん断変形量  $\Delta x$  の関係を示す。供試体膨張量  $\Delta y$  が同一の状態であれば、せん断領域の幅  $L$  が狭いほど、同一の  $\Delta x$  に対する  $\epsilon_r$  は大きくなるのがわかる。さらに、**Fig. 63** に同一のせん断変位量  $\Delta x$  での実測結果に基づいた補強材の変形パターンと、補強材の変形形状から算定した  $\epsilon_{geo}$  の分布を示す。なお、ここで示す  $\epsilon_{geo}$  は供試体膨脹量が発生しないものとし、補強材と土の間にすべりが生じないと仮定した場合の補強材引張ひずみの値である。補強材の敷設角  $\theta$



**Fig. 62** せん断領域の幅  $L$  が異なる場合での式(4)により算定されたせん断領域内の平均的な補強材引張ひずみ  
 Averaged tensile strain of reinforcement within the shear zone calculated by eq (4) at different shear zone widths  $L$



**Fig. 63** せん断領域の幅  $L$  がせん断領域内の補強材引張ひずみの発達分布に与える影響：  
 (a), (b), (c) せん断変位量  $\Delta x=52$  mm 時の補強材の変形形状；(d), (e), (f) 補強材と土の間にすべりが発生しないと仮定したときの補強材引張ひずみ分布  
 Effect of shear zone width  $L$  on distribution of tensile strain development in the reinforcement



を用いると  $\varepsilon_{geo}$  は  $1/\cos\theta - 1$  で求められる。せん断領域の幅  $L$  が小さい場合は Fig. 63(a) のように、より狭い範囲で補強材が引き伸ばされるため、Fig. 63(d) のように補強材引張ひずみ  $\varepsilon_{geo}$  はせん断中央付近で極めて大きくなる。一方、Fig. 63(e) の  $L$  が大きい場合では、Fig. 63(f) のように  $\varepsilon_{geo}$  は広範囲に小さな引張ひずみが分散して、せん断中央面上の最大値が小さくなる。この算定結果だけを考えると、せん断領域の幅  $L$  が小さいほど高い引張り補強効果を発揮することになる。しかし、以下のことを考慮すると、実際にはその逆で、高い引張り補強効果が発揮されるほどせん断領域の幅  $L$  は拡大する。

- ① 補強材に十分なアンカー力が確保されるほど、アンカー領域に再配分される引張ひずみの累積値が小さく、補強材端部での引抜けが生じにくい。つまり、せん断領域への補強材の引込み量は小さくなって、補強材に高い引張り力が作用することになる。この場合、せん断領域の幅  $L$  が狭いよりも広い方が  $\varepsilon_r$  の発生量が小さくなるので、せん断領域が拡大する。
- ② これとは対照的に、補強材に十分なアンカー力が確保されていない場合であり、アンカー領域に再配分される引張ひずみの累積値が大きく、かつ、補強材端部での引抜けが生じやすい。すなわち、せん断領域への補強材の引込み量が大きいので、局所的な変形が許容される。そのため、Fig. 63(a) のような局所的な変形が生じて、実際には補強材と土の間ですべりが生じていて、Fig. 63(d) のような計算通りの  $\varepsilon_{geo}$  は発揮されない。

さらに、このことを踏まえて、土のせん断強度・ひずみ状態を基本にして考察を加えてみる。せん断領域内のせん断ひずみ  $\Delta x/L$  が同一の状態を想定すると、土のひずみ硬化・軟化状態は  $\Delta x/L$  で決定される。すると、ダイランシーの発生率  $\Delta y/L$  も  $\Delta x/L$  に比例する。従って、 $\varepsilon_d$  も  $\Delta x/L$  によって決まる。また、 $\varepsilon_{geo}$  も次式に表れるように  $\Delta x/L$  によって一義的に決まる。

$$\varepsilon_{geo} = \sqrt{\Delta x^2 + L^2} / L - 1 = \sqrt{(\Delta x/L)^2 + 1} - 1 \quad (7)$$

一方、せん断領域内での補強材の伸び量  $\Delta L = \varepsilon_r \cdot L$  はせん断領域の幅  $L$  に比例する。すると、 $L$  が小さい場合に比べて補強材の伸び量  $\Delta L$  が大きくなる分、アンカー領域に再配分される引張ひずみが相対的に小さくなり、補強材引張り力の解放が生じにくくなる。つまり、 $L$  が大きいほど同一の  $\Delta x/L$  における補強材の引抜け抵抗力は大きくなり、せん断領域に高い引張り力が留まりやすい。したがって、せん断領域内の土がひずみ軟化して残留状態に達する前に補強効果が発揮される可能性が高くなる。加えて、アンカー領域での引抜け抵抗の最大値  $(\sigma_n)_{max}$  は、補強材面に沿って形成されるせん断層の厚みが大きいほど、つまり、ダイランシーの最大量が大きくなるほど大きくなる。従って、粒子形状が同じでも粒径が大きいほど  $(\sigma_n)_{max}$  が大きくなる。すなわち、アンカー力は大きくなり、せん断領域内の補強材引張り力は解放されにくくなると言える。

### c. DS 試験と PSC 試験での引張り補強メカニズムの類似点と相違点

土と補強材の変形モードとその相互作用の面から、直接せん断(DS)試験と平面ひずみ圧縮(PSC)試験での引張り補強メカニズムの相違点と類似点を比較し、DS試験で発揮される引張り補強メカニズムについて考察する。Fig. 64 は、豊浦砂による無補強および補強供試体のPSC試験結果の例である。無補強供試体に対する補強供試体のピーク強度の増加率は、Fig. 60 に示したDS試験では  $SR_{DS}=1.2$  であるが、PSC試験では  $SR_{PSC}=2.4 \sim 7.1$  と遙かに大きい。また、DS試験でピークせん断強度発揮時のせん断変位量は  $RP_{DS}=1.9$  倍増加しているが、PSC試験ではピークせん断強度発揮時の圧縮ひずみは  $RP_{PSC}=2.6 \sim 5.3$  倍と大幅に増加している。上記の相違の原因の一つは補強材の引張剛性や敷設間隔などの諸条件の相違であるが、以下に示す載荷モードの本質的な相違が主要因である。

#### (1) PSC 試験

PSC試験(Kongkitkul et al. 2007)では Fig. 65 に示すように供試体内に一樣なひずみが発生する載荷モードである。供試体内に補強材を土の最小主ひずみの発生方向に

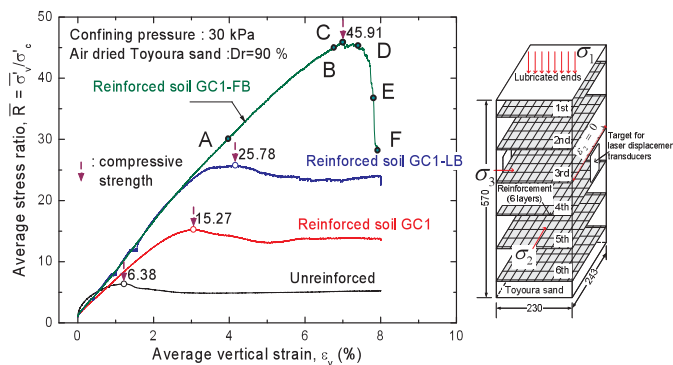
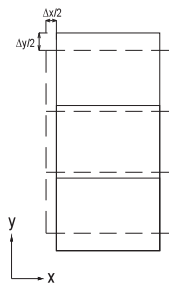


Fig. 64 豊浦砂による無補強および補強供試体のPSC試験結果の例(Kongkitkul et al. 2007より引用)  
Examples of PSC test results in un-reinforced and reinforced Toyoura sand specimens

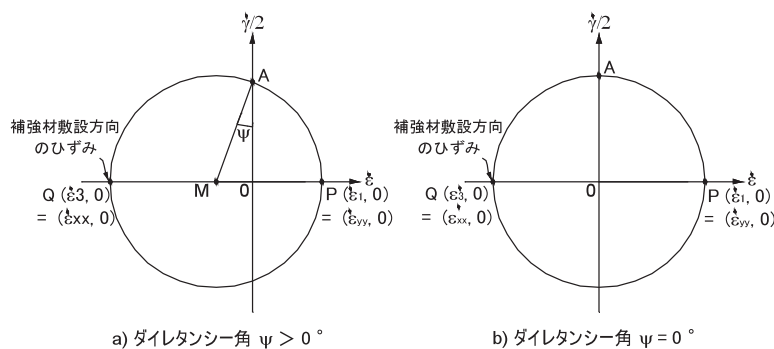


**Fig. 65** PSC 試験における補強供試体の変形モード  
Deformation mode of reinforced specimens in PSC test

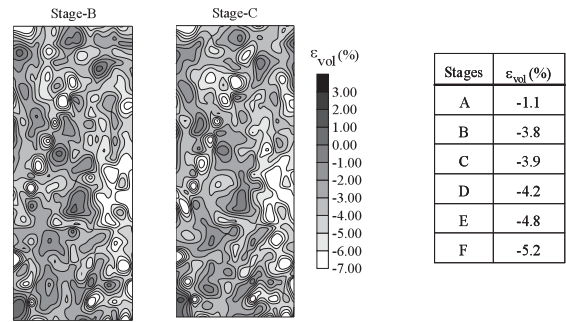
敷設した場合を考えると、圧縮ひずみ  $\epsilon_1$  の発生に伴って水平方向に引張ひずみ  $\epsilon_3 = -\nu\epsilon_1$  が発生する（ポアソン効果； $\nu$ ：ポアソン比）。このとき、補強供試体の平均的な土のひずみ状態は **Fig. 66** のように表すことができる。ダイレタンシー角 ( $\psi > 0$ ) が大きいほど、**Fig. 66(a)** に示すように補強材敷設方向の  $\epsilon_3$  は大きくなる。また、 $\psi = 0$  の場合でも  $\epsilon_3$  は発生する (**Fig. 66(b)**)。実際には補強供試体内ではひずみ分布は非一様になるが、ひずみの局所化が生じる以前では補強材全面に引張り力が作用するため、供試体全体に水平方向の土の引張ひずみの発達を拘束する伸張効果が発揮される。**Fig. 67** に示すのがその例であり、ピーク強度付近まで供試体全体にひずみが発達し、供試体の体積が膨張し続けていることがわかる。このように、PSC 試験では土のポアソン効果によって引張り力が補強材全面に動員されるため、ひずみの局所化が生じて土のひずみ軟化が生じる前に高い伸張効果が発揮され、それによって顕著な強度増加が生じる。

**(2) DS 試験**

供試体内部でひずみが局所化することを強制しており、ひずみの主要な発生箇所はせん断領域に限定される。このため、供試体の水平せん断に起因する補強材引張り力は必然的にせん断領域内でしか発生しない。**Fig. 68** および **Fig. 69** (Wu et al. 2002, 松島ら, 2002) に示すのがその例である。水平せん断面に対して  $\theta = 90^\circ$  方向に補強材を配置した場合、**Fig. 70** のせん断領域内の土の平均的なひずみ状態に示されるように (e.g. Jewell & Wroth, 1987), 供試体膨張が継続する間では、ダイレタンシー



**Fig. 66** PSC 試験における供試体の平均的なひずみ増分のモール円  
Mohr's circle of incremental average strain on specimens in PSC test

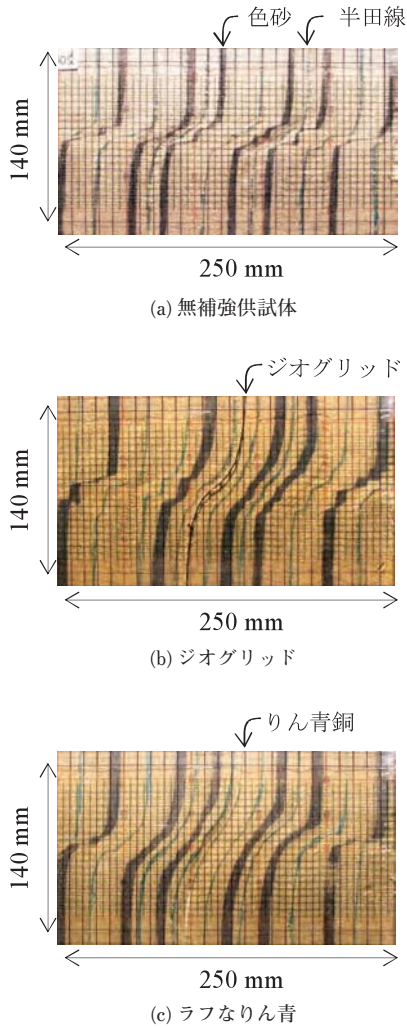


**Fig. 67** PSC 試験における補強供試体のピーク強度付近時の供試体内の体積ひずみ分布および **Fig. 64** 中の各せん断ステージでの体積ひずみの平均値 (Kongkitkul et al. 2007 より引用)

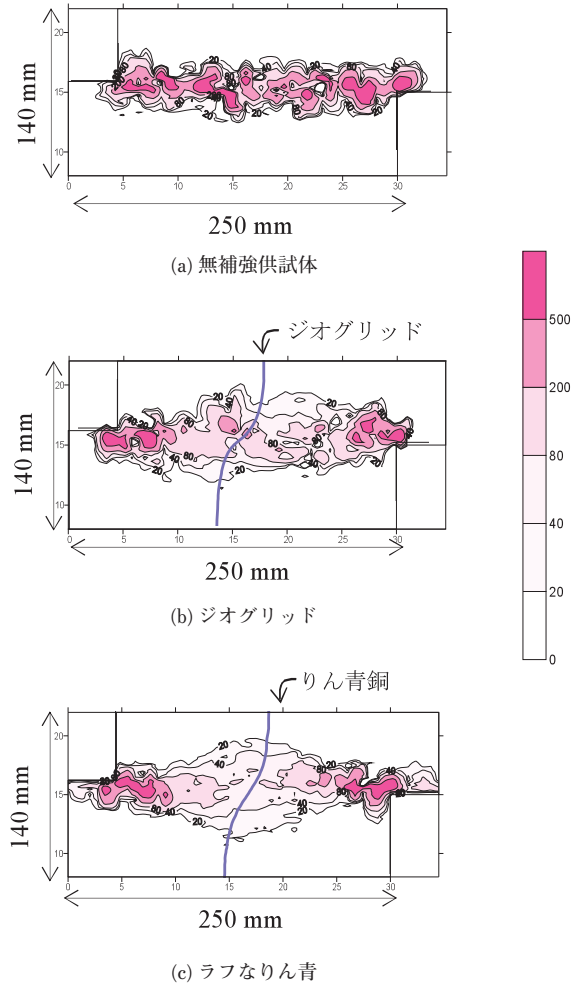
Volumetric strain distributions of the reinforced specimen in the vicinity of peak strength in the PSC test and average values of volumetric strain at peak shear loading stage

が生じて ( $\psi > 0$ ), 補強材敷設方向に引張ひずみが生じる (**Fig. 70(a)** の点 A)。これによりせん断領域内では土の引張ひずみの発達を拘束する伸張効果が発揮される。しかし、せん断領域内には極めて大きなせん断ひずみが生じて  $\psi = 0$  の状態になると、補強材敷設方向に土の引張ひずみは発生しなくなる (**Fig. 70(b)** の点 A)。しかし、その一方で、土のひずみ増分では表現できない補強材の形状変化が生じて引張ひずみ  $\epsilon_{geo}$  (式 6) が生じる。本論文で言う引留め効果に起因する引張ひずみのことである。なお、引留め効果は III -1-b 節「土の変形モードに基づく引張り補強効果の違い」で述べたように伸張効果とはまったく別の働きをしている。

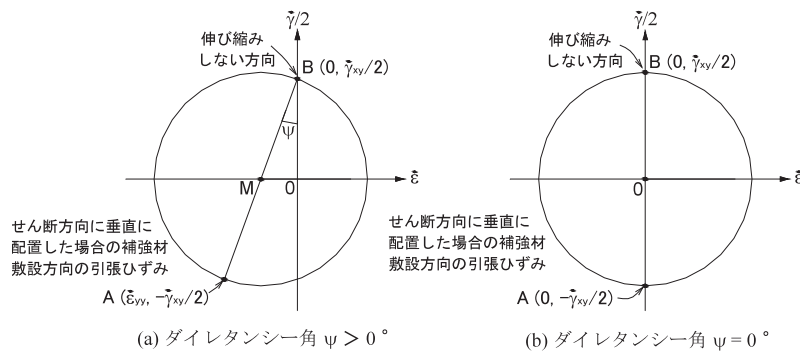
また、補強材を最小主ひずみ方向に配置した場合では、鉛直に配置した場合よりも高い引張り補強効果が期待できる。しかし、その場合でも補強材引張り力の主因である土の変形はせん断領域内に限定されるため、引張り補強効果は PSC 試験の場合よりも弱い。さらに、上記の载荷モードの違いに加えて、DS 試験ではせん断箱の両側壁が同時に水平方向に変位するため、**Fig. 71(a)** に示すように供試体内部では主応力方向が回転し (Jewell, 1989), せん断中央面上の中心点を対称として最大主応力の方向 (**Fig. 71** の供試体内の左上から右下に向かって) に受動的な応力領域が、最小主応力方向に主



**Fig. 68** DS 試験における豊浦砂の無補強および補強供試体内部変状の様子(せん断変位量 $\Delta x=45\text{mm}$ 時)  
(Wu et al. 2002 および松島ら, 2002 より引用)  
Observed deformations inside the un-reinforced and reinforced Toyoura sand specimens in the DS test



**Fig. 69** DS 試験における豊浦砂の無補強および補強供試体内部の水平せん断ひずみ( $\gamma_{xy}$  (%))のコンター図  
(Wu et al. 2002 および松島ら, 2002 より引用)  
Contour map of lateral shear strain inside the un-reinforced and reinforced Toyoura sand

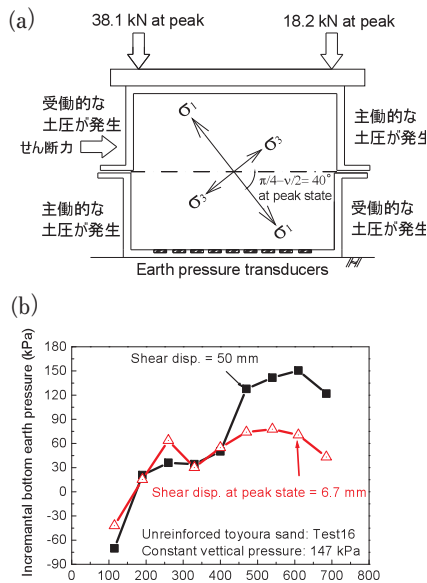


**Fig. 70** DS 試験におけるせん断領域内部での平均的なひずみ増分のモール(水平のせん断方向は伸び縮みしないと仮定)  
Mohr's circle of incremental average strain within the shear zone in the DS test

働的な応力領域が形成される。事実、**Fig. 71(b)**の無補強供試体での下箱底面の垂直土圧の分布に見られるように、右側の受働的な領域では、土圧が増加しているが、左側の主働的な領域では土圧が減少する。これと共通して、**Fig. 72(a)**の鉛直に2層配置した補強材に作用する水平土圧(直応力)変化を見ると、せん断上箱の左側

(Forward側)に形成される受働的な領域では、補強材面に作用する土圧は大きくなるが、上箱右側(Backward側)の主働的な領域に配置した補強材面に作用する土圧は遙かに小さい。その結果、**Fig. 72(b)**に示すようにForward側の補強材上端での引抜けは生じないが、Backward側では引抜けが生じる。なお、補強材の引抜け量は、供試





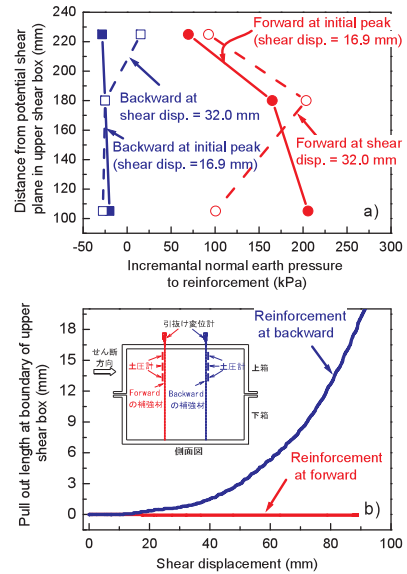
**Fig. 71** 無補強供試体 (Test16) の内部応力状態：  
 (a) ピーク強度時での主応力方向；  
 (b) せん断箱底面での垂直土圧分布  
 Stress conditions inside the un-reinforced specimen (test 16):  
 (a) Principle stress direction at peak strength;  
 (b) Normal stress distribution on the bottom of the DS box

体境界から内部に引込まれる方向を負とした。これに対して、PSC 試験では圧縮応力の増加に伴って補強材敷設面の直圧力が增大するため、補強材は極めて引抜けにくくなる。

したがって、せん断過程において補強材に作用する直応力の増加率はPSC 試験の場合よりもDS 試験の方が遙かに小さいため、アンカー領域に補強材引張ひずみが再配分されやすく、かつ、補強材端部で遙かに引抜けやすいと言える。その結果、土のひずみ軟化が生じる前にせん断領域内に高い引張り力が留まりにくく、高い引張り補強効果が得られにくい。

以上のことがDS 試験では引張り補強しても載荷初期でのピーク強度およびピーク強度発揮時のせん断変位量が大幅に増加しない理由である。以下にDS 試験とPSC 試験での引張り補強メカニズムの相違点(松島ら, 2007a)をまとめる。

- ① DS 試験では、土のピーク強度を迎える比較的小さいせん断変位量までの間しか伸張効果が発揮されない。かつ、その効果は補強材の全敷設長のうちせん断領域の一部に限定される。一方、補強材の幾何学的な形状変化に起因する引留め効果は土がひずみ軟化した以降でも継続的に発揮されるため、せん断後半でも強度が増加し続ける。
- ② PSC 試験では、補強材全面に伸張効果が表れるため、土のひずみ軟化が生じる前に高い補強効果が得られる。
- ③ DS 試験では、PSC 試験のように補強材に作用する直圧力がせん断過程で大きくならないため、ア



**Fig. 72** (a) 補強材面での垂直土圧変化  
 (b) 供試体境界での補強材端部の引抜け挙動 (Test33)  
 (a) Change in the normal earth pressure acting on the reinforcement;  
 (b) Pull-out behavior on the boundary of the specimen

ンカー領域に引張り力が再配分されやすく、補強材端部での引抜けが生じやすい。すなわち、補強材の定着条件の影響を受けやすく、高い補強材引張り力がせん断領域内に留まりにくい。

- ④ 上記の理由により、DS 試験では土のひずみ軟化を阻害する働きが弱く、土がひずみ軟化する前に高い強度が発揮されにくい。

以上のことから、PSC 試験とDS 試験での補強材引張ひずみの発達メカニズムは全く異なるものであり、本質的に強度発現の主因が異なっている。DS 試験において土のひずみ軟化が進行する前に高い強度を発揮させるためには、せん断領域内に生じるせん断ひずみが小さい段階で、出来るだけ補強材に高い引張り力をせん断領域内に発揮させておく必要がある。それには、次の要因の影響を調べておくことが重要である。

- ① 土のせん断ひずみと補強材引張ひずみの発達のバランス。これは主に粒子径に比例するせん断領域の幅Lに影響を受ける。
- ② アンカー領域の補強材に再配分される引張ひずみの大きさ。この要因は引抜けにくさのことであり、土質材料の粒子形状、粒子径の比およびせん断箱の寸法と補強材端部の拘束条件に支配される。いわゆる「補強材の定着長」の影響を受ける。これらの要因については次節で詳しく説明する。

#### 4 補強材の定着条件の違いが引張り補強効果に及ぼす影響

本節では、はじめに、①補強材と土のひずみの適合性

の面から土中の補強材引張ひずみの再配分過程と、②補強材端部の定着条件の違いが供試体内部の土のせん断ひずみの発達構造に及ぼす影響について考察する。つぎに、上記の考察を踏まえて、③補強材の定着条件および土質材料の粒子径や形状の違いが引張り補強効果による強度発現メカニズムについて検討する。

**a. 補強材と土のひずみ・変位の適合性**

土中の補強材引張ひずみの再配分過程を理解するため、Fig. 73に基づいて土と補強材の間のひずみ・変位の適合性について考察する。せん断中央面と補強材が交わる点を不動点(O点)として、補強材に面する土(辺OA)がせん断変形を受けた場合、土のダイランシーと幾何学的な形状変化により、補強材敷設方向には次のような土の引張ひずみが生じる。

$$\epsilon_{r,0} = \left( \frac{1 - \epsilon_{d,0}}{\cos \theta_0} - 1 \right) \quad (8)$$

仮に補強材と土の間にすべりが発生しないとすると、動員される引張り力  $T_{mob}$  は

$$T_{mob} = T_{max} = E \times \epsilon_{r,0} = E \times \left( \frac{1 - \epsilon_{d,0}}{\cos \theta_0} - 1 \right) \quad (9)$$

で表される。

ここで、 $\epsilon_d$  : ダイランシーに起因する鉛直方向の土の引張ひずみ

$\theta$  : 供試体の水平せん断に伴う補強材敷設角

$E$  : 補強材の引張剛性 (kN/m)

補強材と土の間に発揮しうる摩擦抵抗力よりも大きな引張り力が生じると、補強材と土の間にすべりが発生し、摩擦抵抗力を上回る引張り力が補強材端部方向の隣接区間に伝達される。補強材と土が発揮しうる抵抗力  $T_f$  と

すると、動員される引張り力  $T_{mob}$  は、

$$T_{mob} = T_f < T_{max} \quad (10)$$

と表される。結局、補強材には引張ひずみ  $\epsilon'_{r,0} = \frac{E}{T_f}$  が発生し、土と補強材の間には  $\epsilon_{r,0} - \epsilon'_{r,0}$  のすべりが生じる。このすべりを不動点から敷設長さ  $l$  離れた地点での累積量  $\lambda$  で表せば、次のようになる。

$$\lambda = \int_0^l \left( \frac{1 - \epsilon_{d(y)}}{\cos \theta(y)} - \epsilon'_{r(y)} \right) dy \quad (11)$$

$\lambda$  は土の変形に対して補強材が追従し得なかった残差であり、補強材端部からせん断中央面への引込み量に等しい。補強材端部で引抜けが生じていない状態では、この  $\lambda$  の値は、補強材端部に向かうにつれ、アンカー領域に引張ひずみが補強材に再配分されることによって  $\lambda$  が小さくなり、補強材に引張り力が伝達されない地点で  $\lambda$  の値はゼロとなる。

ここで、せん断領域とアンカー領域の境界面での  $\lambda$  の大きさを考えると、補強材の単位敷設長さ当たり補強材と土が発揮しうる摩擦力  $T_f$  が小さいと、より長い範囲にわたって引張ひずみが再配分されるため、補強材引張ひずみの累積値が大きくなる。すなわち、せん断中央面への補強材の引込み量  $\lambda$  は大きくなる。その結果、せん断領域内の補強材引張ひずみの最大値が低下、即ち、補強材引張り力  $T_c$  の低下が生じる。

**b. 補強材の形状変化に伴う補強材引張り力の発達と実際**

Fig. 74 に CL 条件および FD 条件での豊浦砂の補強供試体の試験結果 (Test100 & Test110) を示す。CL (constant load) 条件は供試体上下面の補強材端部を一定の引張り力 (4.0kN/m) で負荷した状態であり、FD (fixed

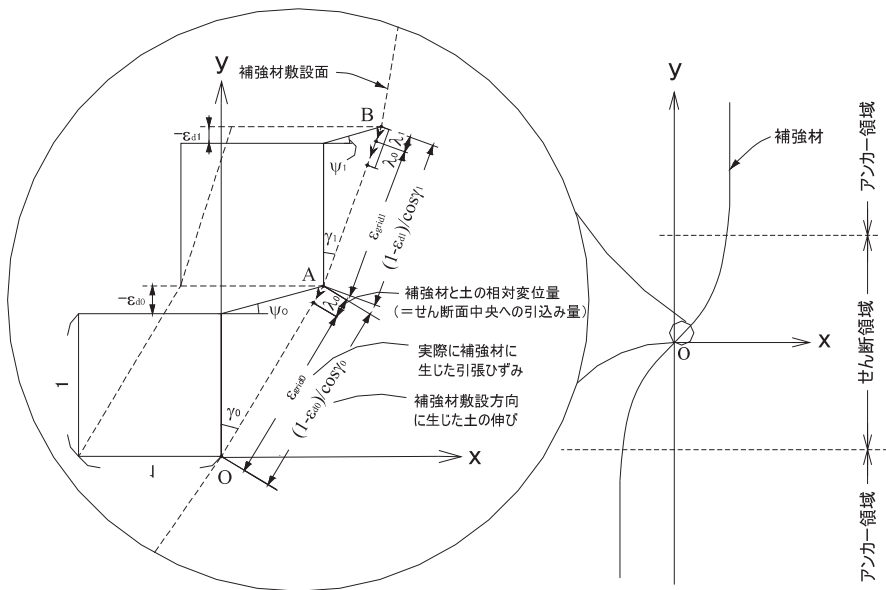


Fig. 73 補強材引張ひずみが再配分された状態での補強材と土のひずみの適合条件  
Strain compatibility between the reinforcement and soil in the re-distributed tensile strain of the reinforcement

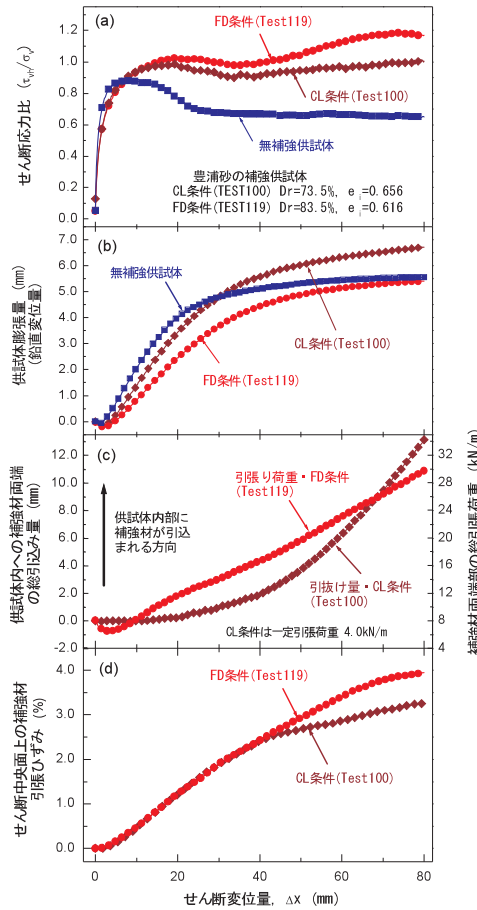


Fig. 74 CL 条件および FD 条件での豊浦砂の補強供試体の試験結果：せん断変位量に対する：(a) せん断応力比の変化；(b) 供試体膨脹量の変化；(c) 供試体境界上での補強材端部の引込み量の変化；および (d) せん断中央面上の補強材引張ひずみの変化  
 DS test results for reinforced sand specimen under CL and FD conditions: relationships between shear displacement and; (a) stress ratio; (b) vertical displacement; (c) pull-out length of reinforcement on the specimen boundary; and (d) tensile strain on the reinforcement in the central shear plane

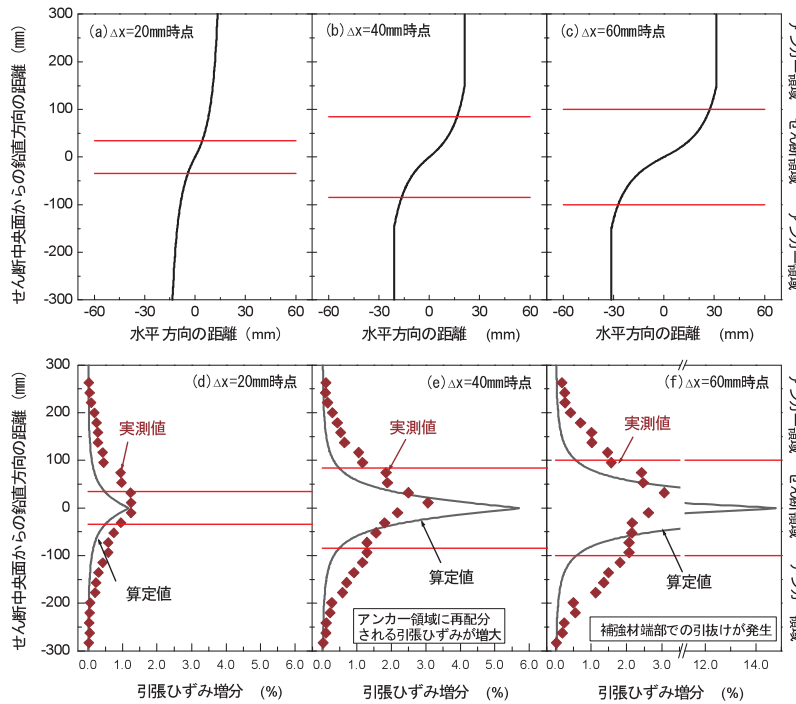


Fig. 75 補強材の変形形状に基づいて式(12)により算定した補強材引張ひずみ  $\epsilon_{geo}$  と CL 条件 (Test100) で実測した引張ひずみの比較：  
 (a), (b), (c) 実測に基づく補強材の変形形状；(d), (e), (f) 補強材引張ひずみの分布  
 Comparison between measured and simulated tensile strain of reinforcement calculated by eq (12) from geometric shape of the reinforcement:  
 (a), (b), (c) measured the geometric shape of the reinforcement; (d), (e), (f) measured distribution of the tensile strain of the reinforcement



displacement)条件は供試体作成前からせん断開始直前まで一定の引張り力(4.0kN/m)を負荷し、せん断開始後は補強材端部の鉛直移動を供試体上下面の境界に対して完全固定した状態である。Fig. 74(c)は「供試体上下の境界面からのせん断中央面への補強材の引込み量」である。Fig. 75にCL条件(Test100)での供試体内部の観察結果から推定した補強材の変形形状および補強材引張ひずみの実測値および算定値  $\epsilon_{geo}$  の分布を示す。ここで算定された補強材引張ひずみ  $\epsilon_{geo}$  は補強材と土の間のすべりが生じない仮定で算出した値であり、補強材の幾何学的な形状変化から次式により求まる。なお、Fig. 75中の補強材引張ひずみ  $\epsilon_{geo}$  はダイレタンスによる  $\epsilon_d$  を含めていない。

$$\epsilon_{geo} = 1/\cos\theta - 1 \tag{12}$$

比較的せん断変位量が小さい段階( $\Delta x < 20\text{ mm}$ )では、Fig. 74(b)に示すように供試体膨張に起因する引張ひずみが補強材に卓越して生じるが、幾何学的な形状変化による引張ひずみは殆ど発生しない。また、この時点では、発生する引張ひずみの絶対量が小さいため、せん断中央面付近で生じる補強材引張り力に対して比較的短いアンカー距離で抵抗でき、Fig. 75(d)に示すように実測された補強材引張ひずみ分布は、せん断面中央付近に集中する。

一方、ややせん断変位量が大きくなった段階( $20\text{ mm} \leq \Delta x < 40\text{ mm}$ )では、より長いアンカー距離に引張ひずみを補強材に再配分することでせん断中央面への引込み抵抗力を発揮するので、実測された補強材引張ひずみは補強材敷設角  $\theta$  が変化しないアンカー領域に分散される。つまり、アンカー領域に再配分された補強材引張ひずみの累積量、すなわち、せん断領域への補強材の引込み量  $\lambda$  の大きさに応じて、せん断領域内に維持される引張り力の大きさが決まる。その結果、Fig. 75(e)に示すようにせん断領域内の引張ひずみの実測値は算定値より小さくなる。

さらに、せん断変位量が大きくなった段階( $\Delta x \geq 40\text{ mm}$ )では、せん断中央面への補強材の引込み力(=引張り力)がアンカー領域での引抜き抵抗力に達するため、補強材端部の拘束条件の影響を受ける。その結果、Fig. 74(c)に示すようにCL条件では補強材端部の引抜きが発生し、FD条件では引張荷重が増加し始める。つまり、これ以降のせん断変位量で、せん断中央面上に維持される引張り力はCL条件よりもFD条件の方が大きくなる(Fig. 74(d))。せん断変位量  $\Delta x = 60\text{ mm}$  の時点では、Fig. 74(c)に示すようにFD条件では補強材端部が完全固定されているため、補強材端部にアンカー力として24kN/mの引張荷重が発生し、CL条件では4.0mm以上の引抜きが補強材端部で発生している。その結果、CL条件ではせん断領域への補強材の引込み量  $\lambda$  は、アンカー領域に再配分された補強材の引張ひずみの累積値

に補強材端部での引抜き量が加わるため、実測した引張ひずみは式(6)で算定した  $\epsilon_{geo}$  よりも遙かに小さくなる(Fig. 75(f))。

c. 定着条件の違いがせん断領域の発達に与える影響

前節で述べたように定着条件が補強材引張り力の発達に影響を与えるだけでなく、供試体内部に形成されるせん断領域の幅  $L$  もアンカー領域での補強材の引抜きにくさ(定着条件)の影響を受ける。せん断中央面に向かって補強材が引込まれる量  $\lambda$  は、CL条件よりも補強材端部が完全固定されているFD条件の方が小さくなるので、FD条件では強制的に補強材が引き伸ばされる。その結果、補強材の幾何学的な形状変化によって生じる実質的な引張ひずみの発生量は補強材端部での引抜きが生じない分、大きくなる。しかし、単純にCL条件に比べてより大きな引張ひずみが補強材に発生する訳ではない。実際にはせん断領域の幅  $L$  を拡大して補強材の引張ひずみの発生を抑制する働きが強くなる。それを模式的に示したのがFig. 76である。せん断領域の境界上に同一の引抜き抵抗力(=引張り力)が発揮された状態を考えると、Fig. 76(a)の引抜きやすい場合、アンカー領域の広い範囲に引張ひずみを再配分することにより引抜き抵抗力を得るため、せん断領域への補強材の引込み量  $\lambda$  (=補強材引張ひずみの累積値)が大きい。また同時に、定着長の影響を受けやすいので、十分な引張り力が動員されないまま補強材端部で引抜きが生じる可能性が高い。その結果、せん断領域への補強材の引込み量  $\lambda$  (=補強材引張ひずみの累積値+補強材端部の引抜き量)が大きく、より狭い範囲で補強材の形状変化が生じやすい。一方、Fig. 76(b)の引抜きにくい場合、アンカー領域のより短い区間で引抜き抵抗力が得られるため、補強材に再配分される引張ひずみの累積値は小さく、かつ、補強材端部での引抜きが生じにくい。つまり、せん断領域へ

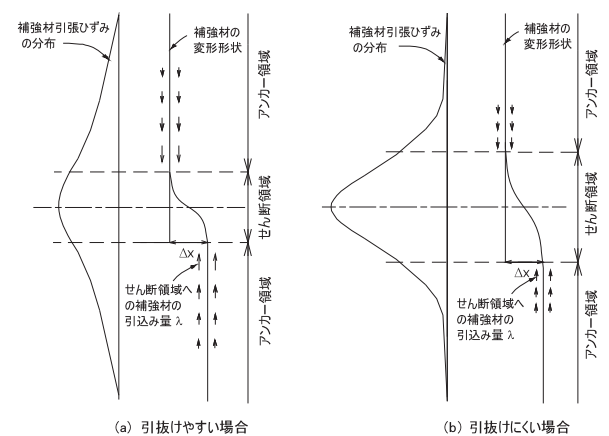


Fig. 76 土中での引抜きにくさが補強材引張ひずみの発達分布および補強材の変形形状に与える影響(せん断領域境界上で同一の引抜き抵抗力が発揮された状態における補強材引張ひずみと補強材変形形状の概念図) Anchoring effect of reinforcement on tensile strain development and deformation of reinforcement

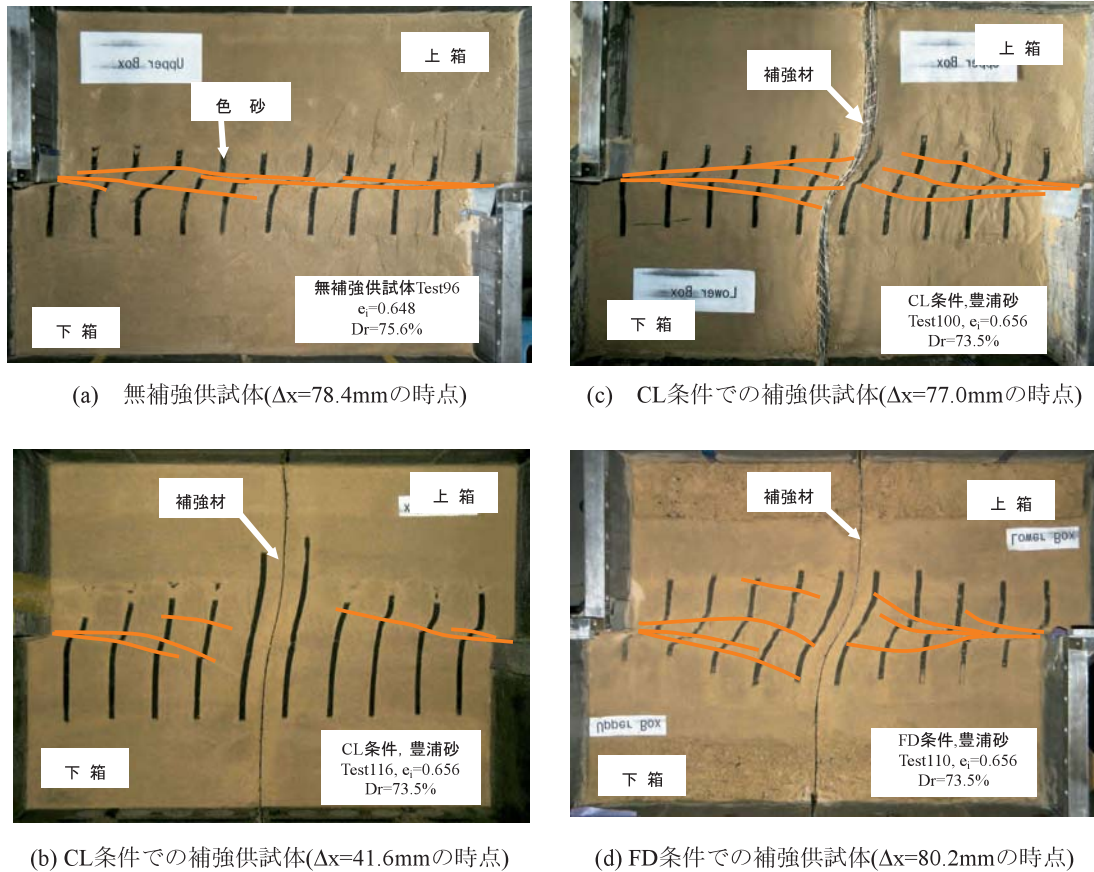


Fig. 77 無補強供試体および補強材端部の拘束条件が異なる補強供試体内部の変状 (気乾状態の豊浦砂供試体を浸潤化して切り出した様子)

Deformations observed inside the un-reinforced and reinforced Toyoura sand specimens under different constraints on the ends of the reinforcement

の補強材の引込み量λは小さくなるので、局所的なせん断変形の発達が阻害される。その結果、せん断領域の幅Lを拡大して補強材引張りひずみの発生が抑制される。事実、Fig. 77の無補強供試体および補強供試体内部の観察結果を見比べると、いずれも補強供試体では、補強材が局所的なせん断変形の発達を阻害するため、無補強供試体のようにせん断中央面付近にせん断ひずみが卓越して発達せず、せん断領域が拡大する。さらに、補強材端部の拘束条件の違いを見ると、FD条件では、強制的に補強材端部での引拔けが防止しているので、CL条件よりも、せん断中央面への補強材の引込み量λが小さくなる。その結果、局所的なせん断変形の発達を阻害する働きが大きくなり、FD条件の方が供試体内部でのせん断ひずみの発達領域が拡大する。このことから、高い引張り補強効果が発揮されるほど、せん断領域が拡大すると言える。

d. 引抜き剛性の違いがせん断領域の発達に与える影響

本研究では、同一の引抜き量に対する引抜き抵抗力の発達程度を表す指標として、引抜き剛性というものをご定義することとした。補強材の土中引抜き試験結果に基づいて引抜き剛性の意味について解説する。Fig. 78に土

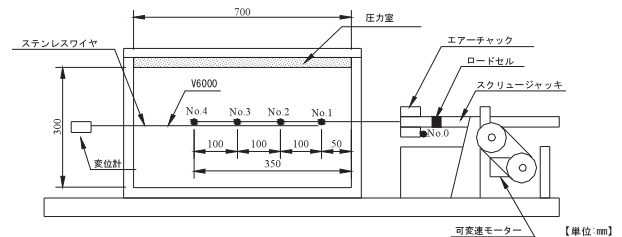


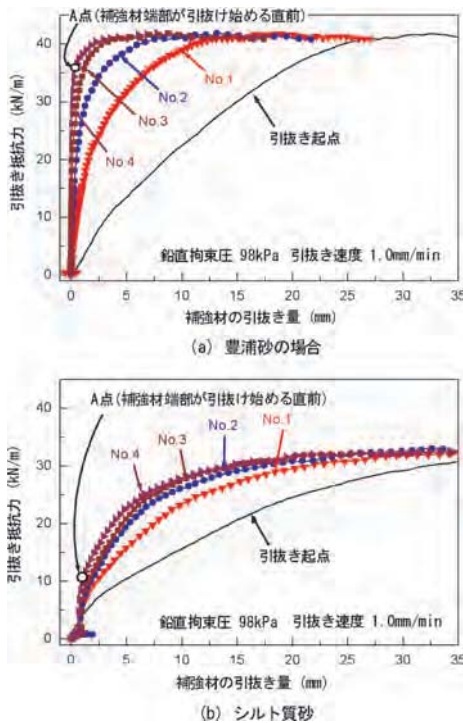
Fig. 78 補強材の土中引抜き試験機の概要  
Schematic of pull-out test device

中での補強材の土中引抜き試験で使用した試験機の概要を示す。土槽寸法は幅40cm、長さ70cm、高さ30cm(下層15cm、上層15cm)であり、土中での補強材の引抜き量(No.0, No.1, No.2, No.3 および No.4)が計測されている。土質材料には豊浦砂、シルト質砂を用いた(Table 17)。補強材にはV6000(土中での敷設寸法が幅38cm×長さ35cm)を使用した。垂直応力 $\sigma_n=29.4$  kPa, 58.8 kPa, 98.0 kPaを地表面からエアバックで載荷して補強材を水平方向に1.0mm/minの一定速度で引抜いた。土中引抜き試験結果から得られた引抜き量と引抜き荷重の関係をFig. 79に示す(データ提供: 太陽工業株式会社; 「スーパーGグリット」土木系材料技術審査証明報告書,

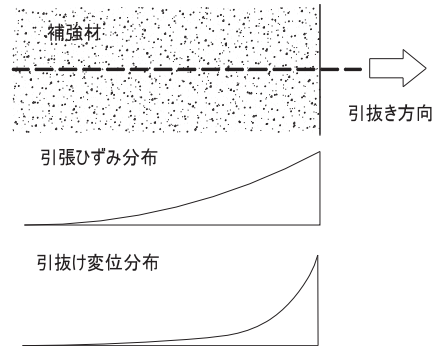
**Table 17** 試料土の土質試験結果  
Properties of backfill materials

試料土		豊浦砂	シルト質砂 (砂混じりローム)
試験時の 締固め状態	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	1.59	1.33
	含水比 (%)	0	21.7
	締固め度 (%)	(Dr=82.3)*	81
標準締固め 試験結果	最大乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	-	1.645
	最適含水比 (%)	-	19.6
粒度試験結果	土粒子の密度 ρ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	2.65	2.75
	礫分 2mm ~ 75mm (%)	0	12.5
	砂分 75μm ~ 2mm (%)	99.7	52.3
	シルト分 5μm ~ 75μm (%)	0.3	26.8
	粘土分 5μm 未満	0	8.4
	均等係数 U <sub>c</sub>	1.7	61.1
	曲率係数 U <sub>c'</sub>	0.90	0.73
	最大粒径 (mm)	0.85	19.0
コンシステンシー 特性	液性限界 W <sub>L</sub> (%)	NP	56.1
	塑性限界 W <sub>p</sub> (%)	NP	27.9
三軸圧縮試験結果	試験条件	CD	UU
	粘着力 c (kPa)	0	19.6
	内部摩擦角 φ (°)	42.8	25.6
	乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	1.57	1.31
	含水比 (%)	0	19.8

\* 豊浦砂の締固め度については相対密度を示す。



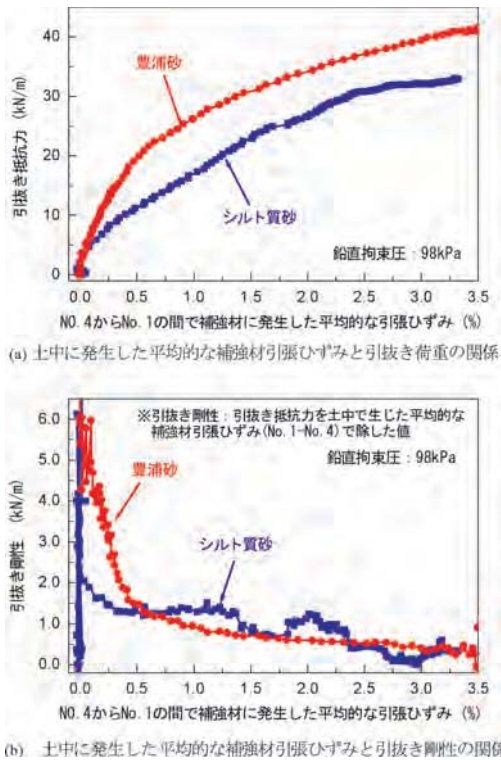
**Fig. 79** 補強材の土中引抜き試験から得られた引抜き量と引抜き荷重の関係  
Relationship between pull-out length and pull-out force obtained from pull-out tests



**Fig. 80** 土中の補強材引張りひずみおよび変位分布 (概念図)  
Tensile strain and displacement distributions of reinforcement in *in situ* soil

1998)。Fig. 79 中に示した点 A は、計測点 No.4 で引抜きが発生する直前のポイントである。この時点で得られる引抜き量は Fig. 80 の模式図に示すように引抜き起点 No.1 から No.4 の位置までに生じた補強材の伸びに等しい。ここで、同一の引抜き量に対する土中の補強材引張りひずみの発達量を調べるため、Fig. 81(a) のように No.1 から No.4 の間で補強材に生じた平均的な引張りひずみと引抜き荷重の関係を整理した。図中での傾きが大きいくほど、補強材敷設間 (No.1 から No.4 までの間) に生じる引張りひずみの勾配が大きい。つまり、短い区間で大きな引抜き抵抗力が発揮されていることになる。この傾き



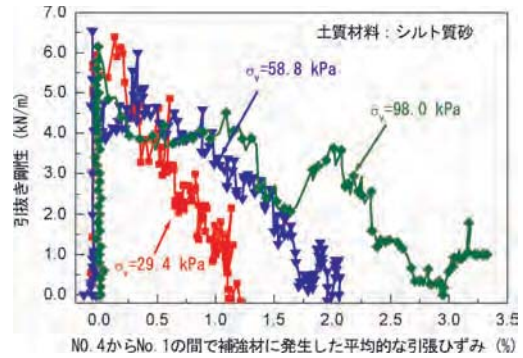


**Fig. 81** 土中の平均的な補強材引張ひずみの発達量と引抜き抵抗力の関係  
Relationship between average tensile strain of reinforcement and pull-out resistance

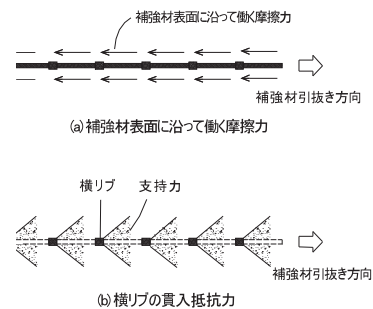
が本研究でいう「引抜き剛性」のことである。引抜き抵抗力を補強材の平均的な引張ひずみで割ったものとして与えられる。豊浦砂とシルト質砂の違いが補強材の引抜き剛性に及ぼす影響を調べてみると、土中の補強材引張ひずみが増加する段階においては、豊浦砂のケースの方がシルト質砂よりも高い引抜き剛性が得られている。**Fig. 81(b)**に示す補強材の平均的な引張ひずみに対する引抜き剛性の変化を見ると、ポストピーク後にシルト質砂のケースでは急激に引抜き剛性が低下するが、豊浦砂のケースでは土中の平均的な補強材引張ひずみの発生量が0.5%の段階までゆるやかに低下していることがわかる。

次に、異なる拘束条件で得られた引抜き剛性の違いを**Fig. 82**に示す。同一の補強材では垂直応力が大きいほど、短い距離で大きな引抜き抵抗力が得られるので、土中で発生する補強材引張ひずみが大きくなり、高い引抜き剛性が維持されやすくなる。

上記のように引抜き剛性は土質材料や拘束条件の違いに大きな影響を受ける(石濱ら, 2001)。これは、単に**Fig. 83(a)**のように補強材と土質材料の間のインターフェース上の摩擦特性だけに依存するのではなく、**Fig. 83(b)**のように横リブ材が土中に貫入していく際に補強材周面で生じるダイレタンスイが、補強材に作用する面圧に大きな影響を与えているためだと考えられる(井沢ら, 2000, 林ら, 2002)。次節では土質材料のダイレタ



**Fig. 82** 異なる拘束条件で得られた引抜きに対する剛性の変化  
Change in pull-out stiffness under different confining pressures



**Fig. 83** 土中の補強材の引抜き抵抗メカニズム  
(Jewell et al. 1985 より引用)  
Pull-out mechanism in reinforced soil

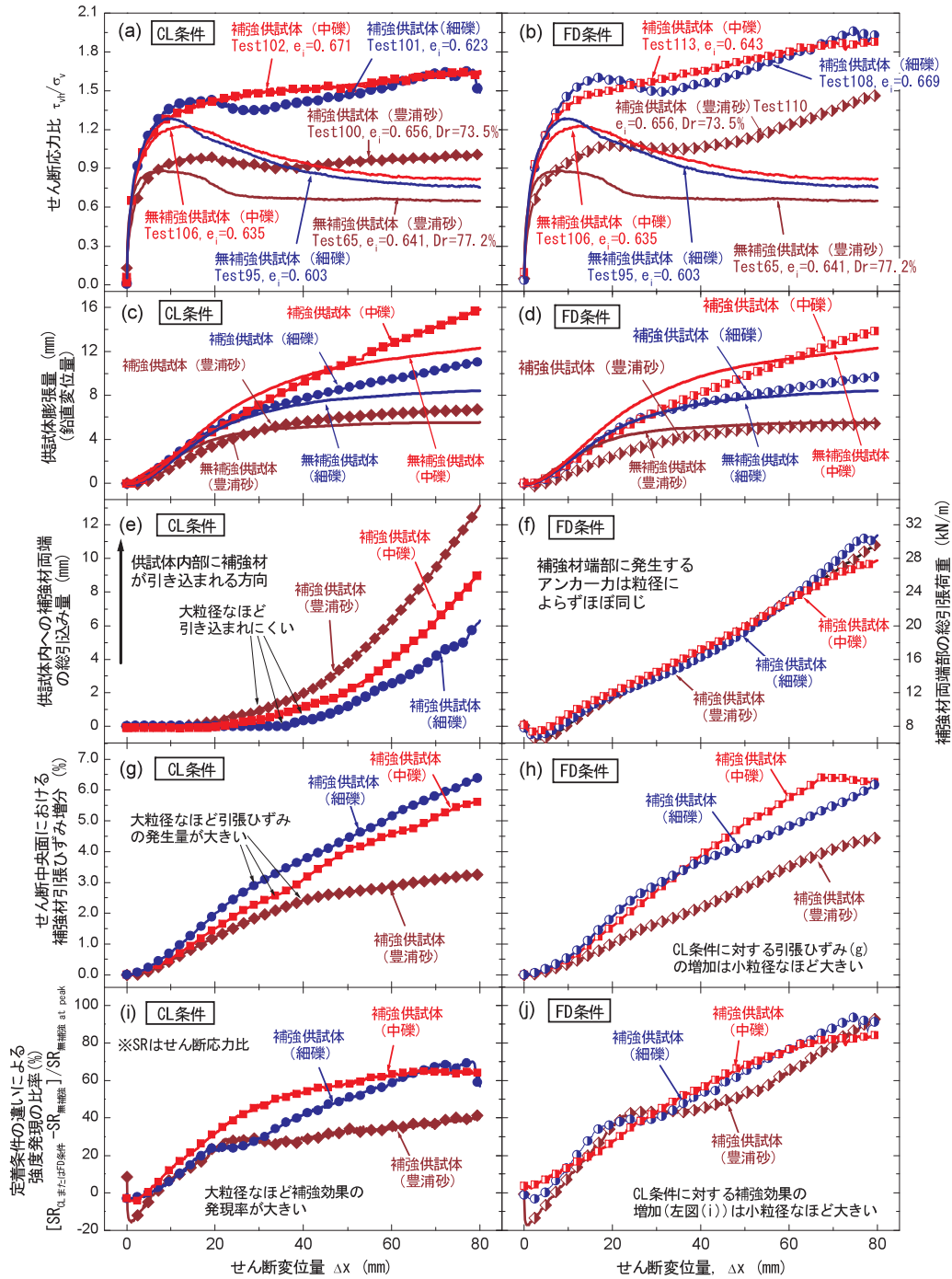
ンスイの発生量に着目して、粒径が異なる土質材料を用いたDS試験結果を報告する。

**e. 補強材定着長と粒子径効果**

豊浦砂、千葉細礫および千葉中礫による無補強および補強供試体の試験結果を**Fig. 84**に示す。なお、CL (constant load) 条件は、供試体上下面の補強材端部を引張り力4.0kN/mを一定に負荷した状態であり、FD条件 (fixed displacement) 条件は、供試体作成前からせん断開始直前まで一定の引張り力4.0kN/mを負荷し、せん断開始後は補強材端部の鉛直移動を供試体上下面の境界に対して固定した状態である。**Fig. 84(e)**は「供試体上下の境界面からせん断中央面への補強材の引込み量」である。この**Fig. 84**より次の現象が観察できる(松島ら, 2008b&c)。

(1) せん断変位量が小さい段階 ( $\Delta x=0 \sim 30 \text{ mm}$ )

- ① 補強・無補強供試体とも、粒径が大きい細礫・中礫ほどピーク強度発揮時のせん断変位量は大きく(**Fig. 84(a)&(b)**)、かつ、供試体膨脹が継続的に発生する(**Fig. 84(c)&(d)**)。
- ② 粒径が大きいほど、せん断変位量が小さい段階で表れるピーク強度の増加がより顕著であるが、小粒径の豊浦砂では補強によるピーク強度の増加は小さい(**Fig. 84(a)&(b)**)。
- ③ 礫材では補強により供試体膨脹量が増加したが、豊浦砂では増加が小さい(**Fig. 84(c)&(d)**)。



**Fig. 84** 豊浦砂・千葉細礫・千葉中礫の無補強および補強供試体の試験結果：せん断変位量に対する；(a)&(b)せん断応力比の変化；(c)&(d)供試体膨脹量の変化；(e)&(f)補強材端部の引抜け挙動；(g)&(h)せん断中央面上の補強材引張ひずみの変化；および(i)&(j)定着条件の違いによる補強効果の強度発現率の変化

DS test results in reinforced specimens with Toyoura sand, fine Chiba gravel and coarse Chiba gravel: Relationships between shear displacement and; (a)&(b) stress ratio; (c)&(d) vertical displacement; (e)&(f) pull-out length of reinforcement; (g)&(h) tensile strain in reinforcement on central shear plane; and (i)&(j) effect of anchoring on development strength ratio

④ せん断変位量が小さい段階では、せん断中央面上に発生する補強材引張ひずみの絶対量が小さいので、これに対応する引張り力がアンカー領域で抵抗できて、CL・FD条件による差はほとんど生じない(Fig. 84(g)&(h))。実際、CL条件での補強材端部での引込み量は殆どなく、FD条件での

補強材端部での引抜け荷重も比較的小さい(Fig. 84(e)&(f))。

(2) せん断変位量 30 mm ~ 最終せん断変位量

① せん断変位量が大きくなっても、粒径が大きい礫材では補強材端部の拘束条件に関係なく、一定の高いせん断強度が維持されている。

- ② 一方、粒径が小さい豊浦砂では、せん断変位量が 30 mm を越えると、CL 条件では見られないような強度増加が、FD 条件では生じ始めている。
- ③ CL 条件での補強材端部の引抜け量は供試体膨脹によりせん断箱上面が鉛直方向に変位するため、供試体膨脹量が大きいほど大きくなる可能性が高い。しかし、実際には Fig. 84(e) に示すように供試体膨脹量が大きい礫材の方が補強材端部の引抜け量は小さくなっている。この状態を模式的に表してみると、Fig. 85 のようになる。図中の供試体膨脹量と補強材端部の引抜け量はそれぞれせん断変位量  $\Delta x = 60 \text{ mm}$  時点での実測値である。礫材の補強供試体では供試体膨脹量が大きくなるので、せん断領域内に補強材を引込む力は確実に大きくなるが、その反面、土中での補強材の引抜き抵抗力が高いため、供試体膨脹量が大きくなった分以上に、補強材が供試体内部で引き伸ばされる。同様に、補強材端部が完全固定された FD 条件では、供試体膨脹量が大きい礫材では、補強材端部での引張荷重が大きくなる可能性が高いが、Fig. 84(f) の補強材両端部の総引張荷重は、土質材料の違いによらず引張荷重の差がほとんどない。これは、礫材の方が短い敷設距離でより大きなアンカー力を発揮でき、供試体内部に大きな引張り力を補強材に発揮できるためである。つまり、同一のせん断変位量で比較すると、Fig. 84(g)&(h) に示すようにせん断中央面での補強材引張りひずみは大粒径材の礫材ほど大きくなるため、補強材端部に必要なアンカー力は供試体膨脹量に比例して大きくならない。
- ④ これと対照的に、小粒径材の豊浦砂ではせん断変位量が小さい段階で補強材端部に引張り力が伝達されるので、補強材端部の拘束条件の影響を受けやすい。その結果、CL 条件では補強材端部での引抜け量が大きく、FD 条件では人工的なアンカー力に依存して補強材端部に大きな引張荷重が生じる (Fig. 84(e)&(f))。そのため、Fig. 84(g)&(h) のせ

ん断中央面での補強材引張りひずみは、CL 条件よりも FD 条件の方が明らかに大きくなる。同様に、大粒径材の礫材でも上記の傾向は当てはまるが、補強材端部の拘束条件への依存度が低いため、CL 条件と FD 条件でのせん断中央面での補強材に発生する引張りひずみの大きさの差は小さくなる。

- ⑤ 上記のせん断中央面での補強材の引張りひずみの発達量に対応して、Fig. 84(i)&(j) の補強材定着条件の違いによる強度発現の比率でみると、豊浦砂では CL 条件に比べて補強材端部が完全固定された FD 条件で大きくなるが、礫材の強度発現の比率は豊浦砂ほど定着条件の影響を受けていないことがわかる。

次に、土質材料の強度・変形特性を基本にして、粒子径・形状が引張り補強効果に及ぼす影響について考察する。Fig. 86 にせん断変位量に対する豊浦砂、細礫、中礫による無補強供試体のピーク応力比で正規化した強度発現率および供試体膨脹量の変化を示す。大粒径材の礫材ほどピーク強度発揮時のせん断変位量が大きく、かつ、ピーク強度発揮後に緩やかなひずみ軟化挙動を示す。これは大粒径材ほどせん断領域の幅  $L$  が大きくなるので、同一のせん断変位量に対して平均的なせん断ひずみ  $\Delta x/L$  は小さくなる。すなわち、より大きなせん断変位量まで土質材料に高い強度が維持される。また同時に、せん断領域の幅  $L$  が大きいので、供試体膨脹量も大きくなる。

したがって、大粒径材ほどピーク強度発揮時のせん断変位量が大きくて高い引張り力が補強材に動員される可能性が高い。Fig. 87 に示すように無補強供試体のピーク強度発揮時のせん断変位量とせん断中央面に動員された補強材引張り力の関係で整理してみると、大粒径材ほど大きな引張り力が発生していることが分かる。さらに、Fig. 88 の土質材料の平均粒径とピーク強度発揮時の補強材引張り力の関係で整理してみると、平均粒径が大きいほど、補強材引張り力が大きくなっていることがよくわかる。これは大粒径材ほど Table 18 に示す通り、以下の 3 つの要因 (松島ら, 2004&2007a) が働くためだと考えられる。

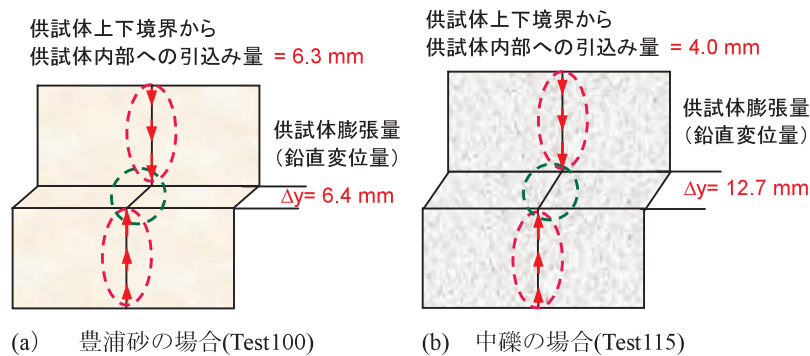


Fig. 85 せん断変位量  $\Delta x = 60 \text{ mm}$  時点における豊浦砂および中礫の補強供試体の膨脹量と補強材端部での引込み量の関係  
Relationship between dilative volume and pull-out length on the end boundaries of the reinforcement at a shear displacement of  $\Delta x = 60 \text{ mm}$



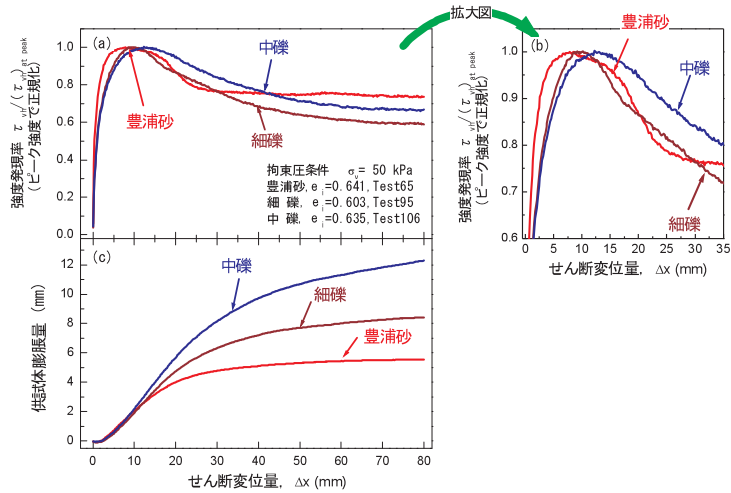


Fig. 86 粒子径が異なる無補強供試体の強度発現率および供試体膨脹挙動：せん断変位量に対する；  
 (a) 強度発現率；(b) 拡大図；および (c) 供試体膨脹量の変化  
 Normalized rate of strength and dilative volume increase in the un-reinforced specimens with different particle sizes: Relationships  
 between shear displacement and; (a) rate of development strength; (b) enlargements and (c) vertical displacement

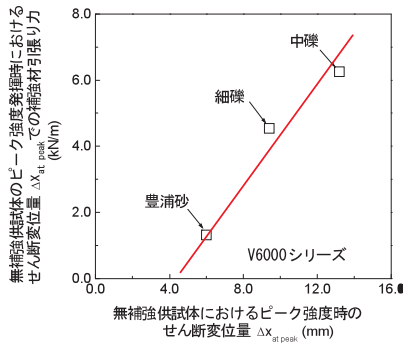


Fig. 87 無補強供試体のピーク強度発揮時におけるせん断変位量とその時点で補強供試体に動員された補強材引張り力の関係

Relationships between shear displacement at peak strength in un-reinforced specimens and mobilized reinforcement forces in reinforced specimens

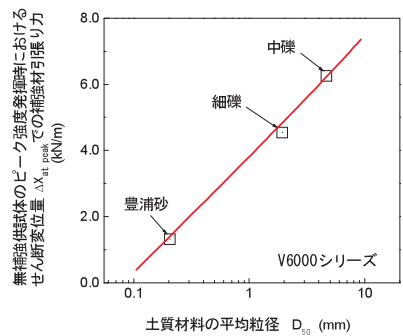


Fig. 88 土質材料の平均粒径と無補強供試体のピーク強度時に動員された補強材引張り力の関係

Relationships between average particle size in granular material and mobilized reinforcement forces at shear displacement when un-reinforced specimens reach peak strength

Table 18 土質材料の粒子径効果  
 Effect of particle size on granular materials

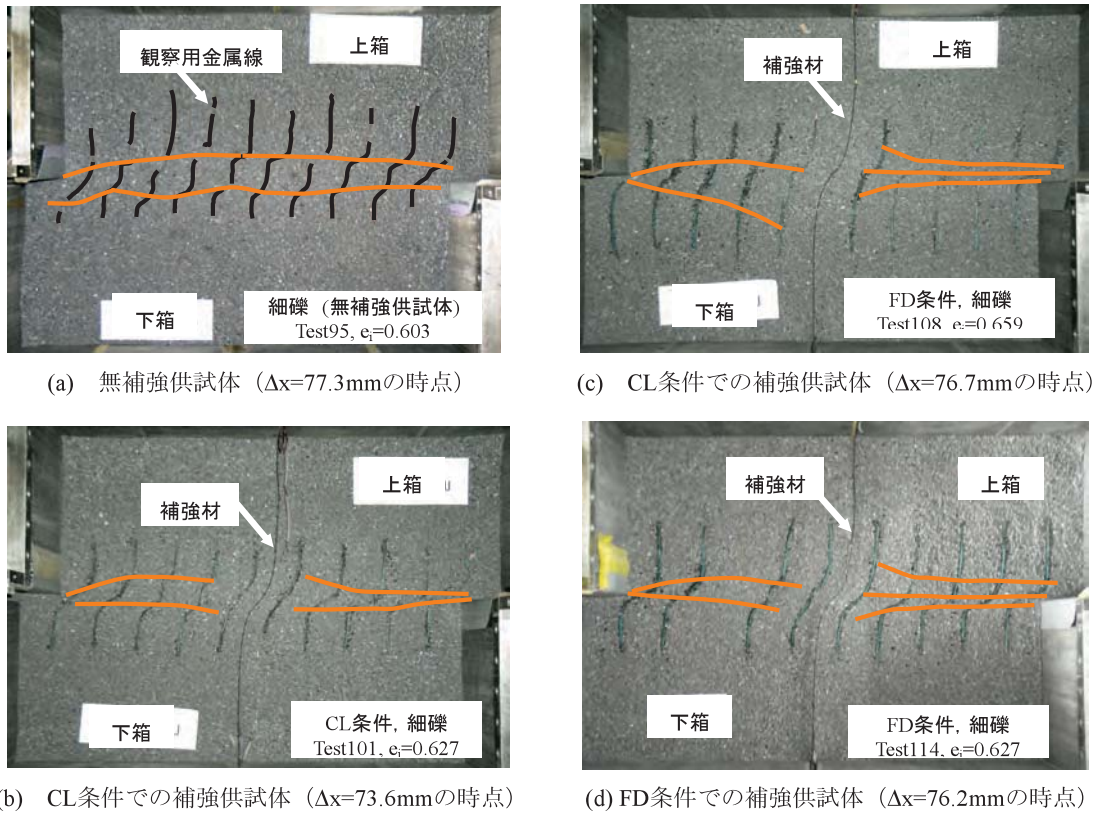
	豊浦砂	細礫	中礫
D <sub>50</sub> (比率)	0.206mm (1.0)	1.93mm (9.4)	4.65mm (22.6)
供試体膨脹量 (引張ひずみの発生量)	→		
ピーク強度発揮時の せん断変位量	→		
引抜けに対する剛性	→		

- ① ピーク強度発揮時のせん断変位量が大きい。
- ② 供試体膨脹量が大きい。
- ③ 補強材に作用する面圧はダイランシーが大きい大粒径材ほど増加するので、せん断領域内で発生した引張り力が解放されにくい<sup>※1</sup>。

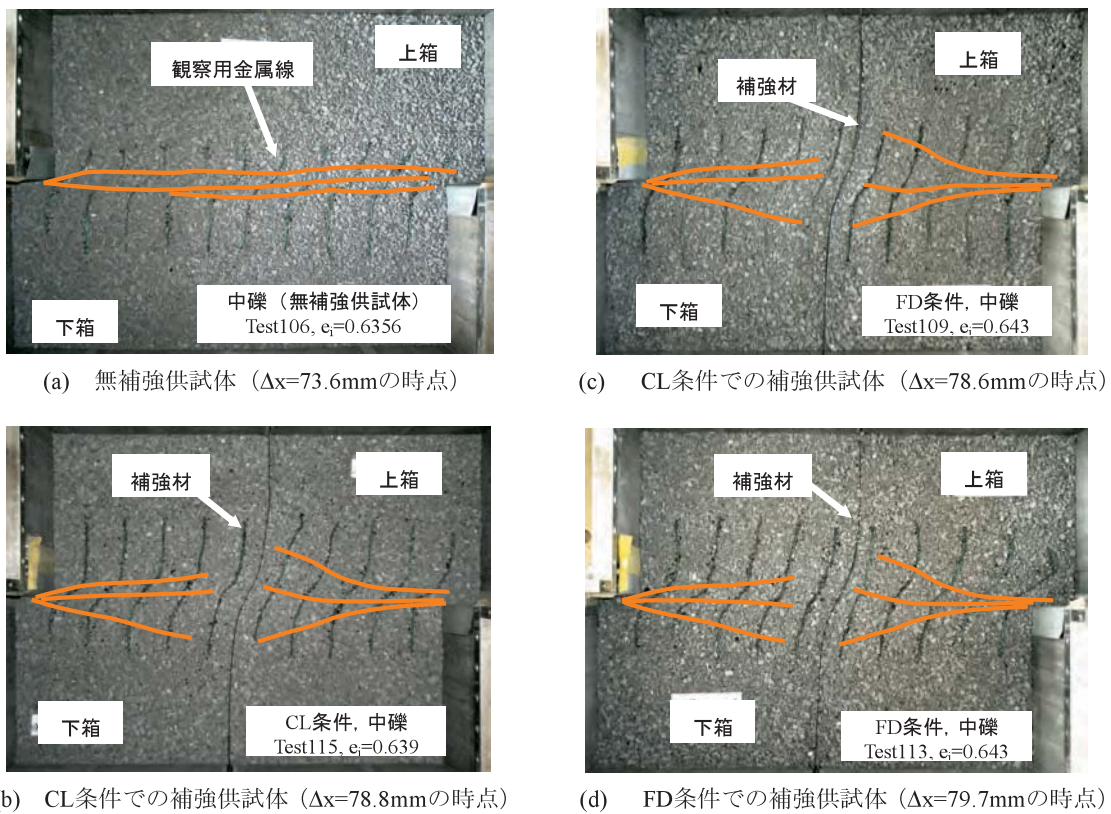
これらの要因により、大粒径ほど補強材定着長の影響を受けにくく、高い引張り補強効果を効率的に発揮することができる。

※1) Fig. 83 に示したようにアンカー領域での補強材の引抜け抵抗力は補強材表面と土質材料の摩擦と横リブの貫入抵抗によって発揮されると考えられる。仮に、土粒子の形状が相似で、粒子破碎が生じないと考えると、ダイランシーが大きい大粒径材ほど補強材に作用する面圧が大きくなるので、補強材表面にはより大きな摩擦力が得られる。また同様に、横リブの貫入抵抗力も横リブの厚みに対して粒子径が大きいほど、せん断領域が拡大するので、ダイランシー発生量が増加し、より大きな引抜き抵抗力が得られるものと考えられる。

次に、補強材の定着条件および粒子径効果が供試体内部のせん断領域の発達過程に及ぼす影響を考察する。豊浦砂・千葉細礫・千葉中礫による無補強・補強供試体内



**Fig. 89** 細礫の無補強供試体および補強材端部の拘束条件が異なる補給供試体内部の変状  
Deformations observed inside the un-reinforced and reinforced fine Chiba gravel specimens under different constraints on the ends of the reinforcement



**Fig. 90** 中礫の無補強供試体および補強材端部の拘束条件が異なる補強供試体内部の変状  
Deformations observed inside the un-reinforced and reinforced coarse Chiba gravel specimens under different constraints on the ends of the reinforcement

部の変状を観察した様子をそれぞれ Fig. 77, Fig. 89 および Fig. 90 に示す。これらの写真から次のことが観察できる。

- ① 豊浦砂の無補強供試体では、Fig. 77(a) のように複数のせん断帯がせん断中央面付近に発生するが、補強供試体では補強材が局所的な水平せん断の発達を阻害するため、上下せん断箱の隙間からせん断面中心に向かってせん断領域が紡錘状に広がる (Fig. 77(b), (c), (d))。
- ② 定着条件の違いでは、CL 条件に比べて FD 条件の方が、より大きなせん断領域が形成されていることがわかる (Fig. 77(c), (d))。この違いは、前述のように FD 条件では補強材のアンカー力不足が人工的に解消されているため、CL 条件に比べてせん断領域への補強材の引込み量が小さいためである。すなわち、FD 条件の方が局所的なせん断変形を抑制する効果が高いので、幅広いせん断領域が形成される。
- ③ 上記の傾向は、細礫・中礫の補強供試体にも当てはまるが、FD 条件と CL 条件に見られる供試体内部の変状の差異が小さい (Fig. 89, Fig. 90)。これはアンカー力が高い礫材では、アンカー力不足の問題が相対的に豊浦砂に比べて小さくなるためであると考えられる。

以上のことから、粒子径が大きいほど、定着条件の影響を受けにくく、CL 条件においてもせん断領域に高い引張り力が留まりやすくなる。また同時に、補強効果の働きが高まるほど、局所的なせん断変形が抑制され、より大きなせん断領域が形成される。

f. せん断領域への補強材の引込みを人工的に抑制した場合

せん断領域への補強材の引込みを抑制する目的で、Fig. 91 および Fig. 92 に示すようにせん断領域境界よりも外側にアンカープレートを取り付けた実験を行った。アンカープレートは、隣り合わせた L 型金具同士を補強材に固定する方法を採用した。Fig. 93 にアンカー効果の影響を調べた豊浦砂の補強供試体の実験結果を示す。この図から次のことが分かる。

果を示す。この図から次のことが分かる。

- ① Fig. 93(a), (e) に示すように、いずれの補強供試体においてもアンカープレートを設置していない条件では、土質材料のひずみ軟化により一時的に強度低下が現れる。これに対して、アンカープレートを設置した条件では、一時的な強度低下は消失していて、せん断変位量が小さい段階 ( $\Delta x < 20 \text{ mm}$ ) で高い強度増加が表れる。これは、Fig. 94 のようにアンカープレートがせん断中央面への補強材の引込みに対して受動的な抵抗力が有効に発揮されたことを意味する。
- ② Fig. 93(d) のせん断中央面での補強材引張ひずみの変化を見ると、アンカープレートを設置してい

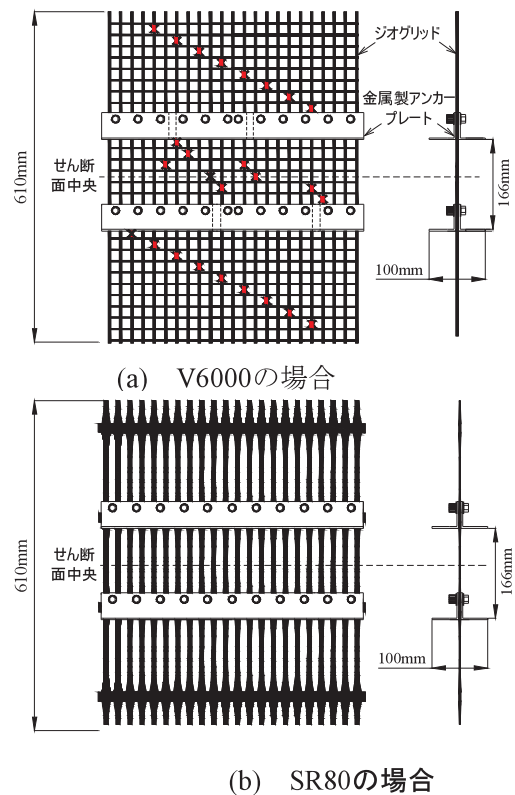
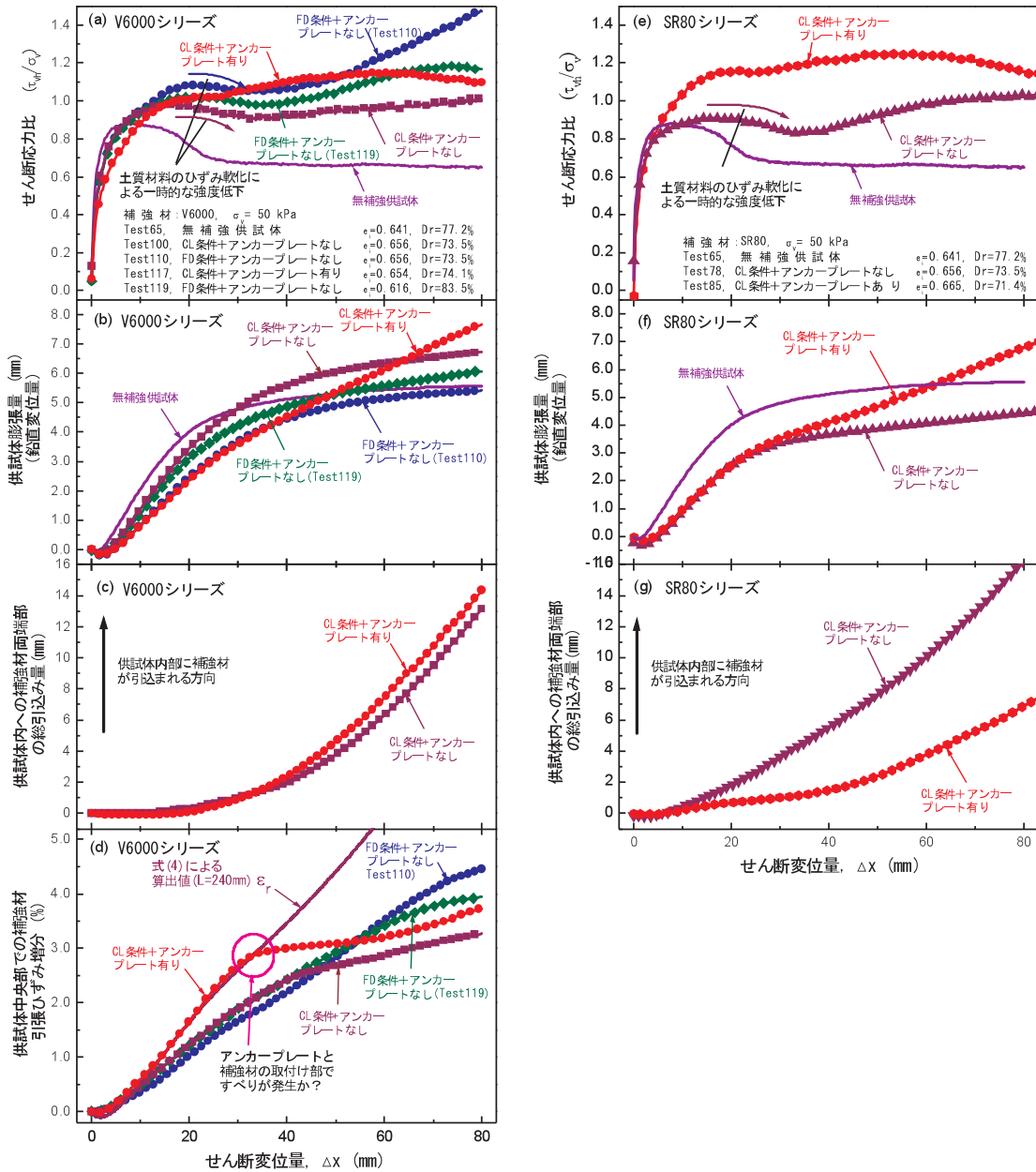


Fig. 91 アンカープレートの取り付け位置  
Location of anchor platen



Fig. 92 アンカープレートを取付けた補強材の設置状況 (V6000 を使用)  
Installation of reinforcement attached to anchor platens



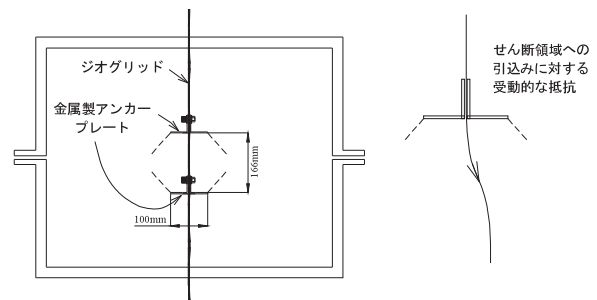


**Fig. 93** アンカープレートを取り付けた補強供試体の DS 試験結果(左段：V6000 シリーズ；右段：SR80 シリーズ)：せん断変位量に対する；(a)&(e)せん断応力比の変化；(b)&(f) 供試体膨脹量の変化；(c)&(g) 補強材引込み量の変化；(d)せん断中央面上の補強材引張ひずみの変化

DS test results for reinforced specimens with anchor platen: Relationships between shear displacement and;  
 (a) & (e) stress ratio; (b) & (f) vertical displacement; (c) & (g) pull-out length of reinforcement;  
 and (d) tensile strain of reinforcement on central shear plane

ない条件よりもアンカープレートを設置した条件の方が、大きな引張ひずみが補強材に発生していることがわかる。つまり、アンカープレートを設置した条件では、アンカープレート間に高い引張り拘束状態が発揮される。ただし、せん断変位量 34 mm 以降では、補強材引張ひずみの増加が鈍くなっている。これは実験上の問題で、金属プレートと補強材の間の接合強度不足により、補強材と金属プレート間にすべりが発生したことが原因だと考えられる。

③ せん断変位量が小さい段階( $\Delta x < 20$  mm)での供試



**Fig. 94** 土中での補強材の引込みを抑制するアンカープレートの働き

Effect of anchoring on restraint of pull-out of reinforcement in *in situ* soil

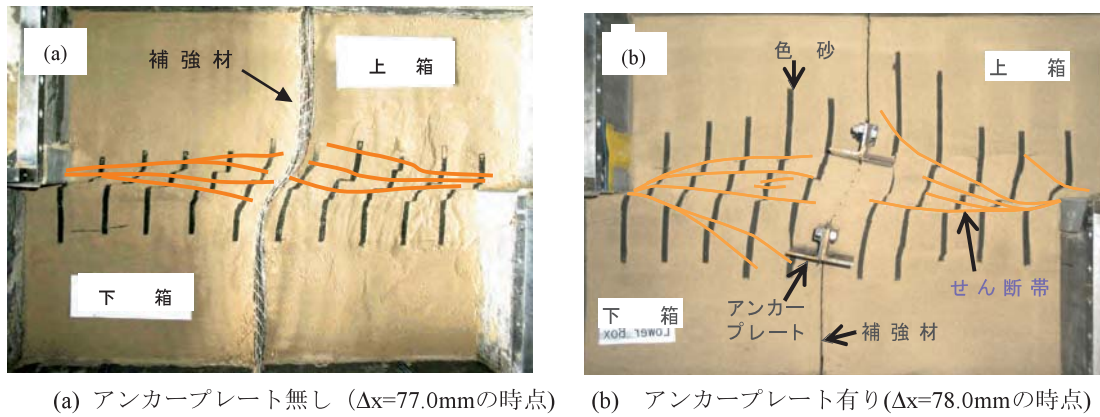


Fig. 95 アンカープレート有無による CL 条件での豊浦砂の補強供試体内部変状 (V6000 シリーズ)

Deformations observed inside the reinforced Toyoura sand specimens with and without anchor platen

体膨脹量は、アンカープレートを設置することにより鉛直方向の供試体膨脹を拘束する働きが強くなるため、アンカープレートを設置していない条件と同じかもしくは小さくなる (Fig. 93(b), (f))。一方、それ以降のせん断変位量では、CL 条件では見られない供試体膨脹が継続的に発生し続ける。これは、補強材と土の間にすべりが生じることをアンカープレートが強制的に抑制しているためである。つまり、アンカープレートに挟まれた領域では、補強材と土の間にすべりがないと仮定した条件で幾何学的な形状変化に基づいて算出される引張ひずみ  $\epsilon_{geo}$  (Fig. 93(d) 中の破線) が発生するので、補強材引張ひずみ  $\epsilon_{geo}$  の発生量を抑制するために、同一のせん断変位量に対してせん断領域の幅  $L$  を拡大する働きが強くなる。したがって、補強材の破断や補強材の過度な伸びが生じない限り、せん断ひずみの発達領域は拡大し続け、供試体膨脹 (ダイランシー) が継続的に生じる。

- ④ Fig. 95 の補強供試体内部の変状を見比べてみると、アンカープレートを設置していない条件では、せん断中央付近に複数のせん断帯が集中して表れるのに対し、アンカープレートを設置した条件では、より広い領域にせん断ひずみが発達していることが確認できる。

以上のことから、アンカープレートを設置することによりアンカー領域での引抜き抵抗力不足の問題が解消され、高い補強効果が発揮される。

#### g. まとめ

補強材に発生する引張ひずみは土が変形する部分、つまり、せん断領域での①せん断変位量が小さい段階での土のダイランシーと、②せん断変位量が大きい段階での土質材料の水平せん断変位に伴う補強材の幾何学的な形状変化によって発生する。①の要因による補強材引張り力の増加はダイランシーの発生量が大きな大粒径材ほど大きくなる。また、同一のせん断ひずみ  $\Delta x/L$  で比べると、せん断領域の幅  $L$  が大きい大粒径材ほど、②

の要因も大きくなるので土質材料がひずみ軟化する前に高い補強効果を発揮しやすい。さらに、大粒径材ほど補強材に作用する面圧が増加するので、せん断領域に補強材が引込まれにくくなる。その結果、载荷初期に高い引張り力がせん断領域に維持され、高い補強効果が得られる。

また、粒径が大きいほど補強材定着長の影響が小さくなるので、CL 条件では大粒径材ほど高い補強効果が得られる。一方、FD 条件では粒径の相違による引抜けやすさの差が人工的に打ち消されているため、粒径の違いによる補強効果の差は CL 条件よりも小さい。つまり、小粒径での定着不足の問題が解決されるため、補強効果の低下が生じにくい。ただし、CL 条件でも補強材にアンカープレートを設置すると、アンカープレート間に高い引張り拘束状態が維持されるため、小粒径材でも効率的に強度増加が期待できる。

#### 5 拘束圧や補強材の種類などの諸条件が強度特性に及ぼす影響

拘束圧、補強材の敷設枚数や種類 (形状、引張剛性など)、地盤密度の違いが強度特性に及ぼす影響を調べるために、Table 15, Table 16 に示したように補強材両端部が自由な条件で実施した補強土の DS 試験結果について報告する。

##### a. 拘束圧依存性

異なる鉛直応力条件での無補強・補強供試体の実験結果を Fig. 96 に示す。せん断変位量が小さい段階で表れる無補強・補強供試体のピーク応力比は、いずれも拘束圧レベルの増加に伴って低下していることがわかる。上記の拘束圧依存性の結果を Fig. 97 のようにまとめると、補強供試体の方が、無補強供試体よりも拘束圧レベルの増加に対するピーク応力比の低下率は大きくなっており、その差は無補強供試体の低下率に比べて 1.4 倍ほど大きい。また、供試体膨脹量は試験結果にバラツキがあるものの、拘束圧レベルが大きくなるほど、小さくなる傾向が見られた。これらの挙動は次の要因が関係してい

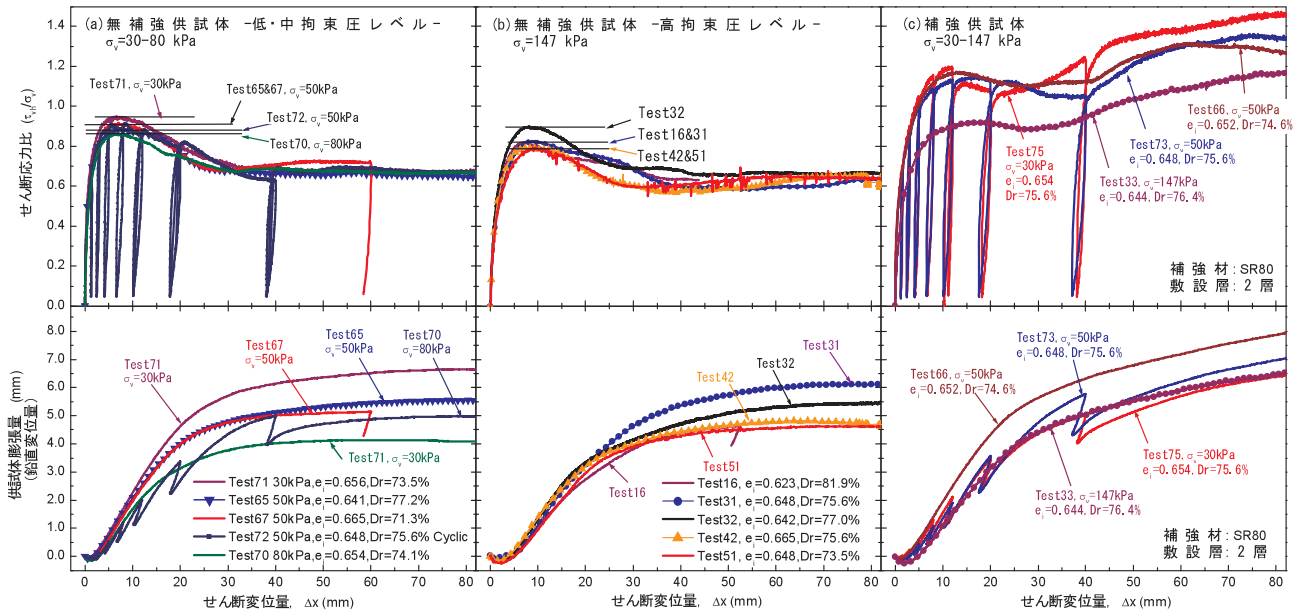


Fig. 96 異なる鉛直拘束圧条件での豊浦砂による無補強・補強供試体のDS試験結果：

せん断変位量に対する(上段)せん断応力比の変化および鉛直変位量の変化(下段)

DS test results for un-reinforced and reinforced Toyoura sand specimens under different vertical confining pressures

ると考えられる。

- ① 拘束力レベルが高いほど、補強材に作用する直応力(面圧)が大きくなり、せん断領域への補強材の引込み抵抗力の増加が期待できる。
- ② その一方、供試体膨脹量は小さくなるため、補強材に作用する引張ひずみの発生量は小さくなる。
- ③ 結局、①が期待できても、拘束圧レベルの増加に伴う土のせん断強度の増加率と同じ割合で、引張り補強効果による強度増加が発揮されないため、拘束圧レベルが増大するほど、全体の強度発現に占める引張り補強効果の割合は相対的に低下する。

### b. 補強材の敷設枚数の影響

現行設計法では補強材の引張り強度を高めることと、低い強度の補強材を密に配置することは等価に扱われるが、補強材に動員される総引張り力は土との摩擦力に依存するため、実際には補強材敷設枚数によって補強土の強度・変形特性が異なる可能性がある。これを確認するため、総引張り強度がほぼ同一な条件となるよう敷設枚数を調整した実験を行った。補強材には形状が同じで、引張り強度が異なる高密度ポリエステル製の4種類のジオグリッド(SRシリーズ)を用いた。ただし、補強材の厚みは引張強度が大きいくほど厚くなっている。高強度の補強材(SR125)はせん断箱中央に1層敷設、中強度の補強材(SR55, SR80)はせん断箱の両側壁から23 cm離れた位置に2層敷設、低強度の補強材(SR35)はせん断箱の長手方向に4等分した位置に3層敷設した。総引張り強度の比率はSR125(1層):SR80(2層):SR55(2層):SR35(3層)=1.0:1.4:0.9:1.1である。敷設枚数が異なる補強供試体の実験結果を Fig. 98 に示す。補強供試体の強度は無

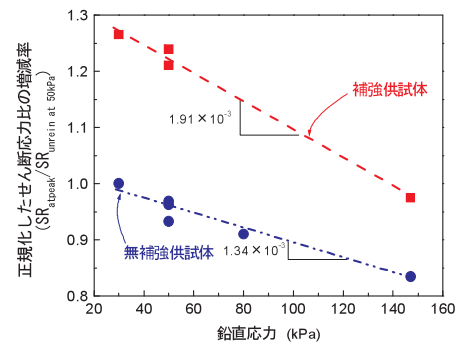


Fig. 97 拘束圧増加に伴うせん断変位量が小さい段階 ( $\Delta x < 20\text{mm}$ ) 初期に発揮されるピーク強度の低下割合 Rate of decrease in peak strength at small shear displacement ( $\Delta x < 20\text{mm}$ ) with increase of confining pressure

補強供試体よりも大きくなっているが、補強効果はいずれも多層敷設の方が1層敷設の補強供試体(Test56)よりも大きくなった(Fig. 98(a))。一方、Fig. 98(b)の供試体膨脹量は、敷設層数による違いは明瞭には表れなかった。この結果から次のことが考察できる。

- ① 補強供試体の膨脹量は敷設枚数によらず、あまり変わらないので、ダイランシーによる補強材敷設方向の土の引張ひずみの大きさは補強材1層当たり同じになる。
- ② 同一の素材から構成される補強材の引張剛性は引張り強度と比例するので、補強材の総引張強度が同一である補強材による供試体に同一の引張ひずみが補強材に発生すれば、補強材に動員される総引張り力も敷設枚数によらず同じになる。
- ③ 一方、補強材1層当たり発揮できる引張り力は



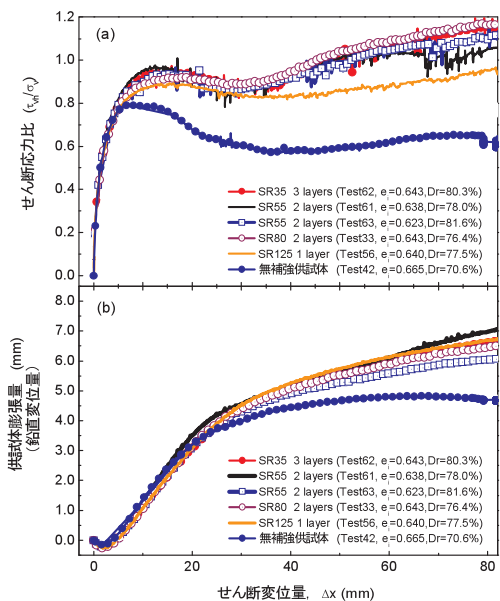


Fig. 98 補強材の敷設枚数が異なる豊浦砂による補強供試体のDS試験結果(SRシリーズ)：せん断変位量に対する；(a)せん断応力比の変化；(b)供試体膨脹量の変化  
DS test results for reinforced Toyoura sand specimens with different numbers of reinforcement layers (SR series): Relationships between shear displacement and; (a) shear stress ratio; (b) vertical displacement

土中での引抜き抵抗力に依存するので、動員可能な総引張り力は、引張り強度だけでは決まらない。つまり、補強材を1層敷設するよりも、接触面積が大きな多層敷設の方が総引張り力は大きくなり、高い引張り補強効果を発揮できる。

- ④ また、十分な敷設長が確保されている場合でも、多層敷設の方が、同一の総引張り力を発揮させるのに、1層当たりが分担する引張り力が小さくなるので、アンカー領域に再配分される引張ひずみの累積値は小さくなる。すなわち、せん断領域への補強材の引込み量は、多層敷設した方が小さくなる。そのため、同一のせん断変位量で比べると、補強材に発揮される引張り力は多層敷設の方が大きくなる。

c. 補強材の種類の影響

補強材の引張強度、引張剛性、形状などの諸要因が強度発現に及ぼす影響を把握するため、引張特性および形状などが異なる9種類の補強材を用いた補強供試体のDS試験を実施した。補強供試体のケースは、補強材の引張剛性に応じて引張剛性が高いグループHと低いグループLに分けられている(Table 12)。

Fig. 99に補強材の種類が異なる条件での豊浦砂の補強供試体の実験結果を示す。この図から次のこと観察できる。

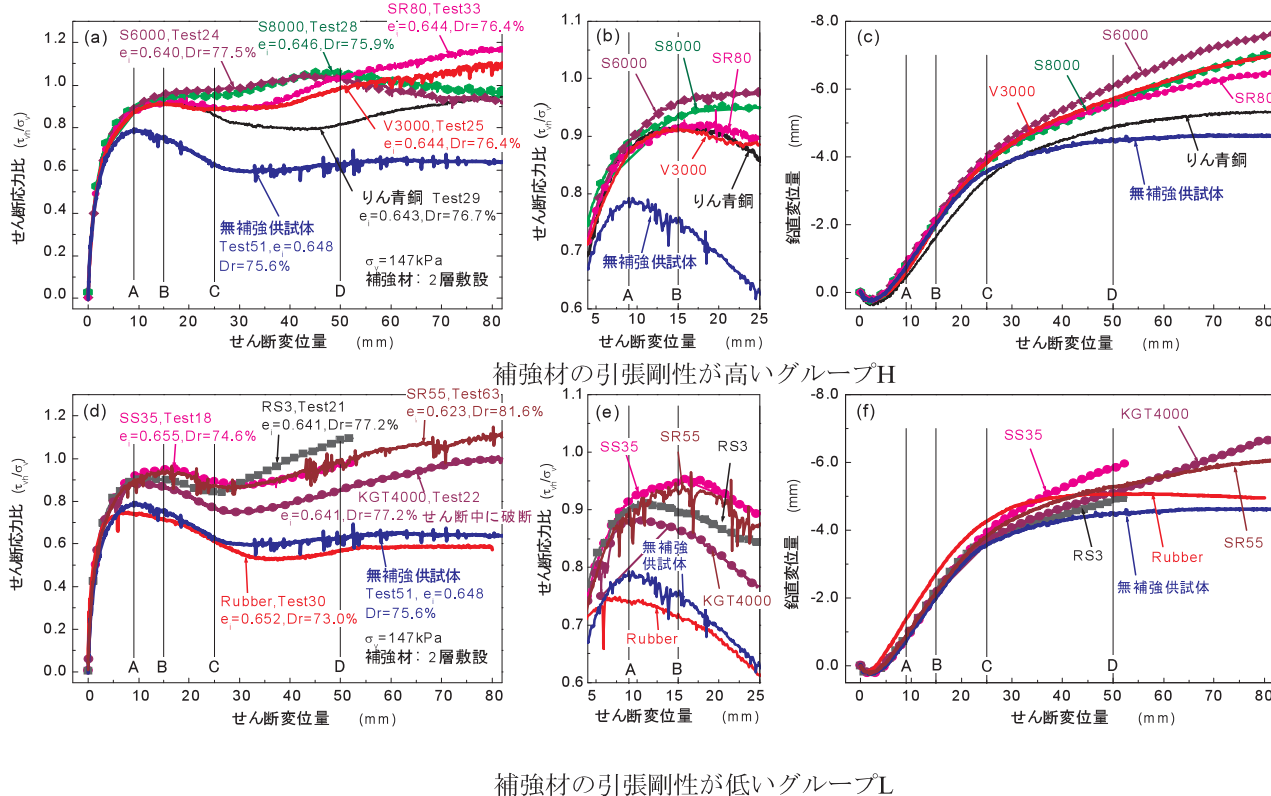


Fig. 99 9種類の異なる補強材による補強供試体のDS試験結果：せん断変位量に対する；(a), (d)せん断応力比の変化；(b), (e)せん断初期の拡大図；(c), (f)供試体膨脹量の変化  
DS test results for reinforced specimens with 9 different types of reinforcements: Relationships between shear displacement and; (a), (b) stress ratio; (b), (e) enlargements and (c), (f) vertical displacement

(1) せん断変位量が小さい段階 ( $\Delta x = 0 \sim 30 \text{ mm}$ )

- ① せん断変位量が小さい段階で現れるピーク強度は、引張剛性の低いグループLに比べて、グループHの方が大きい(Fig. 99(b), (e))。一方、供試体膨脹量は補強材の種類によってほとんど変わらない(Fig. 98(c), (f))。
- ② 土質材料のひずみ軟化によって、点B～C間で、グループLでは明らかな強度低下が生じたが、グループHではピーク強度を維持した。(Fig. 99(a), (d))。

(2) せん断変位量 30 mm～最終せん断変位量 ( $\Delta x > 30 \text{ mm}$ )

- ① 点C～Dのせん断変位量では、グループLで強度が徐々に回復し、グループHと同等の強度を発揮した。
- ② 供試体膨脹量は点C以降、強度増加が大きいものほど、供試体膨脹量が大きくなった。

以上の実験結果を踏まえて、補強材の引張剛性と引抜き抵抗力の関係を基本にして、引張り補強効果による強度発現メカニズムについて考察する。せん断変位量が小さい段階 ( $\Delta x = 0 \sim 30 \text{ mm}$ ) では、補強材に生じる引張ひずみの発生量が小さいため、引張剛性の高いグループHの方がより大きな引張り力が発生するため、グループLよりも高い補強効果が得られる。同様に、土質材料のひずみ軟化が生じた段階でも、土の強度低下を補うだけの補強効果が発揮されているため、高いせん断強度を維持できる。一方、引張剛性が低いグループLは、十分な引張り力が発揮されていないため、一時的に強度低下する。しかし、せん断変位量 ( $\Delta x > 30 \text{ mm}$ ) が大きくなると、補強材の幾何学的な形状変化により大きな引張ひずみが補強材に発生するため、せん断領域内で維持される補強材引張り力は、補強材の引張剛性よりもアンカー領域での引抜き抵抗力に依存する。その結果、グループLにおいてもグループHとほぼ同等の強度を発揮するようになる。ただし、せん断後半での強度回復は共通して、比較的大きな引抜き抵抗力が得られる場合に限られる。例えば、横リブがなく表面がスムーズなりん青銅の補強供試体では、引抜きに伴う横リブの支圧効果がなく、補強材表面に十分な摩擦力が発揮されない。そのため、極めて大きな引張剛性を有していても、十分な強度増加が得られない。また、ゴムシートのケース(補弱供試体とも呼べる)では、引張剛性が極めて低いので、十分な引張り力が発揮しないまま、シートが容易に伸びてしまう。そのため、土を補強する効果が現れない(Fig. 99(a)&(d))。

d. 地盤密度の影響

Ⅲ-3「DS試験における補強材引張り力の発生メカニズム」によると、補強材を水平せん断面に対して垂直に配置した場合、地盤密度が低ければ、土には正のダイレタンシーが発生しないため、供試体膨脹に起因する補強

材引張り力の発生は見込めないことになる。しかし、局所的なせん断ひずみ(不連続な変位)が発達した段階になれば、地盤の初期密度にかかわらず、補強材の幾何学的な変形に伴う引張り力が発生するはずである。ここでは、地盤密度の違いによる補強材引張り力の発生メカニズムを確認するために、密詰め砂と緩詰め砂による補強供試体のDS試験を実施した。Fig. 60にそれぞれ  $D_r=20.0\%$ 、 $D_r=75.9\%$ である豊浦砂の補強供試体の実験結果を示す。密詰め砂のケースでは、せん断変位量が小さい段階 ( $\Delta x < 20 \text{ mm}$ ) で、無補強供試体よりも高い強度を発揮した。さらに、せん断変位量が大きくなった段階でも無補強供試体のような強度低下は生じなかった。ただし、補強材端部での引き抜けが生じた時点で強度増加が現れなくなった。これに対して、緩詰め砂の補強供試体ではせん断変位量が小さい段階 ( $\Delta x < 20 \text{ mm}$ ) における強度増加は現れないが、せん断変位量が増加するに伴い徐々に強度増加した。

これは密詰め砂のケースではせん断変位量が小さい段階で供試体膨脹(正のダイレタンシー)によって補強材に引張り力が作用し、伸張効果による土の強度増加が生じるが、緩詰め砂のケースでは供試体収縮(負のダイレタンシー)が発生するため、土の引張ひずみに起因する補強材引張り力、いわゆる、伸張効果が発揮されない。むしろ、体積収縮した分だけ補給材が弛むので、補強材引張り力が発達しにくくなる。一方、せん断変位量が大きい段階になると、地盤の初期密度に関係なく、土塊の不連続な変位を補強材が拘束する、いわゆる、引留め効果が発揮されるため、密詰め砂のケースでは、無補強供試体のような強度低下が生じない。また、緩詰め砂のケー

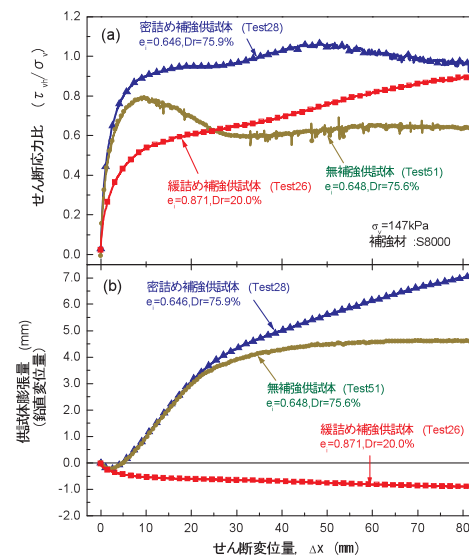


Fig. 100 地盤密度が異なる条件での補強供試体のDS試験結果: せん断変位量に対する; (a)せん断応力比の変化; (b)供試体膨脹量の変化  
DS test results for reinforced specimens with different ground densities: Relationships between shear displacement and; (a) shear stress ratio; (b) vertical displacement

スでは徐々に強度が増加していく。

このように引張り補強された土は、「伸張効果」と「引留め効果」の異なる2種の補強効果により強度を発揮していることが実験的に理解できる。前者の「伸張効果」は土のダイレタンシー特性によって決まり、土の初期密度に依存する。これに対して、後者の「引留め効果」は、不連続な変位によって引き起こされるため、ダイレタンシー特性とは直接的に影響しない。

**e. 諸条件の影響に関するまとめ**

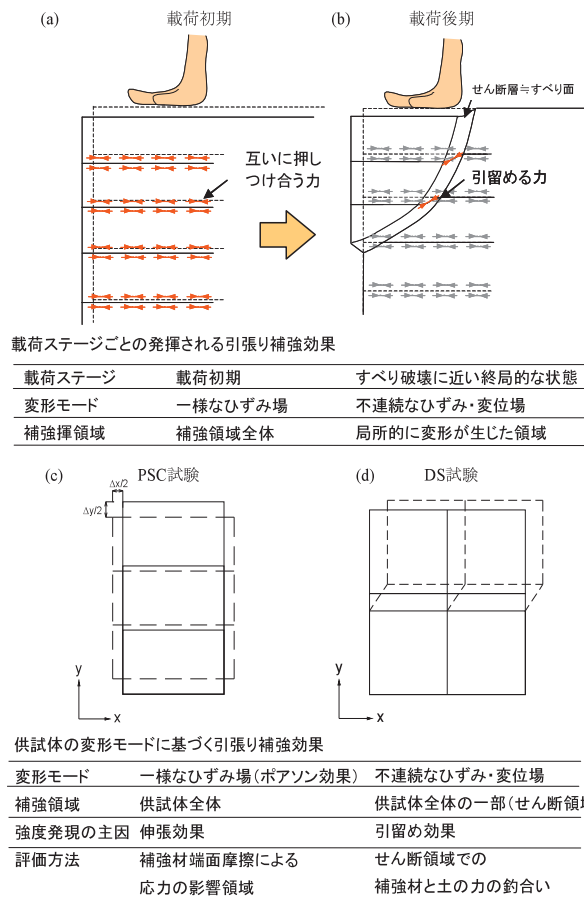
拘束圧、補強材敷設枚数、補強材の種類および地盤密度が補強効果に及ぼす影響を実験的に調べた。以下に本実験結果から得られた知見をまとめる。

- ① 拘束圧増加による土の強度増加ほど、補強効果は増加しないので、拘束圧が増加するほど相対的に全体の強度増加に占める補強効果の割合は低下する。
- ② 現行設計法では補強材の引張り強度を高めることと、低い強度の補強材を密に配置することは等価に扱われるが、DS試験では同一のせん断変位量における補強材の総引張り力は敷設数が多いほど大きくなり、より効率的に強度が増加する。
- ③ せん断領域に維持される補強材引張り力は、せん断変位量が小さい段階( $\Delta x = 0 \sim 30 \text{ mm}$ )では引張剛性が高いほど大きくなるが、せん断変位量が大きい段階( $\Delta x > 30 \text{ mm}$ )では引張剛性よりも土中での引抜き抵抗力に依存するため、補強材の引張剛性が低くても引抜き抵抗力が高い補強供試体では高い強度増加が見込める。一方、引張剛性が高くても横リブが存在せず、表面がスムーズな補強材は、せん断変位量が大きくなると、十分な引張り力が発達しないまま、補強材端部での引抜けが生じてしまうため、十分な強度増加が得られない。
- ④ 密詰め砂の補強供試体では、土質材料の正のダイレタンシーによる伸張効果が発揮されるが、緩詰め砂の補強供試体では負のダイレタンシーが生じるので伸張効果は発揮されない。しかし、せん断変位量が大きくなると、初期の地盤密度に関係なく、補強材の幾何学的な形状変化による引留め効果が発揮されるので、緩詰め砂のケースでも、強度増加する。

**6 DS試験における補強土のせん断補強効果の評価**

**a. 評価対象とする引張り補強効果の位置づけ**

補強土構造物に発揮される引張り補強効果とDS試験およびPSC試験で発揮される引張り補強効果の対応関係をFig. 101に示す。載荷初期の段階においては、Fig. 101(a)のように局所的なせん断変形が補強領域に生じる前に、補強領域全体に一樣なひずみが発生するため、伸張効果が全領域にわたって発揮され、強度発現する。さらに、変形が進んで、Fig. 101(b)のように補強領域内に



**Fig. 101** PSC試験およびDS試験で発揮される引張り補強効果と実際の補強土構造物で発揮されるものとの対応関係  
Correspondence of tensile reinforcing effects on reinforced specimens in PSC and DS tests, and geosynthetic reinforced soil structure

不連続な変位(=せん断領域)が現れると、せん断領域内の土は完全にひずみ軟化した状態になるが、すべり土塊の剛体的な変位(=滑動)を補強材が拘束するため(本論文で言う引留め効果である)、無補強構造物のような脆性的な崩壊が生じにくくなると考えられる。

上記の載荷初期に現れる伸張効果は、補強土のPSC試験における載荷モードと似ている。Fig. 101(c)に示すように供試体全体に土の引張ひずみが発生し、これにより、供試体全体に伸張効果が現れる。これに対して、すべり破壊に近い終局的な状態で現れる引留め効果は、補強土のDS試験の載荷モードと似ている。その理由は、Fig. 101(d)のように規定された土のせん断領域には、伸張効果が発揮されるものの、アンカー領域に補強材引張り力が再配分されるため、PSC試験に比べてせん断領域内に高い補強材引張り力が留まりにくい。むしろ、不連続な変位によって生じる引留め効果の方が強度発現に大きな役割を果たしているためである。

このように、補強領域全体に現れる伸張効果はPSC試験の載荷モードで再現され、すべり破壊に近い終局的な状態で現れる引留め効果はせん断領域が規定されているDS試験の載荷モードで再現される。



一方、現行設計法では、**Fig. 102** のようなすべり面上 (実際には有限な幅を持つせん断領域) での静力学的な力の釣合いにより補強効果を算定している。この力の釣合い状態では、補強領域全体に働く伸張効果を考慮されおらず、せん断領域に限定された補強効果しかを評価していない(**Table 19**, DS 試験結果の活用方法とその限定範囲)。この点で補強土の DS 試験で与えられる境界場と共通している。実際に、Jewell & Wroth(1987)が提案した補強土の DS 試験におけるせん断強度の推定式は基本的に現行設計法と同じ考え方であり、**Fig. 102** のように現行設計法の推定式を拡張すれば、Jewell & Wroth(1987)の提案式を導くことができる。

ここで、本章で取扱う範囲と、解決しようとする内容を以下に挙げる。

- ① 現行設計法で補強領域全体に働く伸張効果が評価されてない。この問題は設計の本質に関わる問題であるが、DS 試験においても上記の効果を再現できないため取り扱わないこととする。
- ② DS 試験で局所的な変形が進んだ状態で発揮される補強効果を再現し、補強材と土の力の釣合いを表現した新しい力学モデルを提案する。これによ

り、現行設計法や Jewell & Wroth(1987)が提案したせん断強度の推定式の妥当性について検証する。

**b. 現行設計法および既往のせん断強度の評価法**

引張り補強土の設計・施工マニュアル改訂版(2000)における補強盛土の安定計算方法を以下に紹介する。

円弧すべり法による補強盛土の設計では、補強盛土の法面勾配に応じて、次の計算式が一般的に使用されている。

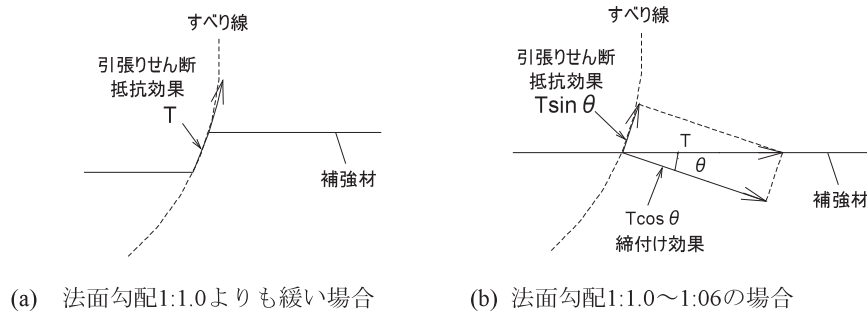
- ① 補強材がすべり線に沿って変形すると考え、引張り力そのものが抵抗モーメントの増加として補強効果を評価した計算式(**Fig. 102(a)**: 補強盛土の法面勾配が 1:1.0 よりも緩い場合に適用される)

$$F_S = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} = \frac{M_R + \Sigma RT}{M_D} \tag{13}$$

すべり面上に発揮されるせん断強度は次式で表される。

$$\tau_{vh} = \sigma_{v-int} \cdot \tan \phi + T_{avail}/Area \tag{14}$$

上式はすべり面上の補強材の引張り力そのものがせん



**Fig. 102** 現行設計法における引張り補強効果の考え方  
(ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアルより引用, p.76-77)  
Concept of the effects of tensile-reinforcement in the current design

**Table 19** 現行設計法の考え方と DS 試験で発揮される補強効果の共通点と活用範囲  
Common points with the current design and DS tests for evaluation of the effects of reinforcement and its scope

<p>現行設計法 すべり面上の補強材と土の力の釣合いからせん断強度を算定</p> <p>↓</p> <p>補強領域全体に働く伸張効果は考慮しない。</p> <p>↓</p> <p>DS 試験のせん断強度の推定式と考え方が一致する。</p>	<p>補強土の DS 試験 補強領域全体には伸張効果は発揮されない。</p> <p>↓</p> <p>せん断領域での補強材と土の力の釣合いに基づいてせん断強度を算定できる。</p> <p>↓</p> <p>結果的に、現行設計法と見込んでいる補強効果が同じになる。</p>
<p>↓</p> <p>両者とも補強効果の一部しか評価していない。そのため、DS 試験では終局的な状態で発揮される補強効果を検証できるが、対象としている補強効果が限定されている。</p>	

断強度増分として見込まれている。

- ② 補強材のせん断抵抗効果( $T\cos\theta$ )と、土の締付け効果( $T\sin\theta \tan\phi$ )を抵抗モーメントの増加として補強効果を評価した計算式(**Fig. 102(b)**: 補強盛土の法面勾配が1:1.0以上の急勾配となる場合に適用される)

$$F_S = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} = \frac{M_R + \Sigma R(T \cos \theta + T \sin \theta \tan \phi)}{M_D} \quad (15)$$

ここで、すべり面上に発揮されるせん断強度は次式で表される。

$$\tau_{vh} = (\sigma_{v-mi} + \frac{T_{avail}}{Area} \cos \theta) \cdot \tan \phi + \frac{T_{avail}}{Area} \cdot \sin \theta \quad (16)$$

ここに、

$M_R$ : 無補強時の土塊の抵抗モーメント (kN・m/m)  
 $= R\Sigma\{c\ell + (W - ub)\cos\alpha \tan\phi\}$

$M_D$ : 無補強時の土塊の滑動モーメント (kN・m/m)  
 $= R\Sigma W \sin\alpha$

$\Delta M_R$ : 補強材引張り力による抵抗モーメント (kN・m/m)

$T_{avail}$ : すべり面上の交点での発揮可能な引張り力 (kN/m)

ここで、式(14)および式(16)を拡張すると、**Fig. 103**

に示すようにせん断変形が生じた状態で発揮される引張り補強効果は次式で表すことができる。

$$\tau_{vh} = (\sigma_{v-mi} + \frac{T_c}{Area} \cos \theta) \cdot \tan \phi_m + \frac{T_c}{Area} \cdot \sin \theta \quad (17)$$

上式は Jewell & Wroth(1987)のせん断強度の推定式に類似している。

一方、Wu(2003)は、せん断領域境界上の補強材引張り力  $T_m$  による締付け効果がせん断領域内に働く直接的な拘束効果であるとして、次式によりせん断強度を推定している。

$$\tau_{vh} = (\sigma_{v-mi} - \frac{T_m}{Area}) \cdot \tan \phi_m \quad (18)$$

ここに、

$T_c$ : せん断中央面上の補強材引張り力

$T_m$ : せん断境界上の補強材引張り力

Area: せん断中央面上の断面積

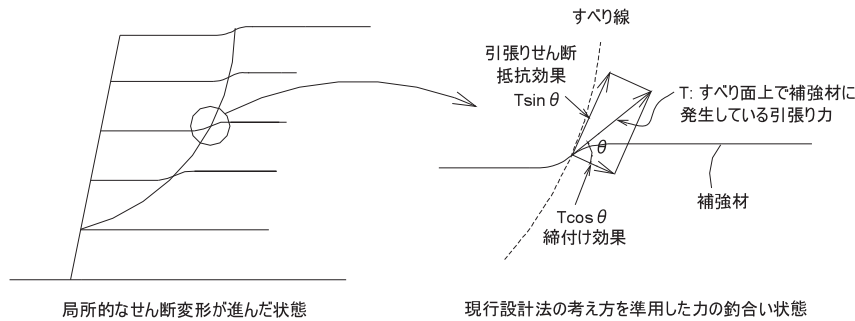
$\sigma_{v-mi}$ : 供試体の境界での平均的な鉛直応力

$\theta$ : せん断中央面上の補強材敷設角

$\phi_m$ : せん断中央面上に沿って動員される土の内部摩擦角

$\sigma_c$  と  $\sigma_m$  はせん断面中央とせん断境界上に作用する平均的な鉛直応力

現行設計法および既往研究で提案されたせん断強度の



**Fig. 103** 現行設計法の考え方を準用したせん断強度の評価方法  
 Evaluation of shear strength in reinforced soil based on the current design concept

**Table 20** 補強土のせん断強度の評価方法  
 Evaluation of shear strength in a reinforced soil

推定式	力の釣合い位置	締付け効果	せん断抵抗効果	補強材敷設角	土の内部摩擦角	補強材引張り力
式(14)	すべり面	-	$T_{avail}/Area$	すべり面方向に一致	一定	発揮可能な引張り力 $T_{avail}$
式(16)	すべり面	$(\frac{T_{avail}}{Area} \cos\theta) \tan\phi$	$\frac{T_{avail}}{Area} \cdot \sin\theta$	初期の敷設角	一定	発揮可能な引張り力 $T_{avail}$
現行設計法の拡張式(17)	せん断中央面	$(\frac{T_c}{Area} \cos\theta) \cdot \tan\phi_m$	$\frac{T_c}{Area} \cdot \sin\theta$	せん断領域の幅Lとせん断変位量 $\Delta x$ から算出 $\theta = \tan^{-1} \frac{\Delta x}{L}$	動員内部摩擦角 $\phi_m$	せん断中央面上に動員された引張り力 $T_c$
Wu(2003)の式(18)	せん断領域境界	$(\frac{T_m}{Area}) \cdot \tan\phi_m$	-	せん断領域境界面に直交方向 $\phi = 90^\circ$	動員内部摩擦角 $\phi_m$	せん断領域境界上に動員された引張り力 $T_m$

推定式の特徴を **Table 20** に示す。いずれの推定式も補強材と土の力の釣合いを考える位置が異なるが、水平なせん断面上(すべり面)での補強材引張り力が等大逆向きの土の摩擦力に釣合うことが前提条件として仮定されている。上記の仮定は、一様なひずみ場において補強材引張り力が土の引張ひずみによって発生する場合では成立するが、不連続な変位が発達した状態では、土に発生する引張ひずみではなく、幾何学的な形状変化によって補強材に引張り力が作用するため、補強材引張り力は土の摩擦力に釣合わなくなる。そのため、単純にせん断面上の補強材引張り力を締付け効果とせん断抵抗効果に分解して補強効果を評価できない可能性がある。

**c. 土塊に作用する内向きの力の存在**

補強土の DS 試験ではせん断変位とともに次のような引張り補強効果が順次発揮される。

- ① せん断変位量が小さい段階・・・供試体膨張に起因する伸張効果
- ② せん断変位量が大きい段階・・・補強材の幾何学的な形状変化による引留め効果

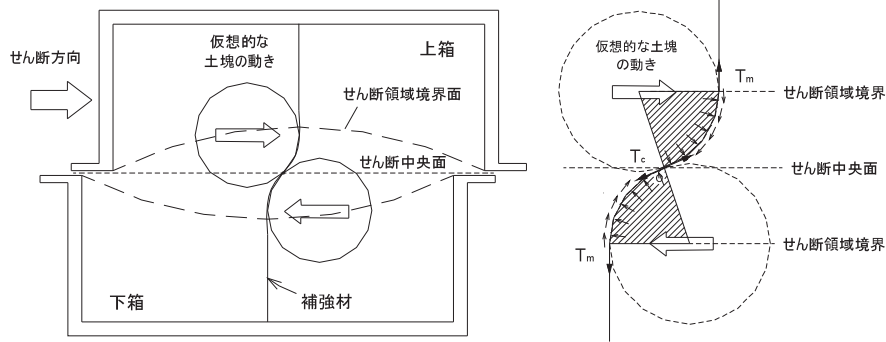
せん断変位量の発達に応じて発揮される引張り補強効果の違いに着目して、補強材と土の力の釣合い状態について考えてみる。

**(1) せん断変位量が小さい段階での補強材と土の力の釣合い**

せん断変位量が小さい段階では補強材の幾何学的な形状変化はほとんど生じないので、引留め効果は現れず、供試体膨脹を抑制する伸張効果が発揮される。つまり、この段階では補強材敷設方向に発達する土の引張ひずみによって補強材引張り力が発生するので、せん断中央面に発生する補強材引張り力  $T_c$  は補強材敷設面に沿って働く土の摩擦力との釣合いが成立するものと考えられる。すなわち、せん断面上の拘束力は補強材引張り力  $T_c$  の大きさに等しいと考えられる。

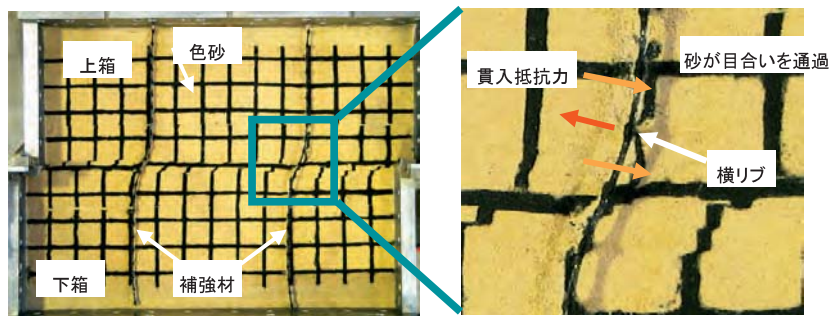
**(2) せん断変位量が大きい段階での補強材と土の力の釣合い**

せん断変位量が大きくなると、土がひずみ軟化を引き起こし、供試体膨脹量はほとんど発生しなくなるが、補強材引張り力はせん断変位量とともに増加し続ける。このときに発生する補強材引張り力は、土のダイラタンシーに起因するものではなく、**Fig. 104(a)** のように供試体内部の受働的な領域にある土塊同士の相対的な水平変位を補強材が拘束することで発生する。つまり、補強材は幾何学的な形状変化により引き伸ばされている。この場合、**Fig. 104(b)** に示すように土塊周面に沿った摩擦力が作用するだけでなく、水平せん断力の一部が補強材に伝達され、土塊に内向きの力を作用させる。その証拠を示したのが **Fig. 105** である。土塊の水平変位が補強材によって拘束されるため、補強材の横リブが土塊に貫入し



(a) DS試験における水平せん断に抵抗する補強材の働き (b) せん断領域内の土塊が受け持つ力(Fig.30に前掲)

**Fig. 104** 補強材による土塊の変形拘束の働き(引留め効果)  
Constraints on deformation of soil mass by reinforcement



(a) せん断変位量 $\Delta x=48.2$  mm時点の供試体内部の変状 (b) 拡大図

**Fig. 105** 補強材引張り力により土塊内向きに作用する力の存在(Test19)  
Presence of passive forces acting on the soil mass by reinforcement



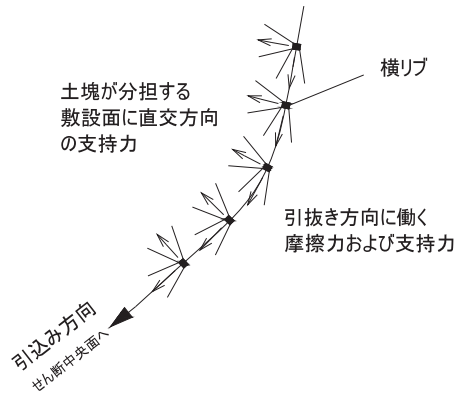


Fig. 106 補強材沿いに土に作用する力  
Forces acting on soil mass in addition to reinforcement

ている。つまり、Fig. 106のように敷設方向の補強材引込みに対して補強材表面沿いに摩擦力が発揮されるだけでなく、土塊の水平せん断に抵抗することによって土塊に支持力が分担される。これとまったく同じ働きがジオグリッドを敷設した軟弱地盤上の支持力分担メカニズム(山内と後藤, 1979)において解説されている。Fig. 107の補強材を水平に敷設した軟弱地盤上に鉛直荷重を受ける場合、荷重が直接作用する領域と作用しない領域の間に地盤の不連続なひずみ・変位が発生する。このとき、補強材が土塊の変形に沿って変形すると仮定すると、補強材は元の長さよりも幾何学的な形状変化した分、引き伸ばされることになる。そのとき発生する補強材引張り力は、鉛直荷重の一部が伝達されたものであり、隆起した土塊に内向きの荷重 $q_r$ が作用する。また、土中に敷設された補強材を引抜いた際にも同様な支持力分担メカニズムが生じる。Fig. 108(a)のように補強材が水平に敷設され、敷設方向に引抜く場合、補強材を引抜く力

と等大逆向きの摩擦力が補強材敷設面に沿って働く。ところが、Fig. 108(b)のように敷設方向が一定でない場合、敷設方向に沿った摩擦力だけでなく、土塊に内向きの力が作用する。

これまでの引張り補強土の研究(e.g. Jewell&Wroth, 1987)では、一様なひずみ場で発揮される補強効果を評価してきたため、補強材引張り力は土の摩擦力との釣合いを前提に議論されてきたが、不連続な土のひずみ・変位場が現れると、摩擦力だけでなく支持力との釣合いが生じる。次節では、不連続な土のひずみ・変位場で現れる支持力分担メカニズムを力学モデルにより表現し、局所的な変形が進んだ状態で発揮される引張り補強効果の評価方法について検討する。

d. 支持力分担メカニズムを表現した力学モデル

(1) 土の摩擦力および土塊が分担する支持力に釣合う引張り力 $T_f$ ,  $T_r$

Fig. 109(松島ら, 2008d)に基づき土塊周囲に働く摩擦力および土塊が分担する支持力 $q_r$ にそれぞれ釣合う補強材引張り力 $T_f$ ,  $T_r$ について考える。

(i) 土塊周囲の摩擦力に起因する引張り力 $T_f$

Fig. 109(a)の補強材の形状変化が生じる片側半分の領域で土の摩擦力によって発生する補強材引張り力 $T_f$ は、せん断中央面上の補強材引張り力 $T_c$ と補強材の形状変化が生じる境界上(=せん断領域境界)の補強材引張り力 $T_m$ の差と等しくなる。したがって、土塊周囲の摩擦力に釣合う補強材引張り力 $T_f$ は

$$T_f = T_c - T_m = (1 - R_r)T_c \tag{19}$$

で表される。ここで、

$$R_r = \frac{T_m}{T_c} \tag{20}$$

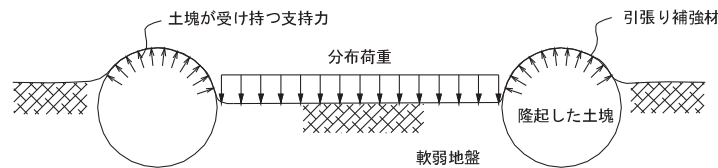


Fig. 107 補強材が敷設された軟弱地盤上支持力分担メカニズム  
Load-bearing mechanism for soft ground with reinforcement

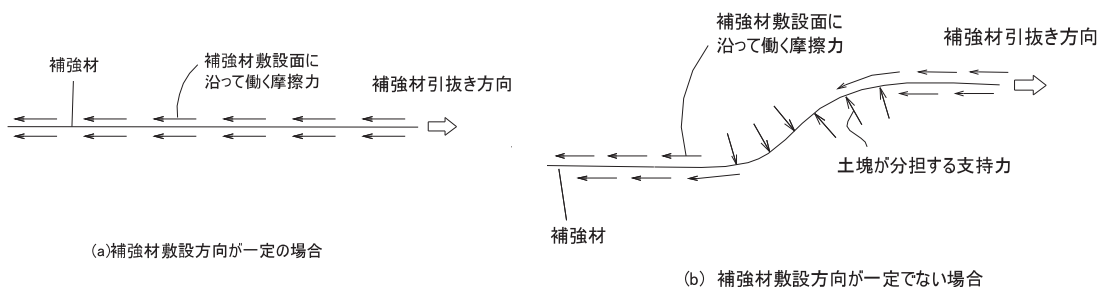


Fig. 108 補強材引抜きによって地盤中に作用する力  
Forces acting on ground with pullout of reinforcement

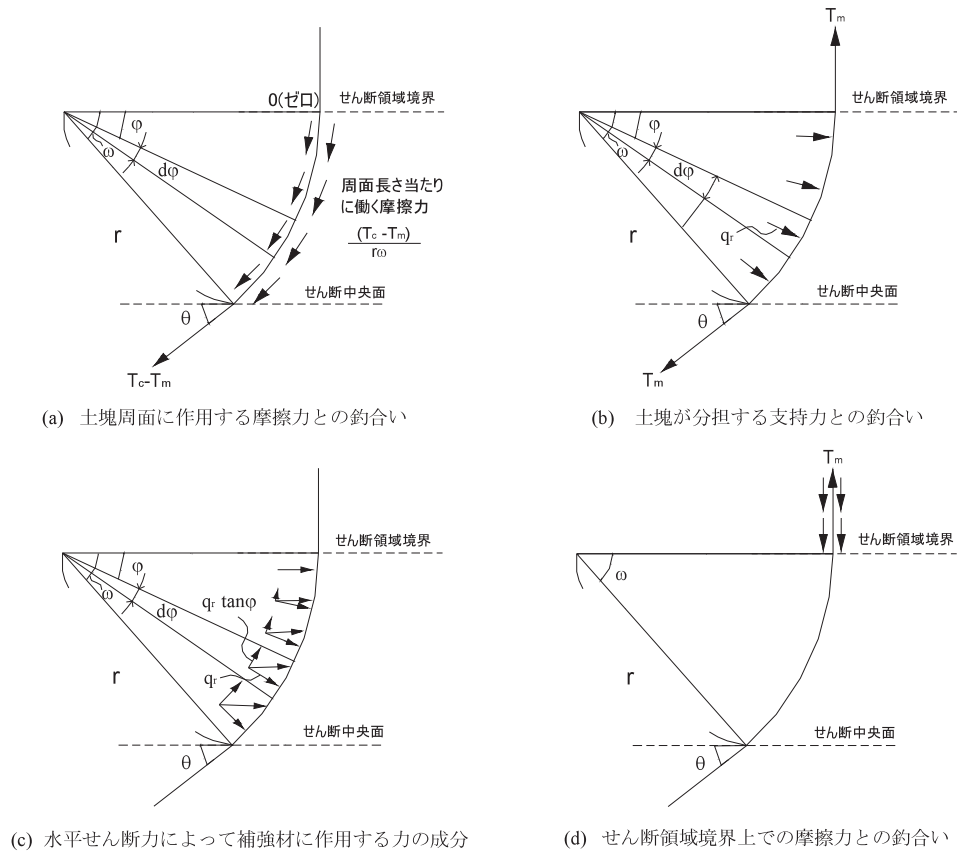


Fig. 109 土塊周面の摩擦力と土塊が分担する支持力に釣合う補強材引張り力  $T_r$ 、 $T_r$

Equilibrium reinforcement forces  $T_r$  and  $T_r$  compared with the frictional force along the soil mass and the bearing force acting on the soil mass

であり、せん断中央面上の補強材引張り力  $T_c$  に対するせん断領域境界上の引張り力  $T_m$  の比率である。

(ii) 土塊が分担する支持力  $q_r$  に釣合う引張り力  $T_r$

Fig. 109(b) において受働的な領域内に存在する土塊が近似的に半径  $r$  の扇型形状であると仮定して、土塊が分担する支持力  $q_r$  に釣合う補強材引張り力  $T_r$  について考える。まず、Fig. 110 から鉛直方向の釣合いから、土塊の支持力  $q_r$  と引張り力  $T_r$  の関係を考えると、次式を得る。

$$2T_r \sin \frac{\omega}{2} = 2 \int_0^{\frac{\omega}{2}} q_r \cos \phi r d\phi = 2q_r r \sin \frac{\omega}{2} \quad (21)$$

上式を  $q_r$  について表せば、

$$q_r = \frac{T_r}{r} \quad (22)$$

が得られる。ここで、補強材引張り力  $T_r$  は、土塊周面に均等に働く引張り力であり、せん断領域境界上の引張り力  $T_m$  に等しいと考えられる。つまり、補強材引張り力  $T_r$  は

$$T_r = T_m \quad (23)$$

で表される。

(2) 土塊の摩擦力および支持力との釣合い条件

補強材の幾何学的な形状変化によって補強材に引張り

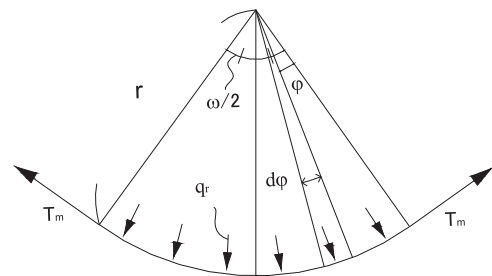


Fig. 110 土塊に作用する支持力と補強材引張り力  $T_m$  の釣合い  
Equilibrium between bearing force acting on the soil mass and reinforcement force  $T_m$

力が作用する場合、補強材の形状が変化するせん断領域と、それ以外のアンカー領域に分けて力の釣合いを考える必要がある。

せん断領域の片側半分

- ・土塊周面に沿って働く摩擦力との釣合い
- ・土塊が分担する支持力  $q_r$  との釣合い

アンカー領域

- ・アンカー領域での補強材敷設面に沿って働く土の摩擦力との釣合い

(3) 土塊周面に沿って働く摩擦力との釣合い

Fig. 109(a) で土塊周面に均等な摩擦力  $\frac{T_r}{r \cdot \omega}$  (kN/m<sup>2</sup>) が作用すると考えると、土塊周面に沿った力の釣合いから鉛直応力増分およびせん断応力増分は、それぞれ次式で

表される。

〈土塊周面に働く摩擦力によって発生した鉛直応力増分 $\Delta\sigma_{v-f}$ 〉

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{v-f} &= \frac{1}{Area} \int_0^\omega \left( \frac{T_f}{r \cdot \omega} - q_r \tan \phi \right) \frac{T_f}{r \cdot \omega} \cos \phi r d\phi \\ &= \frac{T_c}{Area} \left( \frac{\sin \omega}{\omega} (1 - R_r) - R_r (1 - \cos \omega) \right) \end{aligned} \quad (24)$$

〈土塊周面に働く摩擦力によって発生した水平方向のせん断応力増分 $\Delta\tau_{vh-f}$ 〉

$$\begin{aligned} \Delta\tau_{vh-f} &= \frac{1}{Area} \int_0^\omega \left( \frac{T_f}{r \cdot \omega} - q_r \tan \phi \right) \sin \phi r d\phi \\ &= \frac{T_c}{Area} \left( \frac{1 - \cos \omega}{\omega} (1 - R_r) - R_r \left( \ln \left| \tan \frac{\omega}{2} + \frac{\pi}{4} \right| - \sin \omega \right) \right) \end{aligned} \quad (25)$$

式中の $q_r \tan \phi$ はFig. 109(c)に示すように土塊が支持力 $q_r$ を分担した場合に発生する補強材敷設方向の分力である。 $r$ は土塊の半径、 $\omega$ は扇形土塊の中心角である。

(4) 土塊が分担する支持力との釣合い

Fig. 109(b)から鉛直方向の土塊の支持力 $q_r$ との釣合いを考えると、鉛直応力増分 $\Delta\sigma_{v-r}$ は、次式で表される。

$$\Delta\sigma_{v-r} = -\frac{1}{Area} \int_0^\omega q_r \sin \phi r d\phi = -\frac{q_r \cdot r}{Area} (1 - \cos \omega) \quad (26)$$

さらに、上式に式(22)を代入すると、

$$\Delta\sigma_{v-r} = -\frac{T_c(1 - \cos \omega)}{Area} R_r \quad (27)$$

が得られる。同様に、水平せん断応力増分 $\Delta\tau_{vh-r}$ は水平方向の力の釣合いから、

$$\Delta\tau_{vh-r} = \frac{1}{Area} \int_0^\omega q_r \cos \phi r d\phi = \frac{\sin \omega \cdot T_c}{Area} R_r \quad (28)$$

が得られる。

(5) せん断領域境界上での力の釣合い

Fig. 109(d)のせん断領域境界上の補強材引張り力 $T_m$ は、せん断領域外側のアンカー領域で発揮された引抜き抵抗力に等しく、アンカー領域内に敷設された補強材敷設面に作用する土の摩擦力に釣合う。したがって、 $T_m$ はアンカー領域から受ける水平せん断面に対する直交成分の拘束力と見なせる。よって、せん断領域境界外側から受ける鉛直応力増分 $\Delta\sigma_{v-m}$ は、

$$\Delta\sigma_{v-m} = \frac{T_m}{Area} = \frac{T_c}{Area} R_r \quad (29)$$

で表される。

なお、仮想的な土塊の半径 $r$ およびせん断領域の幅 $L$ は、Fig. 111の幾何学的な関係から、せん断変位量 $\Delta x$ 、

および土塊の中心角 $\omega$ を用いると、次のように表せる。

$$L = \frac{\Delta x \sin \omega}{1 - \cos \omega} \quad (30)$$

$$r = \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{\sin \omega} = \frac{\Delta x}{2(1 - \cos \omega)} \quad (31)$$

$\Delta x$  : せん断変位量 (mm)

$L$  : せん断領域の幅 (mm)

土塊の中心角 $\omega$ はせん断中央面上の補強材敷設角 $\theta$ と次の関係がある。

$$\theta = \frac{\pi}{2} - \omega \quad (32)$$

(6) 新しいせん断強度の推定式

供試体全体の力の釣合いを考えると、補強供試体のせん断強度は次式で表される。

$$\begin{aligned} \tau_{vh} &= (\sigma_{v-ini} + \Delta\sigma_{v-r} + \Delta\sigma_{v-f} + \Delta\sigma_{v-m}) \\ &\quad \tan \phi_m + \Delta\tau_{vh-r} + \Delta\tau_{vh-f} \end{aligned} \quad (33)$$

ここに、

$\sigma_{v-ini}$  : 供試体上下境界に与えられた初期の鉛直応力 (kPa)

$\Delta\sigma_{v-r}$  : 引留め効果に起因するせん断面上の鉛直応力増分 (kPa)

$\Delta\sigma_{v-f}$  : せん断領域内の土の摩擦に起因する鉛直応力増分 (kPa)

$\Delta\sigma_{v-m}$  : せん断領域外側から受ける鉛直応力増分 (kPa)

$\Delta\tau_{vh-r}$  : 引留め効果によるせん断領域内でのせん断応力増分 (kPa)

$\Delta\tau_{vh-f}$  : せん断領域内の土の摩擦に起因するせん断応力増分 (kPa)

である。

e. 推定式に用いるパラメタの求め方

前節で提案した推定式は、せん断変位量 $\Delta x$ に対する土塊の中心角 $\omega$ 、せん断領域の幅 $L$ 、せん断中央面の引

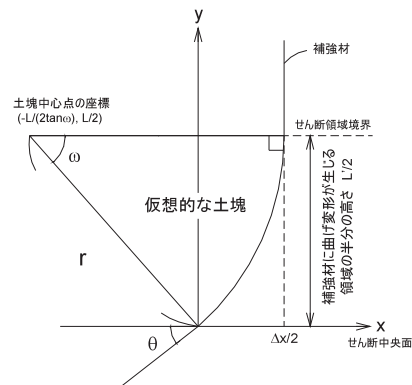


Fig. 111 補強材と土塊の幾何学的な位置関係 Relationships of position between reinforcement and soil mass



張り力  $T_c$ 、せん断中央面とせん断領域境界上の補強材引張り力の比率  $R_c$ 、および土質材料の動員内部摩擦角  $\phi_m$  を与えられた情報(パラメタ)として、せん断変位量－せん断強度の関係を推定する。そのため本節では、推定式に必要なパラメタの決定方法について解説する。

(1) 補強材敷設角  $\theta$  の推定方法

せん断中央面と補強材がなす角度(敷設角)  $\theta$  を求めるため、次の関数により任意のせん断変位時における補強材の変形形状を近似的に表現する。

せん断領域

$$f(y) = \eta \tan^{-1}(\log(y/\alpha + 1), (\beta/S + 1)) \quad (|y| < L/2) \quad (34)$$

アンカー領域

$$f(y) = \eta \tan^{-1}\left(\log\left(\frac{L/2}{\alpha} + 1\right), (\beta/S + 1)\right) = \left|\frac{\Delta x}{2}\right| \quad (|y| > L/2)$$

$L'$  は補強材敷設角  $\theta \doteq 0$  と見なせる初期のせん断領域の幅である。

せん断中央面から鉛直方向に  $y$  だけ離れた地点での水平のせん断方向と補強材がなす角度  $\theta$  は次式で表せる。

$$\theta(y) = A \tan f(y) + \frac{\pi}{2} \quad (35)$$

ここで、

- $y$  : せん断中央面から鉛直方向の距離 (mm)
- $\eta$  : せん断変位量に関するパラメタ
- $\theta$  : 水平方向と補強材敷設方向のなす角度 ( $^\circ$ )
- $\alpha$  : 補強材の変形領域に関するパラメタ
- $\beta$  : 補強材の変形形状に関するパラメタ

である。

なお、 $\alpha$  および  $\beta$  は実験結果から観察された供試体内部の補強材の変形形状をフィッティングして求まるパラメタである。

**Fig. 68(b)&(c)** の豊浦砂による補強供試体内部の撮影画像から読み取った補強材の変形形状および式(34)によりフィッティングした近似曲線を **Fig. 112(a)** にそれぞれ示す。写真は同一の試験条件(補強材端部の拘束条件: CL条件, 補強材: V6000)で実施したもので、それぞれ異なるせん断変位量  $\Delta x = 42$  mm および  $\Delta x = 77$  mm 時点での補強材の変形形状を観察したものである。なお、せん断中央面からせん断領域境界までの距離  $L'/2$  は観察結果に基づいて 150 mm と定めた。いずれのせん断変位量においても式(34)により実測された補強材の変形形状をよくフィッティングできている。次に、実測された補強材の変形形状から算出した敷設角  $\theta$  の分布および式(35)により算定した分布を **Fig. 112(b)** に示す。推定した補強材敷設角  $\theta$  の分布も同様に実測値をよくフィッティングできている。ここで、任意のせん断変位量における

補強材の変形形状および敷設角  $\theta$  が式(34)によって補間できるものと仮定すると、**Fig. 113** のように任意のせん断変位量における補強材の変形形状および敷設角  $\theta$  を推定することができる。

これらの推定結果に基づいて、せん断強度の推定式に必要な敷設角  $\theta$  および土塊の周長  $r\omega$  を算出した。**Fig. 114** に敷設角  $\theta$  および土塊の周長  $r\omega$  の推定結果を示す。土塊周面の長さ  $r\omega$  は式(31)および式(35)により求められる。補強材端部に一定引張り力を負荷した CL 条件 (Test100) で補強材の変形形状を表すフィッティングパラメタは  $\alpha=60$  および  $\beta=30$  であり、補強材端部を完全固定した FD 条件 (Test119) では  $\alpha=95$  および  $\beta=33$  であった。

(2) 土質材料のせん断変位量－動員内部摩擦角の関係

補強材の存在によって供試体の変形モードが変化しないと仮定すると、供試体に生じる平均的なせん断ひずみ  $\gamma = \Delta x/L$  とせん断応力比の関係は、せん断領域の幅  $L$  によらず、同一となる。この仮定に基づいて、無補強供試体の試験結果から補強供試体内での土質材料の平均的なせん断ひずみ  $\gamma$  とせん断応力比の関係を推定する。土質材料のひずみ硬化・軟化モデルには田中(1992)の提案式を採用した。

硬化則 ( $\gamma \leq \epsilon_f$ )

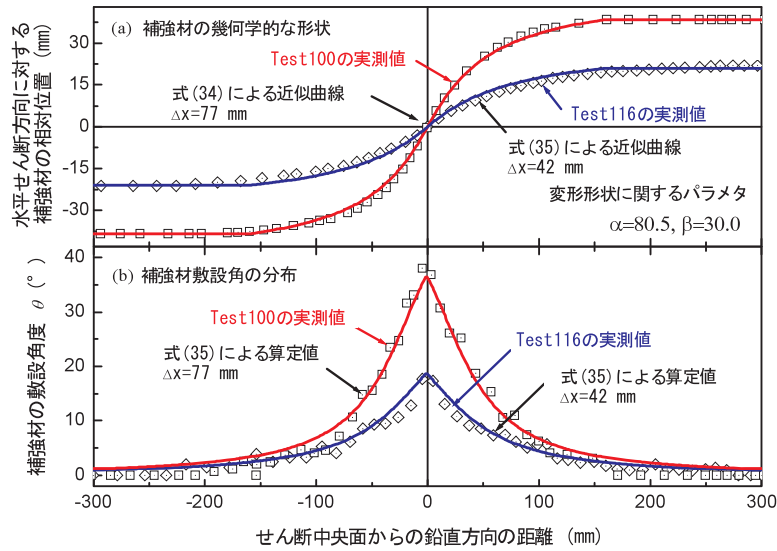
$$\phi_m(\gamma) = \left(2 \frac{\sqrt{\gamma \epsilon_f}}{\gamma + \epsilon_f}\right) \phi_p \quad (36)$$

軟化則 ( $\gamma > \epsilon_f$ )

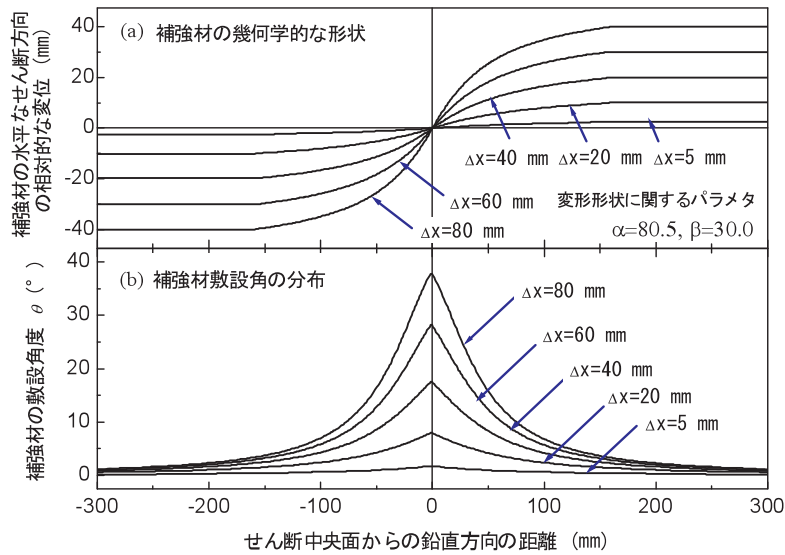
$$\phi_m(\gamma) = \phi_R + (\phi_p - \phi_R) \exp\left\{-\left(\frac{\gamma - \epsilon_f}{\epsilon_r}\right)^2\right\} \quad (37)$$

ここで、 $\epsilon_f$  はピーク強度発揮時のせん断ひずみ、 $\phi_r$  は残留内部摩擦角、 $\phi_p$  はピーク内部摩擦角である。 $\epsilon_r$  は実験によって決まるひずみ軟化パラメタである。

せん断領域の幅  $L$  は厳密に定義することが困難なため、本研究では便宜的にせん断帯の発生領域の幅  $w$  がせん断領域の幅  $L$  に比例すると考えた。せん断帯の平均的な発生領域の幅  $w$  は、供試体内部の観察結果から直接求めることができる。**Fig. 77** のせん断後の無補強・補強供試体内部の変状を見ると、**Fig. 77(a)** の無補強供試体におけるせん断帯の平均的な発生領域の幅  $w$  は 32.2 mm であった。これに対して、補強供試体ではせん断ひずみの発生領域が補強材周辺で広がるため、無補強供試体よりもせん断帯の発生領域の幅  $w$  は大きく、**Fig. 77(b)** の CL 条件の補強供試体 (Test100) で  $w = 40.6$  mm、**Fig. 77(c)** の FD 条件の補強供試体 (Test110) で  $w = 48.8$  mm であった。**Fig. 115** に無補強供試体の試験結果から得られた平均的なせん断ひずみ  $\gamma^*$ －せん断応力比の関係を示す。この図の横軸で示す平均的なせん断ひずみ  $\gamma^*$  は  $\Delta x/w$  である。平均的なせん断ひずみ  $\gamma^*$ －せん断応



**Fig. 112** 補強材の幾何学的形状と敷設角の推定結果：  
 (a) 実測した補強材の変形形状および式(34)によりフィッティングした近似曲線；  
 (b) 実測した補強材敷設角と式(35)により推定した分布  
 Measured and simulated geometric shape and bending angle of reinforcement:  
 (a) Measured geometric shapes and fitting curves by eq (34);  
 (b) measured and simulated bending angle of reinforcement



**Fig. 113** 任意のせん断変位量での補強材の変形形状および補強材敷設角の推定分布  
 Simulated geometric shape and bending angle of reinforcement at arbitrary shear displacements

力比の関係は、無補強供試体、補強供試体とも同一であるから、せん断変位量に対する補強供試体に動員されている内部摩擦角  $\phi_m (= \tan^{-1}(\tau_{vh}/\sigma_v))$  の関係は、平均的なせん断ひずみは  $\gamma^* = \Delta x/w$  を  $w$  倍することで求められる。

**(3) 補強材引張り力  $T_c$  および比率  $R_t$**

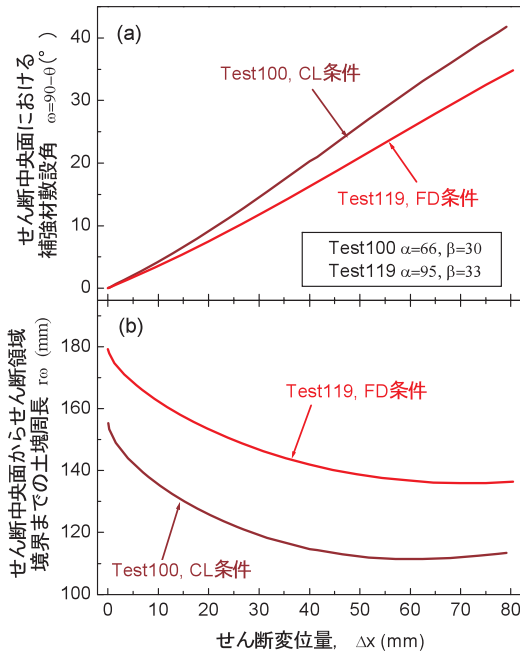
補強材引張り力  $T_c$  および  $T_m$  については補強材引張ひずみの実測値を換算して求めた。せん断領域境界上の補強材引張り力  $T_m$  はせん断面中央から土塊周面の長さ  $r_0$  離れた地点で発生している引張り力であり、この地点に近接した計測点での引張ひずみの実測値を換算して引張り力  $T_m$  を求めた。Fig. 116 にせん断変位量に対するセ

ん断面中央面上の引張り力  $T_c$  およびせん断面中央とせん断領域境界上の引張り力の比率  $R_t$  の変化を示す。なお、 $R_t$  は補強材引張ひずみの計測点間でバラツキが大きかったため、図中に示すように多項式近似した。

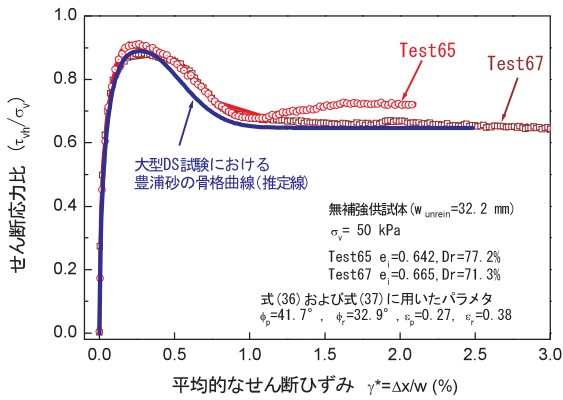
**f. 既往および提案した推定式による解析結果**

**(i) 実験結果との比較**

Fig. 117 に CL・FD 条件による豊浦砂の補強供試体の実験結果およびせん断強度の推定式(17)、式(18)および式(33)により得られた解析結果を示す。式(17)は現行設計法の考え方に基づいた推定式であり、式(18)はせん断領域境界上の引張り力のみで補強効果を評価した推定式である。式(33)は本研究で提案した式であり、土塊の支



**Fig. 114** 式(35)から推定された：(a)せん断中央面上の補強材敷設角  $\theta$ ；および (b)せん断中央面からせん断領域境界までの土塊周長  $rw$  の変化  
(a) Change in bending angle  $\theta$ ; (b) Change of length from central shear plane to boundary of shear zone along soil mass calculated by eq (35)

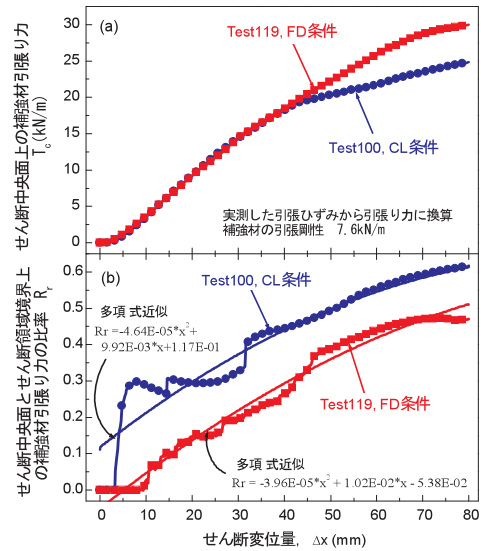


**Fig. 115** 土質材料の平均的なせん断ひずみ  $\gamma^*$  とせん断応力比の関係

Relationship between average shear strain and shear stress ratio in granular material

持力との釣合いが考慮されている。解析結果を比較してみると、式(17)による計算値は、せん断変位量の小さい段階 ( $\Delta x < 15\text{mm}$ ) では実験値とよく一致するが、せん断変位量が大きくなるにつれて、実験値を過大評価した。また、式(18)では、過小評価する傾向にあった。一方、提案式(33)では、CL条件では実験値をやや過大評価するが、FD条件では実験値とよく一致した。

次に、補強効果によって発生した鉛直およびせん断応力増分の成分を Fig. 118 に示す。Fig. 118(a) の鉛直応力増分  $\Delta\sigma_v$  の変化を見ると、せん断変位量が小さい段階 ( $\Delta x < 15\text{mm}$ ) では、せん断中央面上の補強材敷設角  $\theta \approx$



**Fig. 116** (a)せん断中央面上の補強材引張り力；  
(b)せん断中央面上とせん断領域境界上の補強材引張り力の比率  $R_r$   
(a) Reinforcement force on central shear plane;  
(b) Ratio between mobilized reinforcement forces at central plane and boundary of shear zone

$90^\circ$ と見なせるので、補強材の幾何学的な形状変化が小さい。その結果、土塊に支持力が分担されず、補強材引張り力と等価な鉛直応力がせん断面に負荷される。したがって、式(17)で示す鉛直応力が生じるものと考えられる。また、提案式(33)では、土塊周囲の摩擦による  $\Delta\sigma_{v-f}$ 、土塊の支持力による  $\Delta\sigma_{v-s}$ 、せん断領域境界外側から受ける  $\Delta\sigma_{v-m}$  の3つの異なる鉛直応力増分に分けられるが、せん断変位量が小さい段階では支持力による応力増分はほとんど発生しない。一方、せん断変位量が大きくなると、土塊間に伝達される鉛直力の一部が土塊の支持力として分担されるため、式(17)では表れない鉛直上向きの応力成分  $\Delta\sigma_{v-r}$  が発生する。このように式(17)と式(33)では異なる鉛直応力成分が得られる。ただし、結果的に見ると、トータル鉛直応力成分はほとんど差は現れなかった。

次に、Fig. 118(b) のせん断応力増分  $\Delta\tau_{vh}$  の推定結果では、差が現れた。せん断変位量が小さい段階 ( $\Delta x < 15\text{mm}$ ) では、せん断中央面上の補強材敷設角  $\theta \approx 90^\circ$  と見なせるので、補強材の幾何学的な形状変化が小さい。この場合、土塊に支持力が分担されず、補強材引張り力と等価な鉛直応力がせん断面に負荷される。したがって、式(17)および提案式(33)とも共通して、補強材引張り力は直接的にせん断抵抗には寄与せず、発達するせん断応力増分量  $\Delta\tau_{vh}$  は小さい。一方、せん断変位量が大きくなると、補強材敷設角が  $\theta < 90^\circ$  となるので、補強材引張り力が直接的にせん断抵抗するようになる。このとき、式(17)ではせん断中央面上での補強材引張り力  $T_c$  のうち、せん断方向に分解された引張り力成分をせん断抵抗力と見なして評価するのに対して、提案式(33)では補強



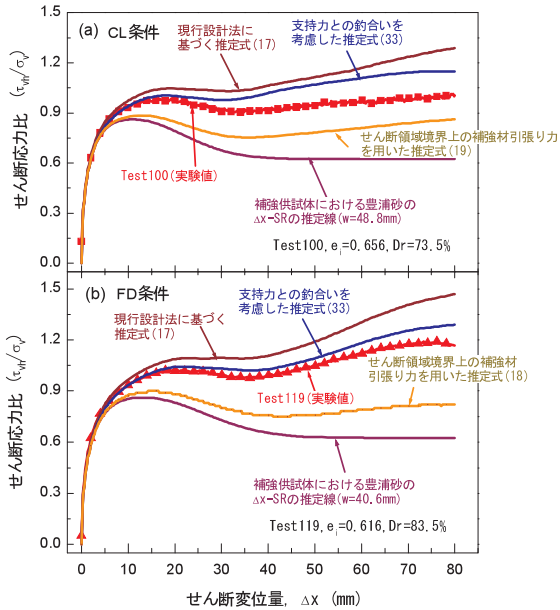


Fig. 117 豊浦砂の補強供試体のDS試験結果および解析結果：  
(a)CL条件；(b)FD条件  
DS test results and simulations for reinforced  
Toyoura sand specimens: (a) CL constraint condition;  
(b) FD constraint condition

材の幾何学的な形状変化に沿った摩擦および土塊の支持力との釣合いからせん断抵抗力を評価しているため、提案式で算定されたトータルせん断応力増分 $\Delta\tau_{vh}$ は、式(17)により算定された値よりも小さくなる。

(ii) 推定結果に関する考察

せん断変位量が小さい段階では、供試体膨脹に起因して補強材引張り力が発生するため、せん断中央面上に作用する引張り力は補強材敷設面に沿って働く摩擦力に釣合うと考えられる。そのため、せん断中央面上での補強材引張り力は土に働く摩擦力の大きさに等しい。したがって、式(17)を当てはめることができる。事実、式(17)による推定値は実験値を良く再現できている。ただし、せん断変位量が大きくなると(15mm< $\Delta x$ <最終せん断変位量)、補強材引張り力は土塊の支持力との釣合いが生じるため、式(17)の力の釣合い条件に適合しなくなる。その結果、せん断強度を過大評価するものと考えられる。また、せん断領域境界上の引張り力 $T_m$ を用いた式(18)は、実験値をよく再現できる可能性があるが、引張り力 $T_m$ がせん断領域境界の位置の取り方によって左右されるため、適切にせん断強度を定めることが難しい。これに対して、提案式(33)では、局所的なせん断変形が進んだ状態での力の釣合いを表現できるため、せん断変位量が大きくなった段階においても実験値を適切に推定することができる。

g. せん断領域の幅および補強材引張り力の比率 $R_t$ の違いが強度発現に及ぼす影響

せん断中央面上の補強材引張り力 $T_c$ が同一であって

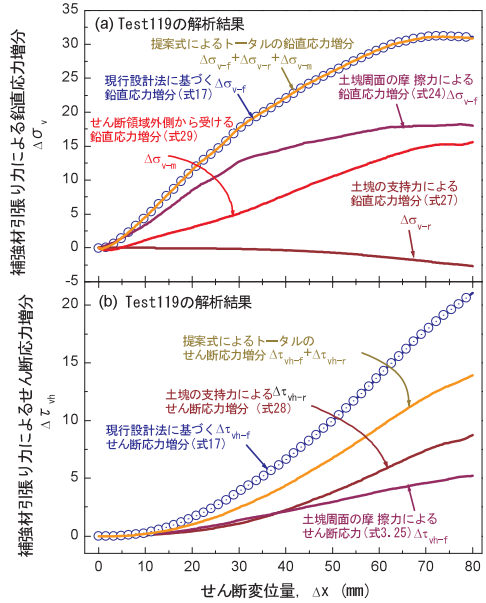


Fig. 118 推定式によって算定された補強材引張り力による応力成分：せん断変位量に対する；(a)鉛直応力増分の変化；(b)せん断応力増分の変化  
Simulated stress components caused by tensile-reinforcing effect:  
Relationships between shear displacement and  
(a) vertical displacement; (b) shear displacement

も、補強材の変形形状(土塊の中心角 $\omega$ )や補強材引張り力の比率 $R_t$ によって土塊が分担する支持力 $q_r$ の大きさや作用方向が異なるため、発揮される強度に差が生じる。本節では上記の影響を定量的に評価するために、補強材の変形形状や補強材引張り力の発達分布の違いが強度特性に与える影響を検討した。

(1) せん断領域の幅Lと引張り力の比率 $R_t$ の違いが強度発現に及ぼす影響

せん断中央面上の補強材引張り力 $T_c$ が同一で、せん断領域の幅Lとせん断中央面およびせん断領域境界上の引張り力の比率 $R_t$ が異なる場合での強度特性について検討した。推定式に用いるパラメータは、前節の実験結果(Test119)から得られたせん断中央面上の補強材引張り力 $T_c$ および土質材料の平均的なせん断ひずみ $\gamma^*$  - 動員内部摩擦角 $\phi_m$ の関係を、せん断領域の幅Lは40mmおよび200mmの2パターンを設定した。Fig. 119に補強材敷設角 $\theta = \text{atan}(\Delta x/L)$ の関係からせん断領域の幅Lと補強材敷設角 $\theta$ の関係を示す。Fig. 120にはせん断領域の幅Lおよび比率 $R_t$ が異なる条件で算定したせん断変位量とせん断応力比の関係を示す。この図から次のことがわかる。

- ・せん断変位量が小さい段階( $\Delta x < 35$  mm)  
せん断領域の幅Lが大きいほど、引張り力の比率 $R_t$ の違いによらず、高いピーク強度が得られる。
- ・せん断変位量が大きい段階(35 mm <  $\Delta x$  < 最終せん断変位量)  
せん断領域の幅Lが大きい場合は、引張り力の比率

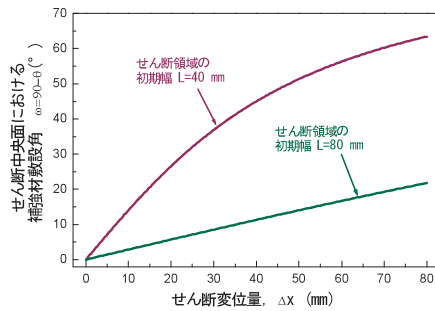


Fig. 119 セン断変位量に対する補強材敷設角  $\theta$  の変化  
Relationship between shear displacement and bending angle  $\theta$  of reinforcement

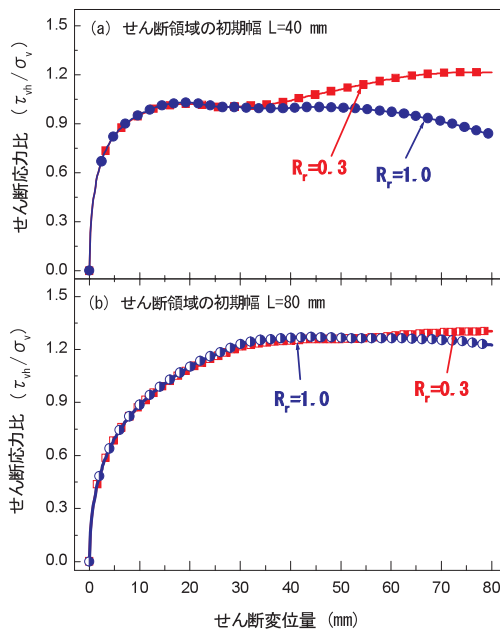


Fig. 120 セン断領域の幅  $L$  および補強材引張り力の比率  $R_f$  が異なる条件での解析結果：(a) セン断領域の幅  $L$  が小さい場合；(b) セン断領域の幅  $L$  が大きい場合  
Simulations with different shear zone widths  $L$  and ratios of reinforcement force  $R_f$ : (a) at small shear zone width  $L$ ; (b) at large shear zone width

$R_f$  の違いによる強度差はほとんど表れないが、 $L$  が小さい場合は、せん断変位量が増加するにつれ、強度差が大きくなる。これは、せん断中央面上の補強材引張り力が同一であっても、引張り力の比率  $R_f$  の影響がせん断領域の幅  $L$  によって異なることを意味する。

つまり、提案式(33)ではせん断中央面上に同一の引張り力が発揮された状態であっても補強材引張り力の比率  $R_f$  によって摩擦力と支持力に起因する2つのせん断応力増分  $\Delta\tau_{vh-f}$  と  $\Delta\tau_{vh-r}$  の発生量が異なる。すなわち、土塊の支持力  $q_v$  の発生量が異なる。

(2) 強度発現が異なる原因(考察)

せん断変位量が小さい段階 ( $\Delta x < 35$  mm) では、補強材敷設角  $\theta$  の変化量が小さく、補強材引張り力は鉛直方向に働く土の摩擦力に釣合うため、引張り力の比率  $R_f$  の違いによる影響はほとんど表れない。一方、せん断変位量が大きくなると ( $35 \text{ mm} < \Delta x < \text{最終せん断変位量}$ )、せん

断領域の幅  $L$  が狭いほど、補強材敷設角  $\theta$  が大きくなる。その結果、補強材引張り力によって土塊には鉛直上向き成分の力が作用する。この鉛直上向きの力は、 $R_f$  が大きいほど大きくなるので、 $R_f=0.3$  よりも  $R_f=1.0$  の方がせん断抵抗力を発揮しにくくなる。これに対し、せん断領域の幅  $L$  が大きい場合は、補強材敷設角  $\theta$  が大きくなりにくいので、引張り力の比率  $R_f$  が大きくても、鉛直上向き成分の力が土塊にほとんど作用しない。そのため、引張り力の比率  $R_f$  が強度発現に及ぼす影響が小さい。

また、土質材料の強度・変形特性を考えると、同一のせん断変位量  $\Delta x$  で比べると、せん断領域の幅  $L$  が大きいほど、土質材料に発生するせん断ひずみ  $\gamma = \Delta x/L$  は小さくなるので、より大きなせん断変位量  $\Delta x$  まで高い強度が土質材料に維持される。一方、動員される補強材引張り力はせん断変位量  $\Delta x$  が大きいほど大きくなるので、土に動員される内部摩擦角が大きな状態で、高い拘束効果が得られる。

以上のことから、同一の補強材引張り力が発揮されている状態では、せん断領域の幅  $L$  が大きいほど、高い引張り補強効果が得られやすい。

h. まとめ

補強土の DS 試験での支持力分担メカニズムを力学モデルにより表現し、せん断強度の推定式を提案した。さらに、補強土の DS 試験から得られたせん断変位量-せん断強度の関係を推定した。以下に得られた知見を示す。

- ① 幾何学的な形状変化に起因する引張り力が補強材に生じる場合、土の摩擦力だけでなく、土塊に支持力が作用するので、水平なせん断面上だけでは力の釣合いを表現することができない。つまり、せん断領域内で力の釣合いを考える必要がある。
- ② したがって、既往のせん断強度の推定式では、補強材引張り力と土の摩擦力の釣合いが前提条件として仮定されているため、せん断変位量  $\Delta x$  が小さい段階では実験値とよく一致するが、せん断変位量  $\Delta x$  が大きくなると、既往の推定式では考慮していない土塊の支持力との釣合いが生じる。その結果、実験値を適切に評価できないことがわかった。これに対して、支持力との釣合いを考慮した提案式では、せん断変位量  $\Delta x$  が小さい段階から大きな段階まで適切にせん断強度を評価することができた。
- ③ また、提案式によると、補強材引張り力の比率  $R_f$  が大きく、せん断領域の幅  $L$  が狭いほど土塊に鉛直上向き成分の載荷重  $q_v$  が作用するため、土塊間に伝達される力が低下し、効率的に引張り補強効果が発揮されにくくなることがわかった。
- ④ 一方、せん断領域の幅  $L$  が大きいと、比率  $R_f$  が大きくても、鉛直上向きの載荷重  $q_v$  が表れにくくなるので、効率的に強度発現することがわかった。また同時に、せん断領域の幅  $L$  が大きいと、

同一のせん断変位量に対して土質材料に発生するせん断ひずみ  $\gamma = \Delta x/L$  が小さくなるので、より大きなせん断変位量まで高い強度が維持される。その結果、土の拘束効果による強度増加が効率的に発揮されて、高い引張り補強効果が得られることがわかった。

以上のことから、効率的に引張り補強効果を発揮させるためには、局所的な変形が生じにくい材料を選定することが重要であると考えられる。それには、土中での引抜きに対する剛性が高い土質材料と補強材を選定することと、ピーク強度発揮時のせん断変位量が大きく、ダイレタンシーの発生量が大きな大粒径材をよく締固めることが有効であると考えられる。

#### IV 弾塑性有限要素法によるシミュレーション

##### 1 本研究で用いた有限要素法の概要

有限要素は、1点積分の4節点アイソパラメトリック要素を用いた。降伏関数には Mohr-Coulomb 型モデルを、塑性ポテンシャルには  $\pi$  平面上に特異点を持たない Drucker-Prager 型モデルを適用した (MC - DP 型モデル)。さらに、関連流れ則を仮定し、応力-ひずみ関係においてはせん断帯幅を考慮した構成式を適用した。数値解法には動的緩和法とリターンマッピング法を混合した解法を用いた。

##### 2 せん断帯とひずみ軟化構成モデル

粒状体では、一定のせん断ひずみが発生すると、局所的に有限の幅をもつせん断帯が形成され、ひずみ軟化が生じる。せん断帯が形成される場合には、供試体の平均的な応力-ひずみ関係は供試体サイズによって大きく変化する (サイズ効果)。しかし、通常の有限要素では、せん断帯幅よりもかなり大きな要素を用いるので、要素内の特定の領域に集中する塑性変形を考慮できない。そのため本モデルでは、ひずみ軟化によるせん断帯幅への塑性変形の集中が表現できるように、有限要素の面積に占めるせん断帯幅の比に基づいて、塑性変形が集中した要素内に発生した状態を表現できるようにした。

##### a. ひずみ硬化軟化を考慮した弾塑性構成モデル

地盤内のある微小要素の全ひずみ  $d\varepsilon$  は弾性ひずみ増分  $d\varepsilon^e$  と、塑性ひずみ増分  $d\varepsilon^p$  の和で表される。

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad (38)$$

弾性ひずみ増分は、

$$d\varepsilon^e = D^{-1}d\sigma \quad (39)$$

となる。 $d\sigma$  は応力増分の成分、 $D$  は弾性テンソルである。塑性ひずみ増分  $d\varepsilon^p$  は、

$$d\varepsilon^p = \lambda \frac{\partial \Phi}{\partial \sigma} \quad (40)$$

となる。塑性ポテンシャル  $\Phi$  であり、応力 ( $\sigma$ ) と、単一の軟化パラメタ ( $\kappa$ ) で与えられるとする。 $\lambda$  は正の未知比例定数

要素すべてが塑性流動する場合は、

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + s d\varepsilon^p = D^{-1}d\sigma + \lambda b$$

となる。降伏関数  $f$  が次のように応力 ( $\sigma$ ) と塑性ひずみパラメタ ( $\kappa$ ) で与えられるとする。

$$f(\sigma, \kappa) = 0, \quad df = 0 \quad (41)$$

であるから、

$$a \cdot d\sigma - A\lambda = 0, \quad A = -\frac{1}{\lambda} \cdot \frac{\partial f}{\partial \kappa} d\kappa \quad (42)$$

となる。ここに

$$a = \frac{\partial f}{\partial \sigma}, \quad b = \frac{\partial \Phi}{\partial \sigma} \quad (43)$$

要素の面積を  $F_e$ 、要素を横切るせん断帯の面積を  $F_b$  とすると、面積比  $s$  は次のようになる。

$$\frac{F_b}{F_e} = s \quad (44)$$

計算上、面積比  $s$  は、一次近似として以下のように扱うこととする。

$$s = \frac{w}{l} \quad (45)$$

このように、要素に対するせん断帯の面積比を定義すると、全ひずみは

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + s d\varepsilon^p = D^{-1}d\sigma + s\lambda b \quad (46)$$

となる。両辺に  $aD$  を乗じて、

$$aDd\varepsilon = ad\sigma + s\lambda aDb = (A + saDb)\lambda \quad (47)$$

となる。ゆえに

$$\lambda = \frac{aDd\varepsilon}{A + saDb} \quad (48)$$

式(46)の両辺に  $D$  を乗じて、式(48)を代入すると、

$$\begin{aligned} Dd\varepsilon &= d\sigma + s\lambda Db \\ &= d\sigma + \frac{sDb a D d\varepsilon}{A + saDb} \end{aligned} \quad (49)$$

となる。したがって、式(49)より次式の応力-ひずみ関係が得られる。

$$d\sigma = \left( D - \frac{sDb a D}{A + saDb} \right) d\varepsilon \quad (50)$$

式(50)を用いることによって、有限幅のせん断帯を発生する材料のサイズ効果が解析的に得られる。しかし、客



観的な解を得るには、要素はあまり歪んだものではなく、比較的正方形に近い形が良く、メッシュ分割もあまり粗くないことが望ましい。

**b. Mohr-Coulomb 型の降伏関数**

土の破壊条件にはさまざまな式が提案されているが、本研究では、もっとも古くから破壊基準として用いられている Mohr-Coulomb 型を降伏条件として用いた。

$$f = \alpha I_1 + \frac{\sqrt{J_2}}{g(\theta)} - \gamma = 0 \quad (51)$$

ここで、

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (52)$$

$$g(\theta) = \frac{3 - \sin \phi}{2\sqrt{3} \cos \theta - 2 \sin \theta \sin \phi} \quad (53)$$

$$\gamma = \frac{6c \cdot \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (54)$$

である。

**c. Drucker-Prager 型の塑性ポテンシャル**

塑性ポテンシャルに Mohr-Coulomb 型を適用した場合、平面ひずみ条件を仮定すると、必ず特異点に入ってしまう解が発散してしまう。この問題を回避するために、本研究では塑性ポテンシャルに特異点を持たない Drucker-Prager 型の塑性ポテンシャルを適用した。

$$\Phi = \alpha' I_1 + \sqrt{J_2} = 0 \quad (55)$$

ここで、係数  $\alpha'$  は、平面ひずみ条件ではダイレタンシー角  $\Psi$  を用いて

$$\alpha' = \frac{\tan \Psi}{\sqrt{9 + \tan^2 \Psi}} \quad (56)$$

と表すことができる。また、3軸圧縮条件では

$$\alpha' = \frac{2 \sin \Psi}{\sqrt{3}(3 - \sin \Psi)} \quad (57)$$

となる。

**d. ひずみ硬化軟化を考慮した膨張関数**

密詰めした粒状体の土質材料の場合、ピーク強度を発揮した後にひずみ軟化挙動を示す。ひずみ軟化は、塑性ひずみがある値に達した後に表れる。そこで、塑性ひずみパラメタに閾値  $\varepsilon_f$  を設け、閾値を境にひずみ硬化、ひずみ軟化のそれぞれを独立に定式化した。

硬化則 ( $\kappa \leq \varepsilon_f$ )

$$\alpha(\kappa) = \left( 2 \frac{\sqrt{\kappa \varepsilon_f}}{\kappa + \varepsilon_f} \right)^m \alpha_p \quad (58)$$

軟化則 ( $\kappa > \varepsilon_f$ )

$$\alpha(\kappa) = \alpha_R + (\alpha_p - \alpha_R) \exp \left\{ - \left( \frac{\kappa - \varepsilon_f}{\varepsilon_r} \right)^2 \right\} \quad (59)$$

ここで、 $\varepsilon_r$  は実験によって決まるひずみ軟化パラメタである。また、 $\alpha_R$  は残留強度でのパラメタ  $\alpha$ 、 $\alpha_p$  はピーク強度でのパラメタ  $\alpha$  であり、式(52)を用いてそれぞれ以下の式で与えられる。

$$\alpha_R = \frac{2 \sin \phi_R}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi_R)} \quad (60)$$

$$\alpha_p = \frac{2 \sin \phi_p}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi_p)} \quad (61)$$

それぞれ  $\phi_R$  は残留強度でのせん断抵抗角、 $\phi_p$  はピーク強度でのせん断抵抗角を表す。Bolton(1986&1987)が提案した式を用いて相対密度と平均応力の関数として次式で求められる。

$$\begin{aligned} I_R &= D_r \left\{ 5 - \ln \left( \frac{\sigma_m}{150} \right) \right\} - 1 & (\sigma_m \geq 150 \text{ kN/m}^2) \\ I_R &= 5D_r - 1 & (\sigma_m < 150 \text{ kN/m}^2) \\ \phi_p &= \phi_R + 5I_R \end{aligned} \quad (62)$$

ここで、 $\sigma_m$  は平均応力、 $D_r$  は相対密度である。

**e. 非関連流れ則**

降伏条件を Mohr-Coulomb 型、塑性ポテンシャルを Drucker-Prager 型として、 $\phi = \Psi$  とする関連流れ則を仮定すると、応力の降伏点と体積ひずみの増加点が一致することになる。しかし、実際の実験では応力ひずみ関係のピークと体積ひずみのピークは一致しない。そこで、この問題に対応するため非関連流れ則を適用する。土質材料における非関連流れ則の適用とその有効性については田中(1981)によって検討されている。

田中は、応力とダイレタンシーの関係として Rowe の応力-ダイレタンシー関係を修正した以下の式を用いてせん断抵抗角  $\phi$  とダイレタンシー角  $\Psi$  を関係付けた。

$$\begin{aligned} \sin \Psi &= \frac{\sin \phi - \sin \phi'_R}{1 - \sin \phi \sin \phi'_R} \\ \phi'_R &= \phi_R \left[ 1 - \beta \exp \left\{ - \left( \frac{\kappa}{\varepsilon_d} \right)^2 \right\} \right] \end{aligned} \quad (63)$$

ここで、 $\phi_R$  は残留せん断抵抗角、 $\beta$ 、 $\varepsilon_d$  は実験から求められるパラメタ、 $\kappa$  は塑性ひずみパラメタである。本研究では、この関係式を用いて非関連流れ則を適用した降伏関数と塑性ポテンシャルを関係付けて適用している。

**f. 動的緩和法**

静的な非線形問題の解は、式(64)で与えられる両辺の差として表される不平衡力である残差力を除去すること

によって得られる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}} + \mathbf{R}_I = \mathbf{R} \quad (64)$$

ここに、 $\mathbf{M}$ は質量マトリックスのランブ質量、 $\mathbf{C}$ は減衰マトリックス、 $\ddot{\mathbf{U}}$ は加速度ベクトル、 $\dot{\mathbf{U}}$ は速度ベクトル、 $\mathbf{U}$ は変位ベクトル、 $\mathbf{R}_I$ は内部力ベクトル、 $\mathbf{R}$ は外力ベクトルをあらわす。

$$\Delta\mathbf{R} = \mathbf{R} - \mathbf{R}_I - \mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} - \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}} \quad (65)$$

この式を次に示す中央差分式を用いて離散化する。中央差分法では速度ベクトルと加速度ベクトルについて次のように仮定する。

$$\dot{\mathbf{U}}_t = \frac{1}{2\Delta t}(-\mathbf{U}_{t-\Delta t} + \mathbf{U}_{t+\Delta t}) \quad (66)$$

$$\ddot{\mathbf{U}}_t = \frac{1}{\Delta t^2}\{\mathbf{U}_{t-\Delta t} - 2\mathbf{U}_t + \mathbf{U}_{t+\Delta t}\} \quad (67)$$

このとき時刻  $t + \Delta t$  での変位解  $\mathbf{U}_{t+\Delta t}$  を求めるために、残差力  $\Delta\mathbf{R}$  の評価を時刻  $t$  において行う。時刻  $t$  において式(28)と式(29)を式(30)に代入すると

$$\left(\frac{1}{\Delta t^2}\mathbf{M} + \frac{1}{2\Delta t}\mathbf{C}\right)\mathbf{U}_{t+\Delta t} = \mathbf{R} + \mathbf{R}_I + \frac{2}{\Delta t^2}\mathbf{M}\mathbf{U}_t - \left(\frac{1}{\Delta t^2}\mathbf{M} - \frac{1}{2\Delta t}\mathbf{C}\right)\mathbf{U}_{t-\Delta t} + \Delta\mathbf{R} \quad (68)$$

となる。この式から残差力を除くと時刻  $t + \Delta t$  での変位  $\mathbf{U}_{t+\Delta t}$

また、減衰マトリックスは質量マトリックスを用いて次式で決定する。

$$\mathbf{C} = \alpha \mathbf{M} \quad (69)$$

ここに  $\alpha$ : 減衰係数(弾性特性に対応して変化する) 減衰係数  $\alpha$  はレイリー商の形で以下の式で与えられる。

$$\alpha_t = 2\sqrt{\frac{\mathbf{U}_t^T \mathbf{K} \mathbf{U}_t}{\mathbf{U}_t^T \mathbf{M} \mathbf{U}_t}} \quad (70)$$

この減衰係数  $\alpha_t$  はの最小固有周波数に対する固有ベクトルであり、 $\mathbf{M}$ はランブ質量、 $\mathbf{K}$ は接線剛性マトリックスを対角マトリックスで近似して以下の式で与えられる。

$$\mathbf{K} = \frac{\mathbf{R}_t - \mathbf{R}_{t-\Delta t}}{\Delta t \dot{\mathbf{U}}} \quad (71)$$

中心差分は陽解法であるため、時間ステップに対する安定性を考慮しなければならない。時間増分  $\Delta t$  についての安定性条件は以下の式で与えられる。

$$\Delta t \leq \frac{\beta l}{C_p} \quad (72)$$

ここで、 $\beta$ は1以下の係数、 $l$ は節点間最短距離、 $C_p$ はp波速度を示す。また、 $C_p$ は以下の式で与えられる。

$$C_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (73)$$

ここで、 $E$ はヤング率、 $\nu$ はポアソン比、 $\rho$ は密度をあらわす。本研究では動的緩和法の時間増分は仮想時間であり1としている。よって密度は式(73)より、仮想密度として以下の式で与えられる。

$$\rho = E(1-\nu)/\{\beta^2 l^2(1+\nu)(1-2\nu)\} \quad (74)$$

### g. 収束判定

収束判定には、荷重ノルムとエネルギーノルムの両者を満たす判定  $\varepsilon_1$ 、 $\varepsilon_2$  を用いそれぞれ以下の式を用いる。

$$\frac{\|\mathbf{R}_t - \mathbf{R}_{Bt} + \mathbf{R}_I\|^2}{\|\mathbf{R}_I\|^2} < \varepsilon_1 \quad (75)$$

$$\frac{\Delta t \dot{\mathbf{U}}_t^T (\mathbf{R}_t - \mathbf{R}_{Bt} + \mathbf{R}_I)}{\Delta t \dot{\mathbf{U}}_{0t}^T \mathbf{R}_I} < \varepsilon_2 \quad (76)$$

ここに、 $\dot{\mathbf{U}}_t$ は各時刻での速度ベクトル、 $\dot{\mathbf{U}}_{0t}$ : 反復計算開始時の速度ベクトル

上限反復回数に達しても両者の判定式が満足されない場合、最終繰り返し計算回の値をそのステップの解とし次ステップを計算する。

## 3 DS 試験における解析条件

### a. 有限要素メッシュ

DS 試験の解析に使用した有限要素メッシュを Fig. 121 に示す。要素には4節点アイソパラメトリック要素を適用した。本有限要素メッシュの総要素数は1354、総節点数は1441である。補強供試体のモデルでは、供試体中央にせん断面に対して直交方向に補強材を配置し、補強材周面にはインターフェース要素を配置した。せん断ひずみが集中するせん断面付近には10 mm × 10 mmの正方形メッシュを配置した。なお、Fig. 121に示したように上蓋と側壁を分離した境界条件で解析を行った。これは実験と同じように蓋と側壁を一体化した場合、壁面と土の要素間にすべりが生じにくくなるため、圧密時にせん断箱の隙間の要素に変形が集中する現象が生じ、うまく計算できなかったためである。この点で解析と実験での境界条件が異なっている。ただし、実験と同様に与えた鉛直荷重がせん断面上に加わるよう、鉛直方向に対して上箱側壁の変位をフリーとし、上箱側壁は壁面に作用する摩擦力によるせん断面上の鉛直力への影響を少なくした。せん断上箱に与える水平方向の強制変位は、田中ら(2002)、森(2004)を参考にして、0.001mm/stepとした。

### b. 補強材と土の相互作用のモデリング

補強材には4節点アイソパラメトリック要素を用い

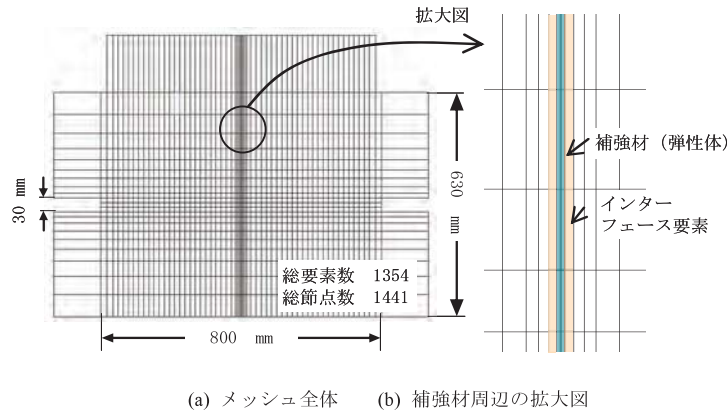


Fig. 121 DS 試験のシミュレーションに用いた有限要素メッシュ  
Finite element mesh used in the DS test simulations

た。4 節点アイソパラメトリック要素は曲げ剛性を有しているため、厳密には曲げに対してほとんど抵抗しない引張り補強材をモデル化する場合、曲げ剛性の影響が生じるが、要素の厚みが比較的薄く、せん断変位量が小さい段階では補強材にほとんど曲げ応力が発生しないため、本研究では曲げ剛性の影響を無視することとした。補強材と土の間に生じるすべりは、補強材に面する部分にインターフェース要素を配置することによって表現した。なお、インターフェース要素によって補強材の引抜きに伴う補強材と土の相互作用を適切に表現できることが Kotake (1998) によって示されている。インターフェース要素は土と同じ構成モデルであり、インターフェース要素の内部摩擦角を補強材と土の摩擦角に一致させることで、近似的に補強材と土のすべり挙動を取扱うことができる。

c. 材料定数

(i) 豊浦砂の材料定数

解析に用いた豊浦砂の材料定数は龍岡ら (1986) が行っ

た実験結果を参考にして Table 21 のように定めた。実験パラメタとしては、相対密度、単位体積重量、間隙比が挙げられる。相対密度は実験と同じ 73.5% の値を使用した。インターフェース要素の内部摩擦角は、①土のピーク強度時の最大内部摩擦角よりも小さく、かつ、②補強材の土中引抜き試験によると、引抜き変位量と引抜き荷重の関係には、ピーク引抜き荷重後に強度低下を示さないことから、地盤の相対密度を低くして、ひずみ軟化が表れないようにした。

(ii) 補強材の材料定数

補強材の引張り試験から得られた引張ひずみ-引張り荷重の関係から補強材のヤング率を求める方法について解説する。引張り試験で得られる引張り荷重と引張り応力の関係は次のようである。

$$\sigma = T / Area \tag{77}$$

また、引張り応力と引張ひずみの関係は

Table 21 豊浦砂およびインターフェース要素の材料定数  
Parameters for Toyoura sand and interface elements

		豊浦砂	インターフェース要素
初期せん断弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	E	2040	〃
初期せん断弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	G <sub>0</sub>	8163	〃
単位体積重量 (kgf/cm <sup>3</sup> )	γ <sub>t</sub>	0.00155	〃
相対密度 (%)	Dr	73.5	44.0
間隙比	E	0.66	〃
ポアソン比	ν	0.3	〃
静止土圧係数	K <sub>0</sub>	0.5	〃
残留せん断抵抗角 (°)	φ <sub>R</sub>	34	〃
軟化パラメタ	m	0.3	〃
	ε <sub>r</sub>	0.6	〃
塑性ひずみパラメタ	ε <sub>f</sub>	0.1	〃
	ε <sub>d</sub>	0.1	〃
ダイレタンシー角に関するパラメタ	β	0.2	〃
	S.B.	0.3	〃



**Table 22** 補強材の材料定数  
Parameters for tensile reinforcement

ヤング率 (kN/m <sup>2</sup> )	E	2.20×10 <sup>6</sup>
補強材の厚み (mm)	t	4.0
単位体積重量 (kgf/cm <sup>3</sup> )	γ <sub>t</sub>	0.0030
ポアソン比	ν	0.20

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (78)$$

であるから、補強材のヤング率は

$$E = \frac{T}{Area \cdot \varepsilon} \quad (79)$$

で与えられる。

ここで、

σ : 補強材の引張り応力 (kN/m<sup>2</sup>)

T : 単位長さ当たりの引張り荷重 (kN/m)

Area : 単位奥行き長さ当たりの補強材の断面積 (m<sup>2</sup>)

E : 実際の補強材のヤング率 (kN/m<sup>2</sup>)

一方、解析では2次元平面ひずみ条件で補強材をモデル化しているため、格子状の補強材を直接的に3次元形状として取り入れることができない。したがって、実物の単位奥行き長さ当たりの補強材の平均的な断面積 Area とヤング率 E の関係から、解析上のヤング率 E' と補強材の要素の厚み t の関係を求めると、以下の関係式が得られる。

$$E' = \frac{Area \cdot E}{t} \quad (80)$$

E' は解析上で設定する補強材のヤング率 (kN/m<sup>2</sup>)

t は解析上で設定する補強材の厚み (mm)

本解析で使用した補強材のパラメタを **Table 22** に示す。

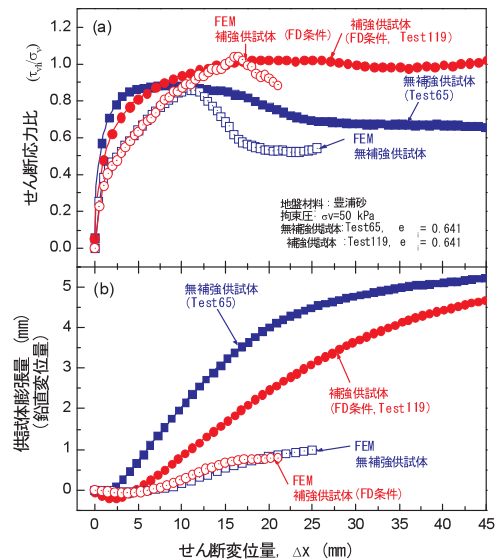
#### d. 収束判定

非線形計算は収束条件を荷重ノルム  $\varepsilon_1 = 0.001$  とし、エネルギーノルム  $\varepsilon_1 = 9999.0$  とし、上限反復回数は 50,000 回とした。また、繰り返し計算による反復回数が 50,000 回を超えても計算が収束しなかった場合は、50,000 回目の計算結果を基に次ステップに進めた。

## 4 解析結果

### a. せん断変位量-せん断応力比および鉛直変位量の関係

**Fig. 122** に解析結果から得られた無補強・補強供試体のせん断変位量  $\Delta x$  -せん断応力比  $\tau_{vh}/\sigma_v$  および鉛直変位量  $\Delta y$  の関係を示す。解析結果を見ると、実験結果と同様に、無補強供試体ではピーク強度発揮後においてひずみ軟化挙動を示すが、補強供試体では無補強供試体では見られない明らかな強度増加が生じた(**Fig. 122(a)**)。これは無補強供試体では土質材料のひずみ軟化による強度低下が生じ始めるが、補強供試体では土質材料の強度



**Fig. 122** 無補強・補強供試体の DS 試験の解析結果 : せん断変位量に対する ;

(a)せん断応力比の変化; (b) 供試体膨張量の変化

DS test simulation results for un-reinforced and reinforced specimens: Relationships between shear displacement and (a) shear stress ratio; (b) vertical displacement

低下を補うだけの引張り補強効果が発揮されるためだと考えられる。一方、**Fig.122(b)** の供試体膨張量の解析値は、無補強・補強供試体とも実験値よりも解析値の方が小さくなっているが、実験結果と同様に、補強供試体の膨張量の方が無補強供試体よりも膨張量が小さくなっている。これは、補強供試体では、補強材によって土のダイラテンシーによる膨脹が抑制され、供試体の膨脹量が小さくなったためだと考えられる。

### b. 供試体内部の応力・ひずみ状態

#### (i) 無補強供試体

**Fig. 123** にピーク強度発揮前後における無補強供試体内部のせん断ひずみ分布を示す。せん断に伴い受働側の上下箱の側壁が押し込まれるため、上下せん断箱の隙間部分にせん断ひずみが発生し、この領域から供試体内部へと進行的に破壊が生じていることがわかる(同図(a)→(b)→(c))。また、せん断応力の発達に伴い **Fig. 124** の最大主応力分布に見られるように、受働的な領域に応力レベルが高い領域が形成され、下箱の受働的な領域に主応力の伝達経路が形成される。この解析結果は Dyer (1986)によって得られた **Fig. 125** の観察結果によく一致した。

次に、供試体内部の最大主ひずみ分布を **Fig. 126** に示す。なお、圧縮ひずみはプラスで表されている。主ひずみ  $\varepsilon_1$  は最大主応力  $\sigma_1$  の伝達経路と同じ方向に発達していることがわかる。これはせん断とともに供試体の主応力方向が回転するため、主ひずみ方向も回転したためだと考えられる。この図と Palmeri&Milligan(1989)が観察した **Fig. 127** のひずみ分布を比較してみると、ひずみの発生方向、領域ともに良く一致していることがわかる。

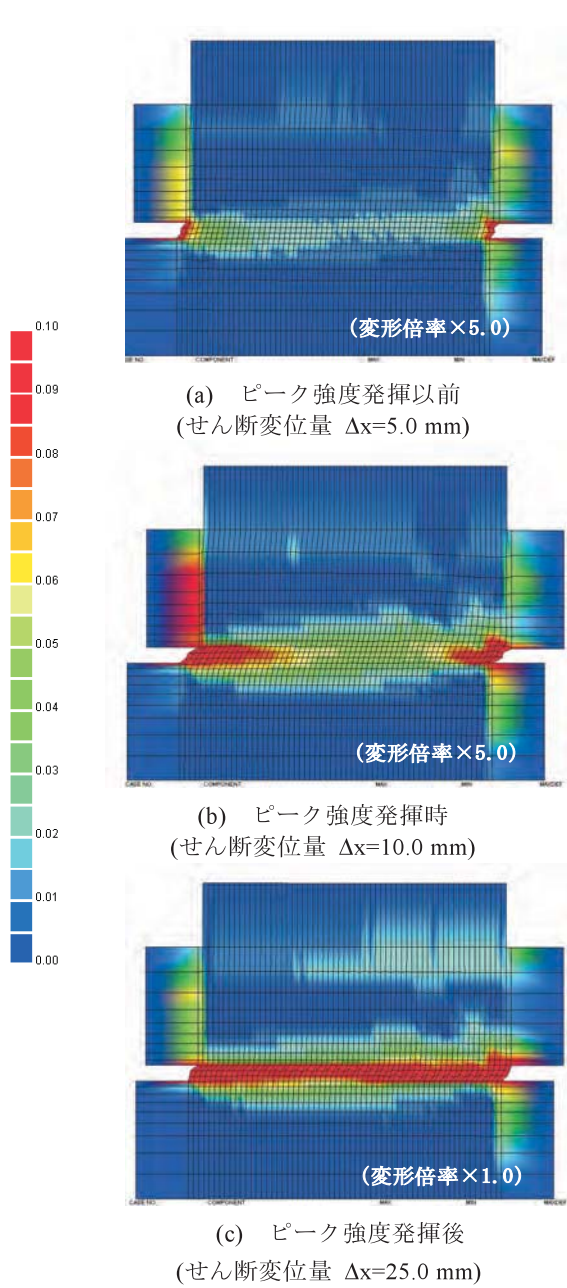


Fig. 123 無補強供試体のせん断ひずみ分布  
Shear strain contour map in un-reinforced specimen

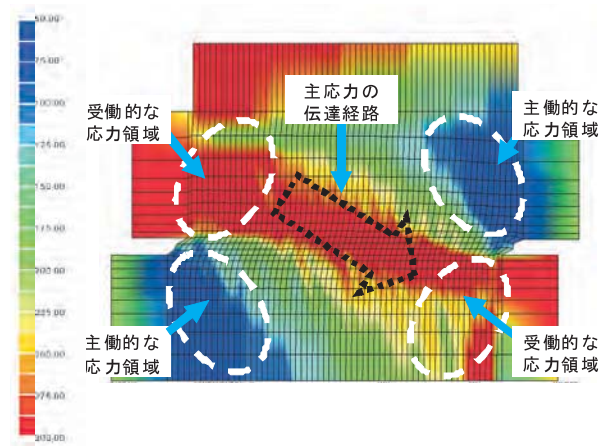


Fig. 124 無補強供試体の最大主応力分布  
(ピーク強度発揮時のせん断変位量  $\Delta x=10.0$  mm, 変形倍率  $\times 5.0$ )  
Principal stress contour map in un-reinforced specimen

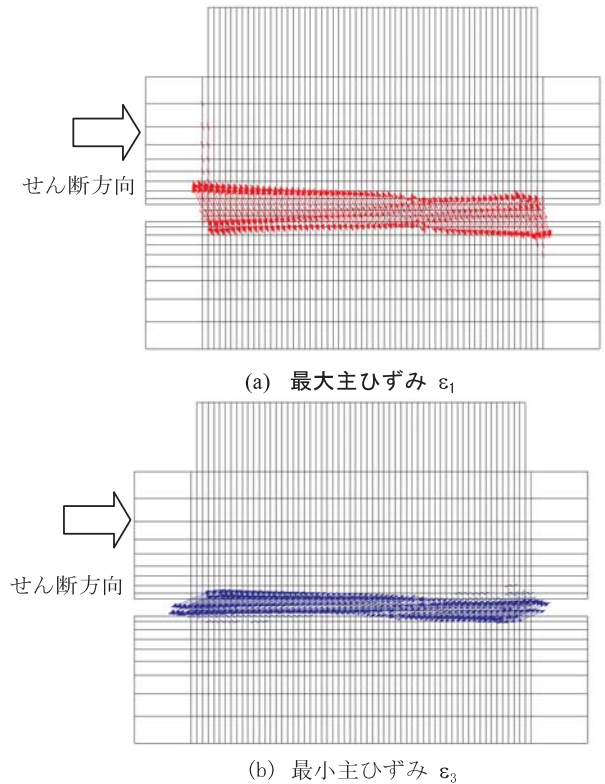


Fig. 126 無補強供試体の最大主ひずみのベクトル分布  
(ピーク強度発揮後のせん断変位量  $\Delta x=10.0$  mm)  
Principal strain contour map in un-reinforced specimen

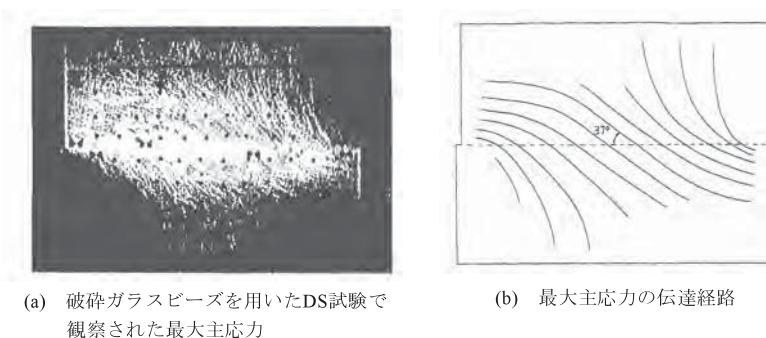


Fig. 125 無補強供試体のピーク強度の主応力方向 (Dyner, 1986)  
Principal stress direction at peak strength in un-reinforced specimen



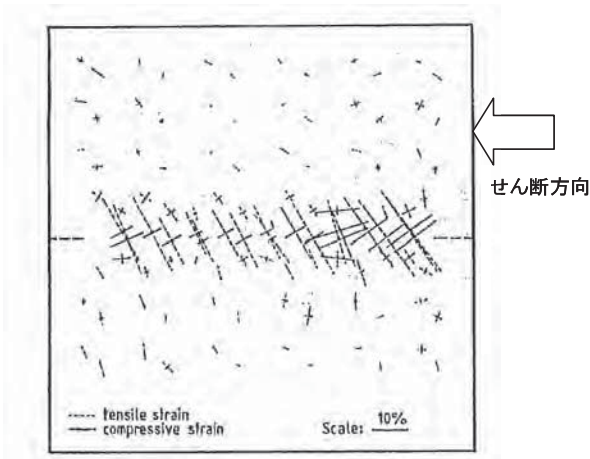
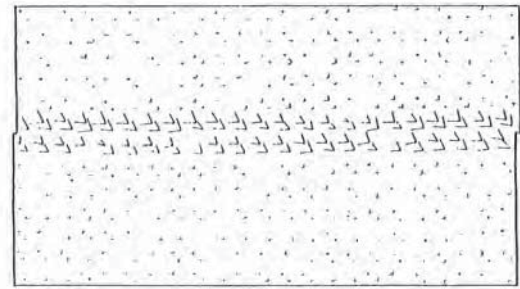
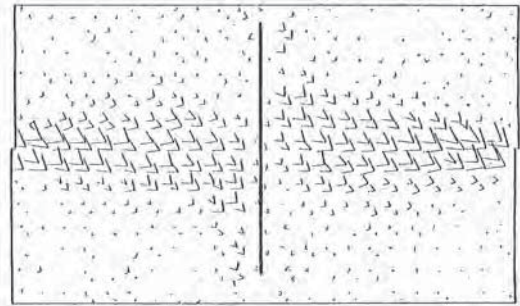


Fig. 127 無補強供試体の主ひずみのベクトル分布  
せん断箱の寸法：1mの立方体の実験結果  
(Palmeria&Milligan, 1989より引用)

Principal strain contour map in un-reinforced specimen obtained from experimental results with a 1.0 m cubic shear box



(a) 無補強供試体



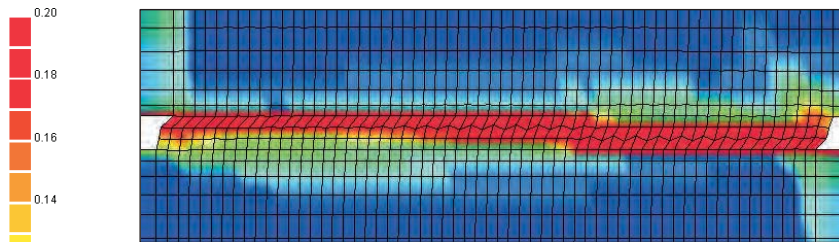
(b) ラフな金属シートによる補強供試体

Fig. 129 無補強・補強供試体の Zero incremental strain のベクトル分布 (Jewell&Wroth, 1987)

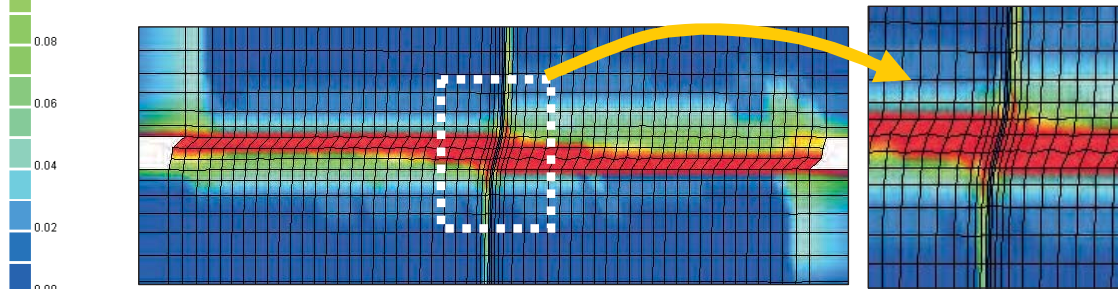
Zero incremental strain vector map in unreinforced and reinforced specimens

(ii) 補強供試体

Fig. 128 に無補強・補強供試体のせん断ひずみ分布を示す。Fig. 128(a)の無補強供試体ではせん断中央面上にせん断ひずみが卓越して発生するが、Fig. 128(b)の補強供試体では僅かにせん断ひずみが補強材とせん断面が交わる領域で拡大している様子が確認できる。同様に、Jewell&Wroth(1987)および本実験で得られた Fig. 129 & Fig. 130 の観察結果に見られるように、紡錘状のせん断領域が形成されていることがわかる。また、供試体内部での応力分布は、Fig. 124 に示したように無補強供試



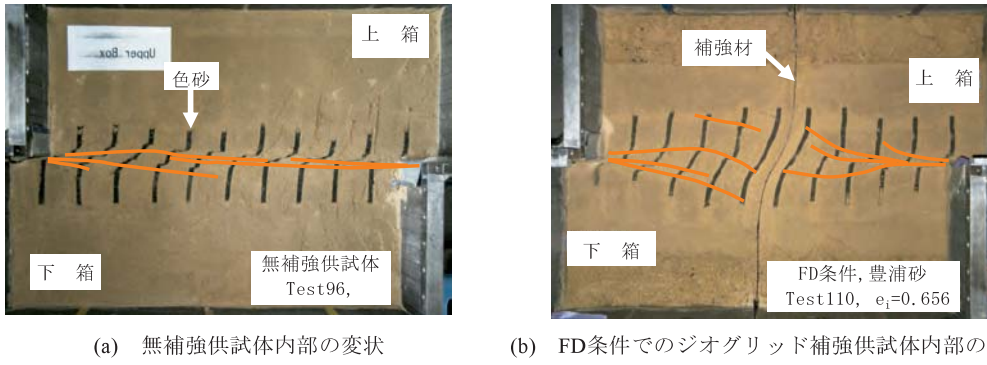
(a) 無補強供試体



(b) 補強供試体

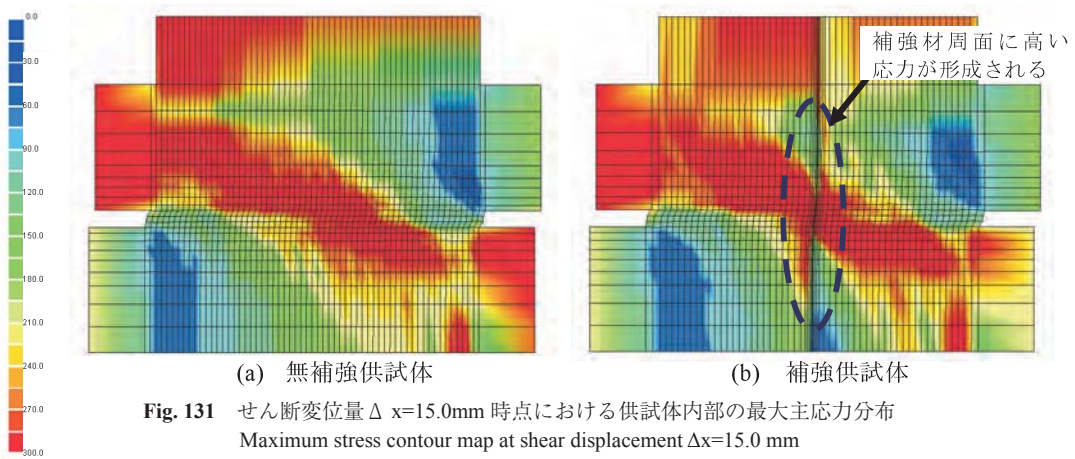
Fig. 128 供試体内部のせん断ひずみ分布  
Shear stain contour map in un-reinforced and reinforced specimens



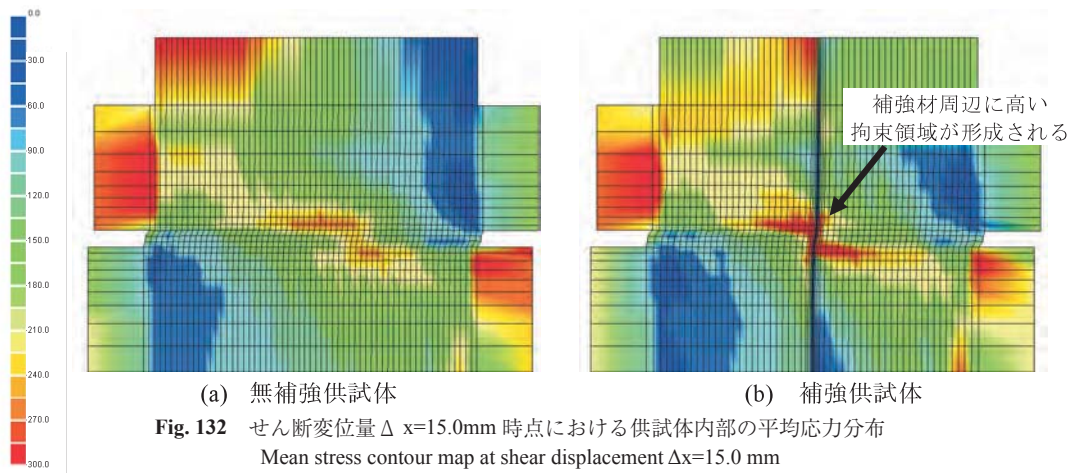


(a) 無補強供試体内部の変状 (b) FD条件でのジオグリッド補強供試体内部の変状

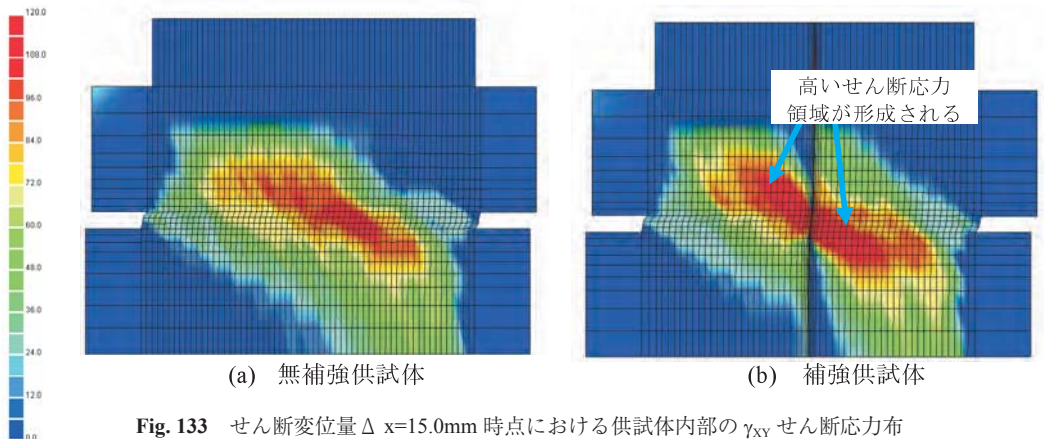
**Fig. 130** 豊浦砂の無補強・補強供試体の内部変状  
Deformations observed in unreinforced and reinforced Toyoura sand specimens



(a) 無補強供試体 (b) 補強供試体  
**Fig. 131** せん断変位量  $\Delta x=15.0\text{mm}$  時点における供試体内部の最大主応力分布  
Maximum stress contour map at shear displacement  $\Delta x=15.0\text{ mm}$



(a) 無補強供試体 (b) 補強供試体  
**Fig. 132** せん断変位量  $\Delta x=15.0\text{mm}$  時点における供試体内部の平均応力分布  
Mean stress contour map at shear displacement  $\Delta x=15.0\text{ mm}$



(a) 無補強供試体 (b) 補強供試体  
**Fig. 133** せん断変位量  $\Delta x=15.0\text{mm}$  時点における供試体内部の  $\gamma_{xy}$  せん断応力分布  
Lateral shear strain contour map at shear displacement  $\Delta x=15.0\text{ mm}$

体では受働的な領域間に応力の伝達経路が形成されるが、補強供試体では Fig. 131 に示すように、水平せん断に伴って補強材がせん断中央面に引込まれようとするため、補強材周面に摩擦力が発達し、せん断中央付近の応力領域が高まる。したがって、Fig. 132 の無補強・補強供試体の平均応力分布に見られるように、せん断箱の中心点を対称として応力レベルが高い受働的な領域と応力レベルが低い主働的な領域が形成される点で共通するが、補強供試体の場合は、補強材周面に摩擦力が働く分、無補強供試体では表れない平均応力の増加が補強材とせん断面が交わる付近で発生する。その結果、Fig. 133 の無補強・補強供試体の水平せん断応力分布に現れるように、無補強供試体のせん断応力分布に比べて、補強供試体では高いせん断応力がせん断面上付近で発揮される。

### c. 考察

せん断開始前は最大主応力方向が鉛直方向に向いているが、せん断力が加わるにつれ主応力方向が回転する。その結果、せん断箱の中心点を対称として応力レベルが高い受働的な領域と応力レベルが低い主働的な領域が表れ、受働的な領域間に応力の伝達経路が形成される。一方、補強供試体の場合は、供試体膨脹によってせん断中央面上で補強材が引き伸ばされ、せん断中央面に補強材を引込む力が生じる。このとき、周辺の土が補強材の引込みを拘束するため、補強材周面に土の摩擦力が発揮される。そのため、無補強供試体には見られない高い応力領域が出現する。その結果、補強材周辺の土には引張り拘束が働き、せん断中央上の平均応力の増加、すなわち、土の強度増加が生じる。また、補強材は狭い領域で変形するよりも、より広い領域でせん断変形する方が、同一のせん断変位量に対して補強材の幾何学的な形状変化による伸びが小さくて、動員される引張り力が小さくて済むので、補強供試体に形成されるせん断領域は無補強供試体よりも広くなり、紡錘状に拡大する。

### d. まとめ

補強土の DS 試験を弾塑性有限要素法でシミュレートし、供試体内部の応力・ひずみの発達分布に基づいてせん断補強メカニズムを考察した。以下に本節で得られた知見を示す。

- ① ひずみ軟化を考慮した弾塑性有限要素法を適用することにより、無補強・補強供試体内部でのせん断ひずみの発達状況の違いを把握することができた。
- ② 無補強供試体では上下せん断箱に受働的な領域に応力レベルが高い領域が形成され、主応力の伝達経路が形成されることが確認された。この解析結果は Dyer(1986)の実験結果とよく一致した。
- ③ 無補強供試体の最大・最小主ひずみの発達分布および方向は、Palmeria&Milligan(1989)が観察したひずみ分布とよく一致した。
- ④ 無補強供試体ではせん断中央付近にせん断ひず

みが集中するが、補強供試体では補強材の存在によって局所的なせん断変形が抑制され、せん断ひずみが紡錘状に拡大することが確認された。この解析結果は本実験で観察された供試体内部のせん断帯の発達分布および Jewell&Wroth(1987)が観察したひずみ分布と定性的に一致した。

- ⑤ せん断領域に補強材を引込まれることによって補強材周面に摩擦力が発生し、それによってせん断面上の拘束力が増加するメカニズムを把握することができた。

以上のことから、本解析手法は実験結果をよく再現し、供試体内部の応力・ひずみ状態をよく再現することができていることがわかった。今後は、補強材の幾何学的な形状変化による引留め効果を検証するため、さらに大きなせん断変位量まで解析を行っていく必要がある。

## V 土嚢積層体の力学特性の解明

### 1 土嚢を用いるメリットと設計上の課題

土嚢は河川増水による水防活動や土砂崩壊時の応急復旧など古くから使用されてきた。近年では斜面安定や雨水や流水による侵食防止が図るため、Fig. 134 に示すように大型土嚢(通称：トンバック)が用いられている。土嚢は土を布(ジオテキスタイル)で包み込むため、土嚢材に引張り力が発生する方向に土嚢が載荷を受ける場合、土嚢材引張り力によって中詰め材が拘束されるため、高い強度を発揮する。そのため、土嚢材が破断しない限り、外部から側方の拘束圧を受けない状態であっても高い強度を発揮することができる。このため、拘束圧レベルが極めて低い斜面表層でも極めて優れた安定性を確保できる。また同じ理由で、流水などの侵食作用に対しても中詰め材が土嚢材によって引張り拘束されているため、侵食に対しても高い抵抗力を発揮できる。しかしながらその一方で、土嚢は一般的な土木資材としての利用が十分に図られてこなかった。それは次のような設計上の課題が残されているためだと考えられる。

土嚢が鉛直方向に載荷を受ける際、Fig. 135(a)(松島ら、2005b)に示すようにに中詰め材の圧縮変形によって土嚢材に引張り力が生じ、それによって中詰め材に拘束力が増加する。いわゆる自己拘束メカニズムが発揮される(e.g. Matsuoka et al. 2001, 松岡ら、2000, Tatsuoka 2004, Lohani et al. 2004a&b, 2005)。その結果、極めて大きな圧縮強度が得られる。しかしながら、同時に、土嚢に有効な圧縮強度を発揮させるには、適切な引張り力を土嚢材に発生させる必要があるため、必然的にある程度の圧縮変形を許容しなければならない。実際に Fig. 136 の典型的な土嚢積層体の圧縮試験から得られた圧縮率( $\Delta h/h_0$ )と圧縮強度の関係に見られるように、圧縮率( $\Delta h/h_0$ )の増加に伴って中詰め材の拘束効果が高まるため、圧縮変形とともに接線剛性が増加する特有な応力-ひずみ関係が現



れる。そのため、細粒分含有率が高い低品質な中詰め材でも十分な圧縮強度を発揮できる。その一方、高い強度を得るには必然的にある程度の圧縮変形が必要不可欠である。例えば、Fig. 136の破線に示すように、ため池堤

体(15m以下)程度の圧縮応力レベル  $\sigma_v=300\text{kPa}$  を想定すると、鉛直方向に発生する圧縮率  $\Delta h/h_0$  は15%以上に及ぶ。このため、設計上必要な圧縮強度が得られるまでに過大な圧縮変形量が生じる可能性が高い(Lohani et al. 2006)。

このことに加えて、Fig. 135(b)のように土嚢積層体が水平方向にせん断力を受ける場合、土嚢材に引張りが働きにくく、自己拘束メカニズムがほとんど機能しない。また同時に、土嚢材間の滑動抵抗力は圧縮強度に比べて



(a) 道路法面の応急復旧事例 (2004年新潟県中越地震)



(b) 道路の斜面崩壊の応急復旧事例 (2004年台風23号,淡路島)



(c) 河川堤防の応急復旧事例 (2004年新潟県中越地震)

Fig. 134 土嚢を用いた応急復旧事例(筆者撮影)  
Temporary rehabilitation work using geosynthetic soil bags

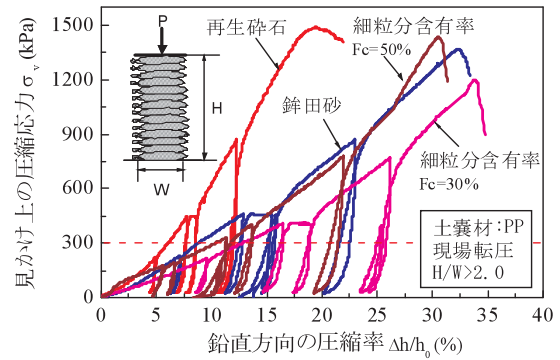


Fig. 136 典型的な土嚢積層体の圧縮試験結果  
Typical results obtained from compression tests on stacked soil bags

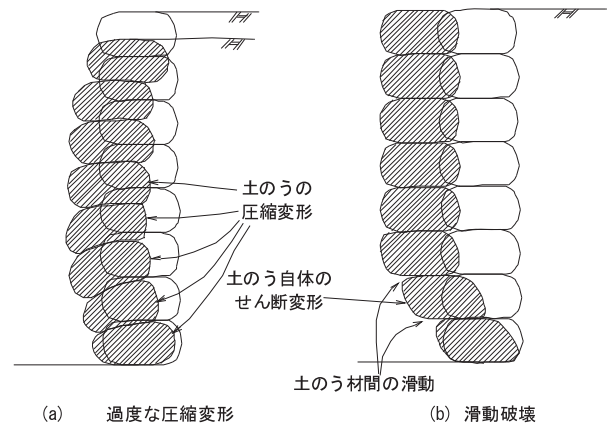


Fig. 137 土嚢積層システムが抱える設計上の課題  
Critical issues for the design of a soil bag system

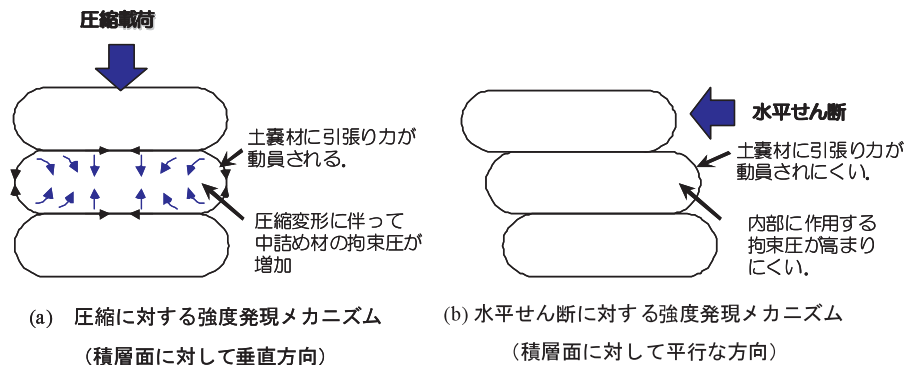


Fig. 135 土嚢積層体の2つの異なる強度発現メカニズム (構造的強度異方性)  
(松島ら, 2006a より引用)

Two different mechanisms for developing the strength of stacked soil bags



遙かに小さい(Aqil et al. 2006a, b&c)。そのため、背面土圧や地震力による滑動に対する安定性の確保が設計上の最もクリティカルな課題となる。

以上をまとめると、土嚢積層システムは荷重方向によって発揮される強度・変形特性が大きく異なり、それぞれの荷重モードごとに次の2つの設計上の課題を解決する必要がある(Fig. 137)。

- ① 土嚢は終局的な圧縮強度は高いが、荷重初期の圧縮剛性が極めて低い(過度な圧縮変形)。
- ② 圧縮強度に比べて滑動抵抗力が遙かに小さい(滑動破壊)。

実際に、これらの課題は、災害復旧現場においてしばしば表れる。Fig. 134(a)&(b)中の矢印に示した部分に見られるように、土嚢の過度な圧縮変形による孕みだしや土嚢自体の過度なせん断変形や土嚢材間での滑動が生じる。こうした破壊現象は、単に中詰め材や土嚢材の材質を改善すれば解決できる問題ではない。それは、土嚢の強度・変形特性は、2種の異なる材料で構成される複合材料であり、土嚢材と中詰め材の相互作用が強度発現に強く影響しているためである。すなわち、土嚢の形状、土嚢材の引張剛性、中詰め材の変形特性(ダイラテンシー特性)などが土嚢の強度・変形特性に密接に関わっているためである。本節では、第一に、一連の土嚢積層体の圧縮試験を実施し、単純な土嚢の圧縮変形モデルに基づいて土嚢積層体の圧縮性を改善する方法について検討を行った。第二に、土嚢積層体の構造的強度異方性に着目したせん断試験を実施し、滑動抵抗力を向上させる方法について検討を行った。

2 土嚢積層体の圧縮特性の解明

a. 土嚢積層体の圧縮特性に関する既往研究

Matsuoka et al. (2003)は、Fig. 138の2次元で表された土嚢の圧縮破壊時の終局的な強度を予測式を提案している。拘束効果は土嚢材に生じる引張り力Tの2倍を土嚢の幅Bと高さhでそれぞれ割って拘束応力 $\sigma_{01}$ 、 $\sigma_{03}$ に置き換え、土嚢内部の中詰め材にかかる応力状態を表した。土嚢材の引張強度Tが発揮された引張状態で、中詰め材が破壊する極限状態であると考えて、終局的な土嚢の圧縮強度を次式で表した。

$$\sigma_{1f} = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \left( \sigma_{3f} + \frac{2T}{h} \right) - \frac{2T}{B} \quad (81)$$

また、土嚢材と中詰め材の接触面の摩擦に着目したTatsuoka(2004)の研究では、粒状体の剛塑性的な考察からFig. 139に示すように一定の摩擦角を有するシートに挟まれた土塊の極限的な圧縮強度を理論的に導いた。拘束圧 $\sigma_{03}=30\text{kPa}$ 条件下における圧縮破壊時の中央面上の鉛直応力分布を求めた例がFig. 140である。接触面の摩擦の働きによって圧縮中央面の中心に向かって圧縮応力が著しく増大するため、全体の圧縮強度はシートの摩擦

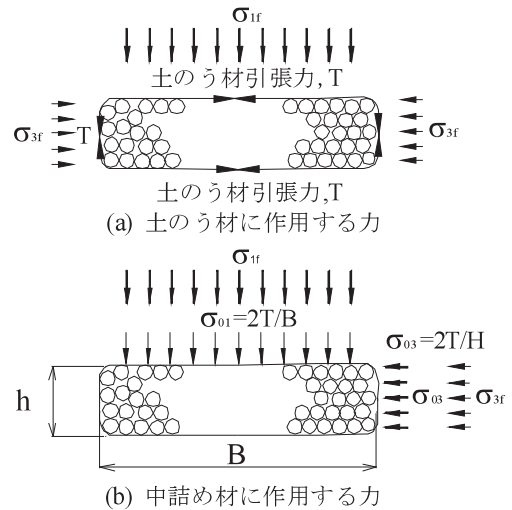


Fig. 138 2次元モデルにおける土嚢および中詰め材に作用する応力(Matsuoka, 2003より引用)  
Stresses acting on the 2 dimensional model of soil bag and on particles inside the bag

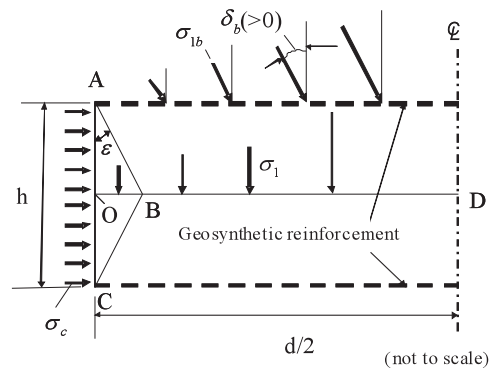


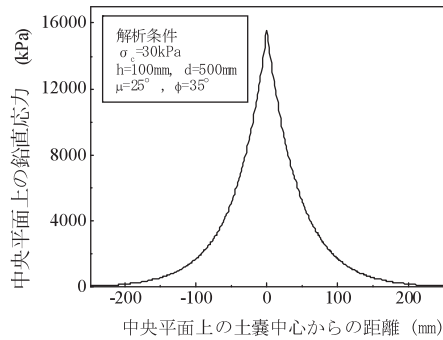
Fig. 139 補強材に挟まれた土塊の応力場 (Tatsuoka, 2004より引用)  
Stress field in a soil layer sandwiched by geosynthetic reinforcement layers

に強い影響を受ける。また、Fig. 141の土塊形状の縦横比h/dに対する圧縮強度の変化では、h/dが小さいほど(扁平になるほど)、端面摩擦の影響を強く受けて圧縮強度が著しく増加することがわかる。

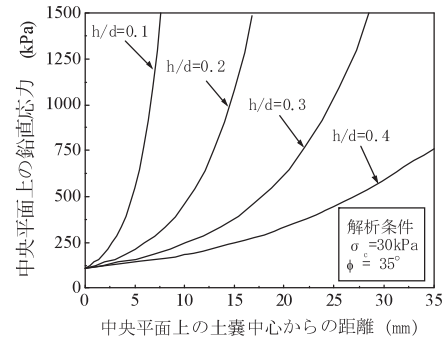
これらの研究は極限的な圧縮強度を評価したものであるが、土嚢の変形特性については十分に明らかにされていない。

土嚢の圧縮変形量の予測に当たっては、圧縮変形に伴う土嚢材引張り力の推定が必要であるが、それには土嚢材と中詰め材の境界面での摩擦とすべりを含む複雑な現象を取り扱う必要がある。そのためには、高度な数値解析法を適用しなければならない。しかしながら、そのような複雑な現象は本研究で取り扱う領域をすでに越えている。

そこで本節では、上記の土嚢材と中詰め材の複雑なすべり現象を無視して、圧縮変形に起因する土嚢材引張り



**Fig. 140** 中央面上の鉛直応力分布  
Distribution of vertical stress in the central plane



**Fig. 141** h/d に対する圧縮強度の変化  
Influence of h/d on compressive strength

力の発生と、土嚢材引張り力による中詰め材の拘束効果を単純化し、土嚢の圧縮変形量の予測できるモデルを提案した。さらに、本モデルを用いて一連の土嚢積層体の圧縮試験結果から得られた圧縮強度・変形特性をシュミレートし、土嚢の初期形状、中詰め材の種類、土嚢材の引張剛性および転圧効果などの違いが土嚢の圧縮特性に及ぼす影響を検討するとともに、これらの結果に基づいて、土嚢の圧縮性を改善する方法を見出した。

**b. 実験方法**

**(1) 土嚢積層体の圧縮試験装置**

**Fig. 142** および **Fig. 143** に実物大の土嚢積層体の圧縮試験の概要を示す。圧縮荷重は最大圧縮荷重 1000kN のアクチュエーターを用いて鉛直方向に 1.08mm/min の速度で行った。荷重荷重および鉛直変位量はロードセルおよび変位計により計測した。供試体の水平方向の変位量は、**Fig. 143** に示すように所定高さの位置に土嚢側面にクリップでワイヤーロープと接続し、プーリー式変位計により計測した。水平方向の変位計は i) 2 段、3 段あるいは 4 段積みの土嚢供試体にはすべての側面に取り付け、ii) 9 段積みの土嚢供試体の場合には底面から 2,4,6 および 8 段目に取り付けた。水平方向の変位計の読み値は圧縮変位とともに誤差を含むので、水平成分に補正し

た。鉛直応力はロードセルで計測された鉛直荷重を土嚢側面が張り出した部分の水平面上の断面積で除して求めた。なお、圧縮中の断面積は変化するため、初期断面積に水平方向の変位計から求めた変位量を用いて圧縮中の断面積を求めた。

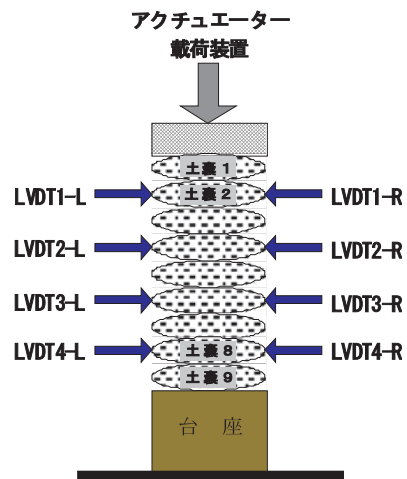
**(2) 供試体の作成方法**

中詰め材は比較的強度・剛性が優れた高品質な材料から細粒分含有率が高い低品質な材料までの 4 種類の地盤材料を用いた。前者は電柱を破砕した粒度分布の良い再生碎石(中詰め材 A)、砂分含有率が高い銚田砂(中詰め材 B)の 2 種類である。後者は細粒分含有率がそれぞれ Fc35%、Fc50%である中詰め材 C(銚田砂と金沢粘土を重量比で 7:3 で混合)と、中詰め材 D(銚田砂と金沢粘土を重量比で 1:1 で混合)の 2 種類である。

土嚢は中詰め材を土嚢袋に投入後、ハンドミシンにより縫製して袋とした。**Table 23** に試験ケースおよび試験条件を示す。土嚢の締め固めには大型三軸圧縮試験の供試体作成に用いる重量 170kgf のバイブレータと、重量 350kgf の現場用のプレート型振動締め機を用いた。前者は **Fig. 144** に示すように土嚢 1 袋毎に 5 分間締め固めを行い、順次積層して供試体を作成した。後者は **Fig. 145** のようにフィールドに並べた土嚢をプレート型振動締め



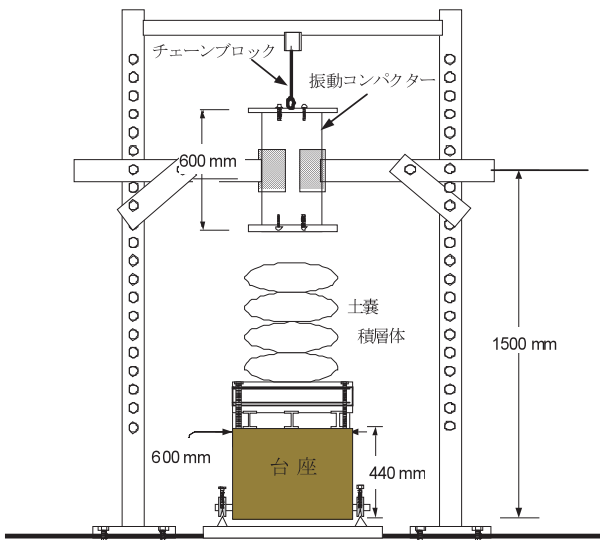
**Fig. 142** 土嚢積層体の圧縮試験の様子  
Vertical compression test for a pile of soil bags



**Fig. 143** 土嚢積層体の圧縮試験機の概要  
Apparatus for vertical compression test for a pile of soil bags

**Table 23** 土嚢積層体の圧縮試験ケースおよび試験条件一覧  
Test conditions on vertical compression tests in a pile of soil bags

Case No.	土嚢積層数	土嚢材種類	平均的な土嚢の初期形状(mm)			1袋当たり投入量 (w/c-10%) (kg)	平均乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	中詰め材	縦横比 (H/W)	締めめ方法
			幅	奥行き	高さ (1袋当たり)					
中詰め材の量および転圧の有無										
Case01	2	PE	385	347	360(180)	39.1	1.48	A	1.04	無
Case02	3	PE	398	373	314(105)	26.0	1.52	A	0.84	無
Case03	4	PE	399	379	312(78)	19.6	1.50	A	0.82	無
Case04	2	PE	493	378	244(122)	39.1	1.61	A	0.65	バイブレータ
Case05	3	PE	491	381	242(81)	26.0	1.60	A	0.64	バイブレータ
Case06	4	PE	491	396	245(61)	19.6	1.54	A	0.62	バイブレータ
土嚢材の引張剛性の影響										
Case07	4	PP	487	417	235(59)	19.6	1.53	A	0.56	有
中詰め材の種類の影響										
Case08	9	PP	543	400	930(103)	9.6	1.61	A	2.33	現場転圧
Case09	9	PP	505	400	972(108)	16.3	1.56	B	2.43	現場転圧
Case10	9	PP	553	414	961(107)	18.7	1.37	C	2.32	現場転圧
Case11	9	PP	560	420	920(102)	19.4	1.38	D	2.19	現場転圧



**Fig. 144** 重量 170kgf の振動バイブレータによる土嚢の転圧方法  
Compaction of soil bags using a vibratory weight of 170 kgf



**Fig. 145** 重量 350kgf 級の現場用プレート型振動締め機による土嚢の転圧方法  
Compaction of soil bags using a field vibratory compactor at a weight of 350 kgf

め機を用いて現場転圧した。供試体は転圧した土嚢を取り乱さないように慎重に台座上に積層して作成した。ただし、地面に敷き並べた土嚢を移設するため、土嚢と土嚢の密着性が失われている。そのため、前者と後者では土嚢同士の初期の設置状態が異なっていることに注意が必要である。

本実験ケースでは供試体の縦横比が小さいと供試体に発生するせん断面(破壊面)が載荷面の影響を受けてしまうため、縦横比(H/W)が1.7以上のケースについてのみ最大圧縮強度を評価し、それ以外については圧縮性について評価することとした。

**c. 簡易な圧縮変形量の推定式**

単純化した2次元の土嚢の圧縮変形モードから土嚢材に作用する引張り力を推定し、中詰め材の拘束効果を考慮した土嚢の圧縮変形量の予測式を提案する。

**(1) 圧縮時における土嚢材と土の力の釣合い**

圧縮時における2次元の土嚢の圧縮変形モデルを **Fig. 146** に示す。土嚢の圧縮変形モデルでは、圧縮力が直接的に作用する圧縮部と、圧縮力が作用しない張出部で構成され、それぞれ異なる拘束効果が発揮される。**Fig. 146(b)** の圧縮部では、中詰め材が圧縮変形に伴って水平方向に変形するため、それに伴って土嚢材も同時に水平方向に引き伸ばされる。そのため、土嚢材に引張り力が作用した分だけ中詰め材は引張り拘束を受ける。一方、**Fig. 146(c)** の圧縮力が直接作用しない領域(張出部)では、土嚢の圧縮変形に伴って土嚢の高さが低くなるので、張出部の中詰め材は側方に押し出されようとする。しかし同時に、側方への変形に伴って張出部周囲の土嚢材も伸びようとするので、側方の中詰め材もまた土嚢材によって引張り拘束を受ける。以上のことから、次の引



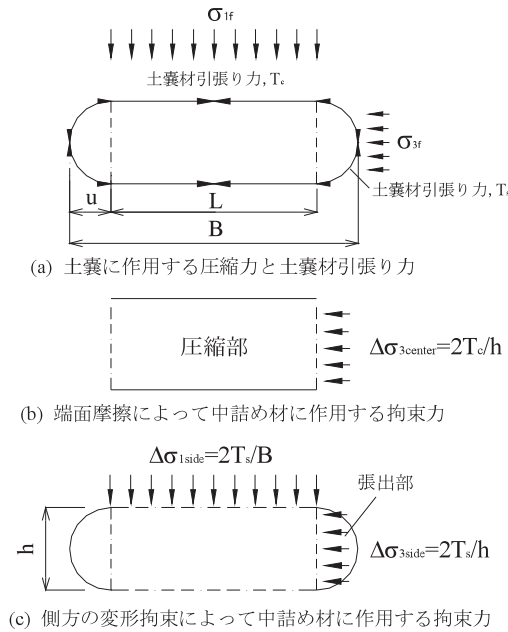


Fig. 146 2次元モデルにおける土嚢の張出部と圧縮部の拘束効果 (松島, 2004 より引用)  
Confining effect of compression and flange in a 2 dimensional model

張り拘束効果が中詰め材に発生する。

- ① 圧縮部：土嚢材と中詰め材の摩擦に起因する拘束効果
- ② 張出部：中詰め材の側方への変形拘束に起因する拘束効果

圧縮部の土嚢材に生じる平均的な引張り力  $T_c$  に起因する水平方向の平均的な拘束応力  $\sigma_{3c}$  は、 $T_c$  の2倍を土嚢高  $h$  で割ったものであり、次式のように表される。

$$\sigma_{3c} = \frac{2T_c}{h} \quad (82)$$

一方、張出部は、Fig. 147 のように側方に押し出す力  $q_r$  が土嚢材に作用するので、張出部周面には  $q_r$  に釣合う引張り力  $T_s$  が土嚢材に生じる。ここで、土嚢材引張り力  $T_s$  による土嚢の張出部と圧縮部の鉛直境界面 AB に作用する水平方向の拘束応力  $\sigma_{3s}$  は次式で表される。

$$\sigma_{3s} = \frac{2T_s}{h} \quad (83)$$

上記の圧縮部および張出部での拘束応力を考慮すれば、鉛直方向の力の釣合いから土嚢に作用する圧縮応力  $\sigma_{1ext}$  は次のように表すことができる。

$$\sigma_{1ext} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \left( \frac{2T_c}{h} + \frac{2T_s}{h} + \sigma_{3ext} \right) \quad (84)$$

$$= \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} (\sigma_{3c} + \sigma_{3s} + \sigma_{3ext}) \quad (85)$$

ここで、 $\sigma_{3ext}$  は土嚢側面に作用する外部からの拘束圧

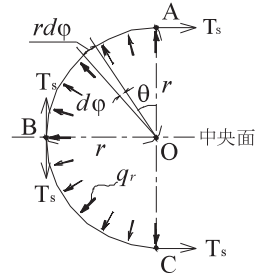


Fig. 147 張出部における土嚢材と土塊の力の釣合い  
Equilibrium between mobilized tensile force of soil bag sheet and inner force acting on soil mass in the flange

である。

上式は、土嚢の圧縮変形が常に中詰め材のせん断破壊が継続した状態で成立する。なお、圧縮荷重が張出長を含めた実用上の土嚢幅  $B$  で分担されていることを考慮すると、見かけ上の圧縮応力  $\sigma_{1a}$  は

$$\sigma_{1a} = \sigma_{1ext} \times \frac{L}{B} \quad (86)$$

と表され、支持力  $P$  は

$$P = \sigma_{1ext} \times L \quad (87)$$

で求められる。

(2) 圧縮面での平均的な引張り力  $T_c$  の推定

土嚢材と中詰め材の間で生じるすべりを無視すると、圧縮部における平均的な引張り力  $T_c$  は

$$T_c = E \cdot \frac{\Delta L}{L_0} \quad (88)$$

で表すことができる。

ここで、 $\Delta L/L_0$  は、中詰め材に生じる平均的な水平方向の伸び率である。平均的な水平方向の伸び率  $\Delta L/L_0$  と鉛直方向の土嚢の圧縮率  $\Delta h/h_0$  の関係を見かけ上のポアソン比  $\nu$  で表すと、次のようになる。

$$\frac{\Delta L}{L_0} = \nu \left( \frac{\Delta h}{h_0} \right) \quad (89)$$

なお、圧縮面の長さ  $L$  は

$$L = L_0 - \Delta L \quad (90)$$

で与えられる。

(3) 張出部での引張り力  $T_s$  の推定

張出部では圧縮変形を受けると、中詰め材が側方へ押し出されるため、その断面形状は Fig. 148 に見られるように丸みを帯びた形状となる。このため、2次元の土嚢モデルでは側面形状が半楕円になると仮定して、周面に働く引張り力  $T_s$  を推定することとした。張出部の土嚢材に生じる平均的な引張り力  $\epsilon_s$  は Fig. 149 における張出部の周長  $S$  の変化から次式で表すことができる。

$$\epsilon_s = \frac{S_0 - S}{S_0} = \frac{\Delta S}{S_0} \quad (91)$$

なお、張出部の初期周長  $S_0$  は張出長  $u_0$  と土嚢高  $h_0$  を用いると、次式で表すことができる。

$$S_0 = \frac{1}{2} \left[ \pi(h_0/2 + u_0) \left\{ 1 + \frac{1}{4} \left( \frac{h_0/2 - u_0}{h_0/2 + u_0} \right) + \frac{1}{256} \left( \frac{h_0/2 - u_0}{h_0/2 + u_0} \right)^6 + \dots \right\} \right] \quad (92)$$

ここで、張出部の中詰め材の体積が圧縮前後で変化しないと仮定すると、半楕円 ABC と半楕円 A'B'C' の断面積が一定となるので、圧縮変形後の張出長  $u$  は圧縮量  $\Delta h$  を用いて

$$u = \frac{u_0 h_0}{(h_0 - \Delta h)} \quad (93)$$

の関係が成り立つ。

したがって、次式の張出部の周長  $S$  に圧縮量  $\Delta h$  に対する  $h$  と  $u$  の関係式(93)を代入すると、圧縮変形後の周長  $S$  が得られる。

$$S = \frac{1}{2} \left[ \pi(h/2 + u) \left\{ 1 + \frac{1}{4} \left( \frac{h/2 - u}{h/2 + u} \right) + \frac{1}{256} \left( \frac{h/2 - u}{h/2 + u} \right)^6 + \dots \right\} \right] \quad (94)$$

さらに、圧縮量  $\Delta h$  に対する張出部の引張り力  $T_s$  を表すと、次式のようになる。



Fig. 148 張出部の断面形状  
Geometric shape of flange in cross section

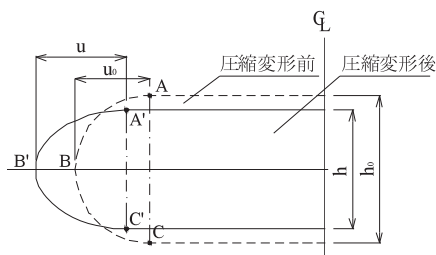


Fig. 149 圧縮変形前後の断面形状の変化  
Change in geometric shape in cross section before and after compressive deformation

$$T_s = E \epsilon_s = E \left( \frac{S(h_0 + \Delta h) - S(h_0)}{S_0} \right) = E \left( \frac{\Delta S}{S_0} \right) \quad (95)$$

d. 実験および解析結果の比較

(1) 2次元の土嚢圧縮変形モデルの入力パラメータの決定方法

REPA による土嚢積層体の鉛直方向の圧縮率  $(\Delta h/h_0)$  と水平方向の伸び率  $(\Delta L/L_0)$  の関係を Fig. 150 に示す。パイプによる転圧の有無に関係なく PE 製の土嚢積層体(Case01 ~ 06)の平均的な鉛直方向の圧縮率  $\Delta h/h_0$  と水平方向の伸び率  $\Delta L/L_0$  の比、つまり、見かけ上のポアソン比  $\nu$  は 0.22 であった。一方、PP 製の土嚢積層体(Case07)の見かけ上のポアソン比  $\nu$  は 0.14 と、PE 製の土嚢積層体(Case01 ~ 06)の場合よりも小さくなった。これは PP 製の土嚢材の方が PE 製の土嚢材よりも引張剛性が高いため、同一の圧縮率  $\Delta h/h_0$  に対して発生する引張り力が大きく、水平方向の中詰め材の変形を拘束する働きが高いためだと考えられる。

一方、Fig. 151 に示すように Case07 と同じ PP 製の土嚢材であっても、現場転圧した PP 製の REPA による土嚢積層体(Case08)では、見かけ上のポアソン比  $\nu$  は 0.32

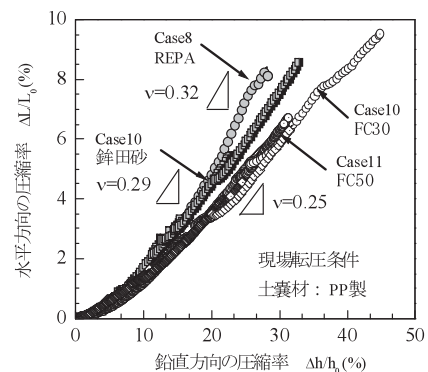


Fig. 150 パイプ転圧の有無による土嚢積層体の圧縮率と水平方向の伸張率の関係

Relationship between vertical compression and ratio of lateral expansion of a pile of soil bags with and without vibratory compaction

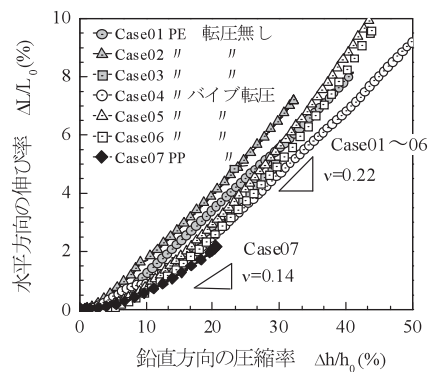


Fig. 151 現場転圧した土嚢積層体の圧縮率と水平方向の伸張率の関係

Relationship between vertical compression and ratio of lateral expansion of a pile of soil bags with field compaction

と大きな値を示した。これは、先ほどと同様、PP製の土嚢材の方がPE製の土嚢材よりも水平方向の中詰め材の変形を拘束する働きが高いが、締固めエネルギーがバイブレータ転圧よりも大きくなった分だけ、中詰め材が密実化し、中詰め材が体積収縮しにくくなる。その結果、圧縮に伴う水平方向の変位がバイブレータ転圧した土嚢よりも大きくなったためだと考えられる。また、現場転圧条件での中詰め材の種類と見かけ上のポアソン比の関係を調べてみると、粒子径が大きくなる順(Fc50, Fc35→銚田砂→REPA)に、見かけ上のポアソン比が大きくなっていることがわかる。これは大粒径材ほど体積収縮しにくく、かつ、ダイレタンシーの発生量が大きくなるためだと考えられる。これらの実験結果から得られた見かけ上のポアソン比 $\nu$ を2次元の土嚢圧縮変形モデルに用いた。

予備転圧の有無による張出部の初期形状をFig. 152に示す。Fig. 152(a)の予備転圧が無い条件での土嚢の張出部の初期形状は、中詰め材が側方に張り出していないため、丸みがない。一方、予備転圧した条件では、Fig. 152(b)のように中詰め材が側方に張り出すため、丸みを帯びた形状となる。また、土嚢側面の初期形状が丸みを帯びているほど、同一の圧縮変形量に対して張出部の土嚢材の伸び量が大きくなるので、土嚢材に大きな引張り力が発生する。つまり、高い拘束効果が得られやすくなる。上記の締固めによる張出部の拘束効果の影響を考慮

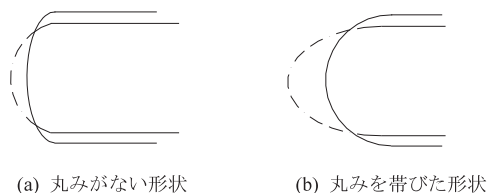


Fig. 152 予備転圧の有無による張出部の初期形状  
Initial geometric shape of the flange with and without pre-compaction

するため、土嚢高と張出長の比 $u/h$ (張出部の形状)で表される張出部の初期形状を締固めレベルに応じて以下のように定めた。

- ① 予備転圧が無い条件・・・ $u/h=0.50$
- ② バイブレータによる転圧条件・・・ $u/h=0.60$
- ③ 現場転圧条件・・・ $u/h=0.65$

2次元の土嚢圧縮変形モデルに用いた形状寸法をTable 24に示す。各ケースとも実測された初期の土嚢高さ $h_0$ および長手方向の土嚢幅 $B$ と同一である(Table 24)。中詰め材A(REPA)については大型三軸圧縮試験により得られた内部摩擦角を採用した。

(2) 土嚢の初期形状および転圧の有無の影響

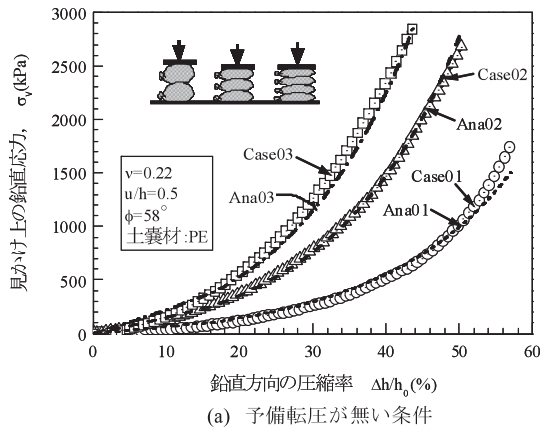
土嚢の初期形状が異なる条件での圧縮試験結果および解析結果をFig. 153に示す。土嚢1袋当たりの中詰め材の重量比はそれぞれ1.0:0.67:0.50の割合であり、土嚢供試体の積層段数は中詰め材の重量の割合が大きい順に、2段積、3段積、4段積とした。2段積み土嚢供試体は土嚢袋に目一杯の中詰め材を投入した状態である。土嚢の形状を表す縦横比(H/W)は土嚢一袋当たりの中詰め材の投入量が多いほど大きくなる。Fig. 153(a)の転圧が無い条件の場合、圧縮率が小さい段階( $\Delta h/h_0 > 30\%$ )では圧縮剛性がきわめて小さく、その傾向は土嚢の縦横比(H/W)が大きいほど顕著であった。これに対して、Fig. 153(b)の圧縮載荷前に予備転圧した条件では、予備転圧によって縦横比(H/W)がいずれも減少するため、中詰め材の圧縮剛性の増加と、初期引張り力が土嚢材に動員される。そのため、予備転圧していないケースと比べると、圧縮剛性が大幅に改善される。

次に、2次元の土嚢圧縮変形モデルによりシミュレートした解析結果をみると、いずれのケースでも土嚢の初期形状および予備転圧による張出部の拘束効果を考慮することで、実験結果をよく再現することができた。ただし、転圧時に発生する土嚢材引張り力による初期の拘束

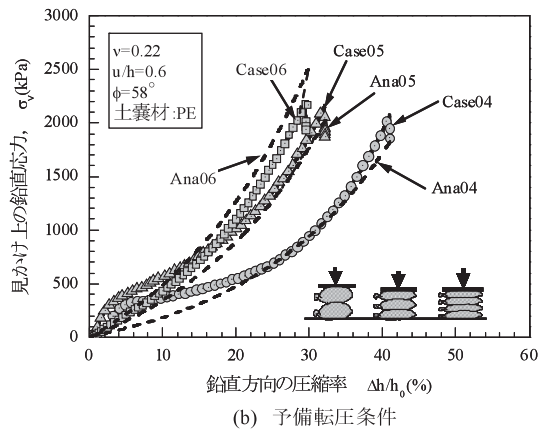
Table 24 土嚢モデルに用いた解析条件  
Analysis used in the 2 dimensional soil bag model

解析ケース	$h$ (mm)	$B$ (mm)	$u/h$	$u$ (mm)	$L$ (mm)	$\phi(^{\circ})$	$\nu$	$E$ (kN/m)
中詰め材の量および転圧の有無の影響								
Ana01	180	385	0.50	90.0	205.0	58.0	0.22	32.4
Ana02	105	398	0.50	52.3	293.3	58.0	0.22	32.4
Ana03	78	399	0.50	39.0	321.0	58.0	0.22	32.4
Ana04	122	493	0.60	73.2	346.6	58.0	0.22	32.4
Ana05	81	491	0.60	48.4	394.2	58.0	0.22	32.4
Ana06	61	491	0.60	36.8	417.5	58.0	0.22	32.4
土嚢材の引張剛性の影響								
Ana07	59	487	0.60	35.3	416.5	58.0	0.32	89.2
中詰め材の種類の影響								
Ana08	103	543	0.65	67.2	408.7	58.0	0.32	89.2
Ana09	108	505	0.65	70.2	364.6	43.0	0.29	89.2
Ana10	107	553	0.65	69.4	414.2	36.0	0.25	89.2
Ana11	102	560	0.65	66.4	427.1	44.0	0.25	89.2





(a) 予備転圧が無い条件



(b) 予備転圧条件

**Fig. 153** 予備転圧の有無条件での圧縮試験結果および解析結果  
Experimental results and simulations of vertical compression test on a pile of soil bag with and without pre-compaction

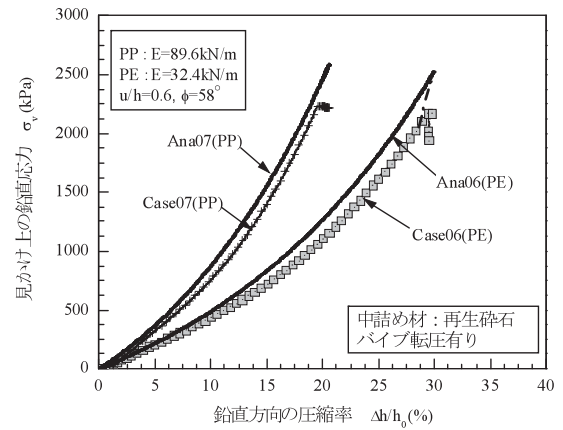
効果や中詰め材の締め効果 が考慮されていないため、圧縮レベルが小さい段階で現れる圧縮剛性の向上については表現できていない。

以上の結果をまとめると、圧縮剛性を改善する方法としては次のようなものが挙げられる。

- ① 予備転圧によって土嚢材にある程度の初期引張り力を発生させること、また、同一の圧縮変形量に対する圧縮初期の土嚢の水平変位量が大きくなるように、すなわち、見かけ上のポアソン比が大きくなるように、十分な予備転圧によって中詰め材の密実化を図ること。
- ② 初期の土嚢高  $h_0$  を低下させること。これにより、圧縮部および張出部における拘束効果の働きを高められる。また同時に、圧縮面  $L$  が大きくなるので、見かけ上の圧縮応力を増加させることができる。したがって、中詰め材の投入量の調整と十分な予備転圧が有効である。
- ③ 張出部は同一の圧縮率  $(\Delta h/h_0)$  に対して側方からの拘束効果を得やすくするために、十分な予備転圧を行って丸みを帯びた形状にすること。

**(3) 土嚢材の引張剛性の影響**

供試体寸法および締め条件が同一で土嚢材の種類のみが異なる土嚢積層体の圧縮試験結果および解析結果を



**Fig. 154** 土嚢材が異なる条件での圧縮試験結果および解析結果  
Experimental results and simulations of vertical compression test on a pile of soil bags with different geosynthetic soil bag sheets

**Fig. 154** に示す。土嚢材の引張剛性が高いほど、同一の圧縮変形量に対して土嚢材に大きな引張り力が作用するため、圧縮剛性が大幅に改善されていることがわかる。しかしながら、約 2.8 倍ある PE 製と PP 製の土嚢材の引張剛性の差に比べると、圧縮剛性の差は 2.0 倍程度であった。解析結果においても、圧縮剛性の差は実験結果と同じ 2.0 倍程度に留まった。これは同一の圧縮率  $(\Delta h/h_0)$  に対して土嚢材の引張剛性が高いほど、より大きな引張り力が発生されるが、**Fig. 150** で示したように引張剛性が高い **Case07** では中詰め材の水平方向の変形が拘束されるため、見かけ上のポアソン比が小さくなる。その結果、土嚢材の引張剛性の差ほど大きな引張り力が作用しなかったためだと考えられる。このことから、土嚢材の引張剛性を効率的に引き出すためには、十分な締めにより中詰め材を密実にしておくことが重要であると言える。

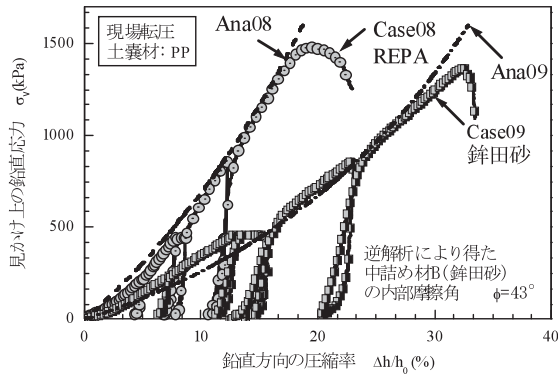
**(4) 中詰め材の種類の影響**

中詰め材の種類が異なる条件での圧縮試験結果および解析結果を **Fig. 155** に示す。供試体はすべて同一の締めを行い、初期の供試体寸法が同一となるように調整した。土嚢の圧縮剛性は、中詰め材 **D** を除いたケースで、中詰め材の粒子径が大きい順に高くなった。これは粒子径が大きくなると、中詰め材の強度が高くなるだけでなく、ダイレタンシーの発生量が大きくなるため、同一の圧縮変形量に対して土嚢材引張り力が大きくなる。すなわち、効率的に高い拘束効果が得られる。

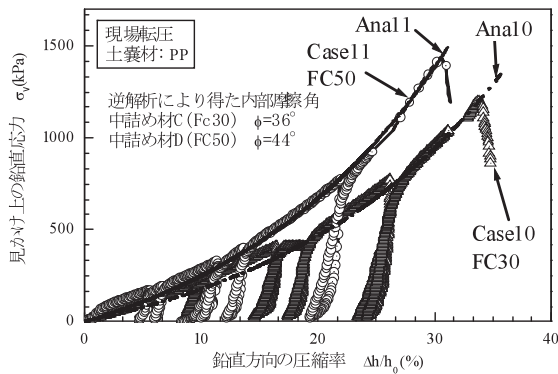
また、それぞれの実験結果を逆解析して求めた中詰め材の内部摩擦角を比べてみると、中詰め材 **B** (銚田砂) で  $\phi = 43^\circ$ 、中詰め材 **C** (Fc=35%) で  $\phi = 36^\circ$ 、中詰め材 **D** (Fc=35%) で  $\phi = 44^\circ$  となっており、妥当な内部摩擦角が推定できていることがわかった。

**(5) 2次元土嚢モデルによる圧縮変形特性の評価**

2次元の土嚢圧縮変形モデルを用いて張出長、土嚢高、土嚢幅、および土嚢の相似比が圧縮特性に及ぼす影響を調べ、土嚢の圧縮剛性を改善する要因を分析した。



(a) 高品質な中詰め材



(b) 低品質な中詰め材

Fig. 155 中詰め材が異なる条件での圧縮試験結果および解析結果

Experimental results and simulations of vertical compression test on a pile of soil bags with different backfill materials

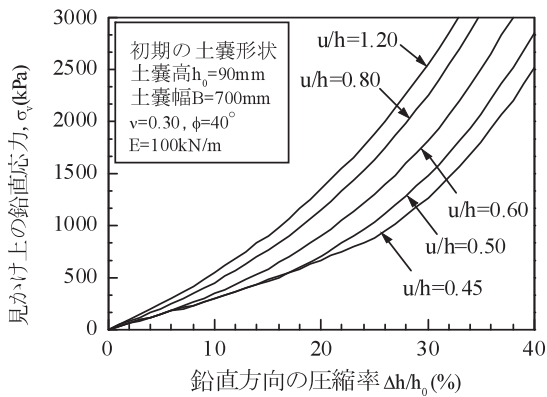


Fig. 156 土嚢の張出形状  $u/h$  が異なる条件での解析結果  
Simulation results with different shapes of flanges  $u/h$

(i) 張出長の影響

土嚢幅  $L$  が同一で張出長と土嚢高の比  $u/h$  が異なる条件での解析結果を Fig. 156 に示す。土嚢の側面が張出した形状になるほど、つまり、 $u/h$  が大きくなるほど、側面の拘束効果が圧縮初期に表れ、高い圧縮剛性が表れる。一方、 $u/h$  が小さい場合、圧縮率 ( $\Delta h/h_0$ ) が大きくならないと張出部の拘束効果が得られないため、圧縮初期には剛性の改善が見られない。このことから、あらかじめ予備転圧によって土嚢側面を丸みの帯びた形状にしておくことが圧縮剛性を高める上で有効であると考えられる。

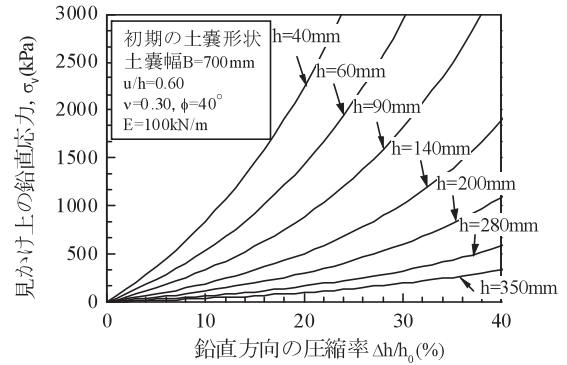


Fig. 157 土嚢高  $h$  が異なる条件での解析結果  
Simulation results with different soil bag heights  $h$

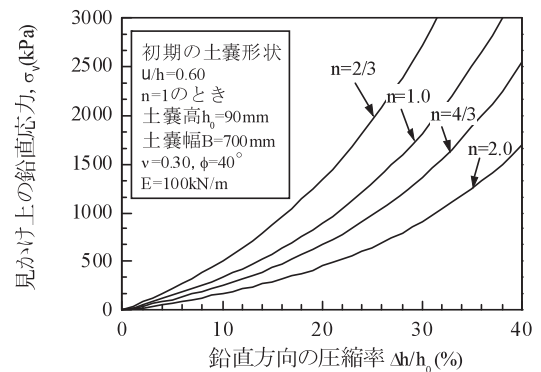


Fig. 158 土嚢幅  $B$  が異なる条件での解析結果  
Simulation results with different soil bag widths  $B$

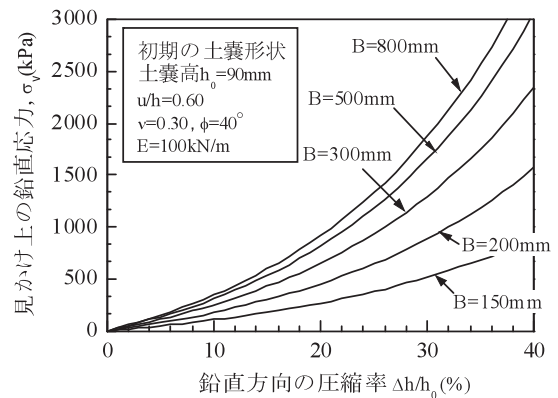


Fig. 159 土嚢の寸法比  $n$  が異なる条件での解析結果  
Simulation results with different scale ratios  $n$

(ii) 土嚢高の影響

土嚢幅  $L$  が同一で初期の土嚢高  $h_0$  が異なる条件での解析結果を Fig. 157 に示す。圧縮剛性は土嚢高  $h_0$  が低いほど著しく増加することがわかる。これは土嚢高  $h_0$  が低いほど、同一の圧縮率 ( $\Delta h/h_0$ ) に対して端面摩擦および張出部の拘束力が効果的に発揮されること、さらに、幾何学的に張出長  $u$  が短くなる分、土嚢幅  $B$  が長くなるので、見かけ上の鉛直応力が増加するためである。このことから、適切な圧縮剛性を得るには、初期土嚢高  $h_0$  の設定が重要であり、それには十分な転圧と中詰め材の

投入量の調整が重要になる。

### (iii) 土嚢幅の影響

張出し形状の比  $u/h$  が一定で、土嚢幅  $L$  が異なる条件での解析結果を Fig. 158 に示す。土嚢幅  $L$  が大きくなるほど、全長の土嚢幅  $B$  に対して直接的に圧縮力が作用する土嚢幅  $L$  の割合が大きくなるので、見かけ上の圧縮剛性が大きくなる。そのため、圧縮剛性を高めるためには、十分な土嚢幅  $L$  を有する扁平状の土嚢形状が有効であると考えられる。

### (iv) 土嚢の相似比の影響

土嚢材の引張剛性が同一で土嚢寸法の相似比  $n$  が異なる条件での解析結果を Fig. 159 に示す。同一の圧縮率 ( $\Delta h/h_0$ ) に対して土嚢材に発生する引張り力は土嚢の相似比  $n$  によらず変わらないが、端面での摩擦および張出部で生じる拘束応力は、相似比の  $1/n$  倍に低下する。そのため、土嚢を大型化する場合、相似比  $n$  に応じて土嚢材の引張剛性を大きくする必要はある。

### (6) 再載荷時の剛性と締固め効果について

Fig. 155 において徐荷・再載荷での圧縮特性に注目すると、再載荷時に高い圧縮剛性が表れていることがわかる。これは次の2つの要因が働いている。① 載荷時には中詰め材の圧縮変形によって土嚢材に大きな引張り力が発達し、徐荷時に引張り力が土嚢材に保持される。② 圧縮変形後に中詰め材の剛性が大幅に改善される。その結果、再載荷時には土嚢材のプレストレス効果と中詰め材のプレロード効果(弾性化して大きな剛性が表れる)が発揮されて高い剛性が得られる(内村ら, 1996)。これに対して、土嚢の転圧は中詰め材の剛性・強度の増進、初期の土嚢高の低下、および側方への中詰め材の張出しにより、拘束効果を効率的に引き出しやすくする重要な役割を持っている。特に、圧縮初期の段階では、ある程度の初期引張り力が土嚢材に発揮されるため圧縮剛性の改善が期待できる。しかしながら、あらかじめ土嚢材に大きな引張り力が保持されないで、再載荷時に表れるような高い圧縮剛性を高い圧縮応力領域まで得ることはできない。

#### e. 圧縮剛性の改善策のまとめ

一般的な土木資材として土嚢の利用を図るためには、圧縮強度よりも圧縮剛性を改善することが設計上重要である。本節では、一連の土嚢積層体の圧縮試験を実施し、2次元の土嚢モデルを用いて実験結果から得られた圧縮変形特性をシミュレーションした。その結果、圧縮剛性を高めるには変形初期の段階で拘束効果を効果的に発揮させることが、重要であることがわかった。以下に具体的な土嚢の圧縮剛性の改善方法を示す。

- ① 張出部および圧縮部での拘束効果を効率的に引き出すため、土嚢の縦横比(H/W)を小さくすること。つまり、土嚢形状を扁平状にすること。また、側面は張出した形状にすること。それには十分な転圧と中詰め材の投入量の調整が有効である。
- ② また、十分な転圧により初期引張り力を土嚢材に

発揮させて、中詰め材に初期拘束を作用させること。

- ③ 中詰め材には内部摩擦角が大きい土質材料を選定するだけでなく、できるだけダイレタンシーの発生量が大きな大粒径材を使用すること。また同時に、中詰め材の強度増進とダイレタンシー効果を十分に発揮させるため、十分な締固めを行うこと。
- ④ できるだけ引張剛性の高い土嚢材を使用すること。特に、土嚢を大型化する場合は、土嚢の寸法に応じて引張剛性の高い土嚢材を選定すること。

上記のように土嚢の圧縮変形量を適切に管理すれば、鉛直方向の荷重が卓越するような盛土直下の基礎などに適用することができる。

## 3 土嚢積層体の水平せん断特性の解明

### a. 土嚢積層体の水平せん断特性に関する既往研究

応急復旧工事における最も典型的な土嚢積層体の構造的な特徴は Fig. 134 に示したように土嚢が水平方向に積層されている点にある(e.g. City of Winnipeg, 1997)。水平に土嚢を積層する方法の最大のメリットは急速施工が可能であることと、鉛直方向に圧縮を受ける場合には、高い強度を発揮するという点にある。その一方、前述したように構造的に大きな欠点もある。それは土嚢の圧縮強度に比べて極めて小さな水平方向の荷重で鉛直方向に隣接した土嚢間のインタフェース(積層面)に沿って滑動が生じるという点である。

この課題に対して、松島ら(2006a)は、土嚢と土嚢のインタフェースに沿った滑動に対する安定性を改善するため、通常のように水平に土嚢を積層する方法に対して、Fig. 160 のように2通りの方法を提案した。ひとつは土嚢を引張り補強材によってアンカーさせる方法である。もう一つは、城壁や石垣のように背面側に土嚢を傾斜積層する方法である。本節では、コストエフェクティブな方法として、新たな材料を必要としない後者の方法について検討を行った。

土嚢材間の滑動抵抗性、すなわち、インタフェースの摩擦特性については多くの研究者によって調べられている(e.g. Krahn et al. 2007, 劉ら, 2003, 山本ら, 2003)。しかし、実際には水平方向に土嚢積層体がせん断される場合、土嚢材間のインタフェースに沿った滑動だけでなく、土嚢材の破断や中詰め材のせん断破壊あるいは土嚢自体の過度なせん断変形が生じる(Matsushima et al. 2008b)。そのため、土嚢積層システムをため池など重要な水利構造物に適用するに当たっては、上記の2つの破壊モードがどのような応力状態で表れるかを正確に把握する必要がある。そのため、本節では一連の土嚢積層体の水平せん断試験を実施し、以下の項目について検討を行った。

- ① 水平および傾斜積層した土嚢供試体の構造的強度異方性(傾斜積みによる滑動抵抗力の向上効果)を



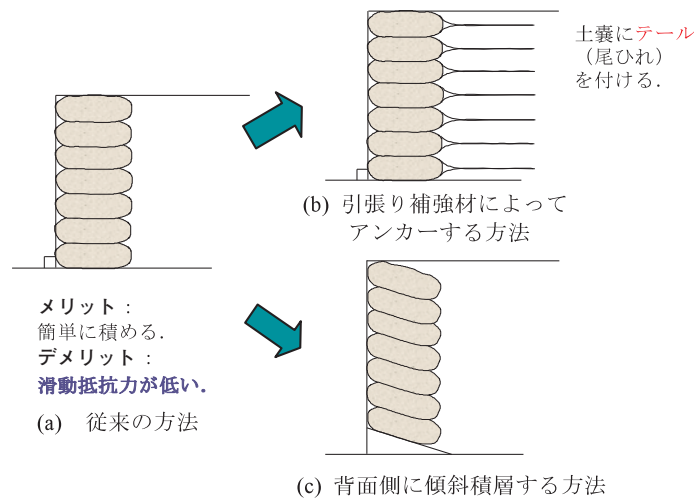


Fig. 160 土嚢積層システムを用いた土構造物の滑動抵抗力の向上策  
Counter measures to stabilize soil structures against sliding using a soil bag system

明らかにすること。

- ② 中詰め材の種類や拘束レベルの違いが水平せん断を受ける土嚢積層体の安定性に及ぼす影響を把握すること。

第一の目的は、水平方向の滑動抵抗力を向上させる効果的かつ実用的な方法を見出すことである。それには、水平および傾斜した土嚢積層面での応力が水平せん断に伴いどのような応力経路を辿るかを正確に理解することがポイントとなる。

第二の目的は、どのような载荷条件で土嚢積層体の2つの破壊メカニズム(つまり、土嚢材間の滑動破壊モードと土嚢自体の過度なせん断変形モード)のうち、どちらが先にクリティカルな状態となって現れるかを理解することである。これは次の2つの要因によって決まっている。一つは、土嚢材間のインタフェースの摩擦角の大きさである。後述するように、インタフェース上の摩擦角は単に土嚢材表面の摩擦特性で決まるものではなく、中詰め材の粒径効果として現れるインタフェース上の凹凸による粗度が影響している。もう一つは、土嚢材によって引張り拘束された状態での中詰め材のせん断強度-変形特性である。これは与えられた载荷条件、中詰め材の締固め状態と粒径効果として現れるダイレタンシー特性、土嚢形状、土嚢材の引張剛性などが関連している。上記の力学的なメカニズムをよりよく理解するため、圧縮力および水平せん断力を受ける土嚢内部の応力状態をモール円で表現し、中詰め材の過度なせん断変形による土嚢の破壊モードについて考察を行った。

### b. 実験方法

本研究で開発した土嚢積層体の水平せん断試験(SBST: Soil Bag Lateral Shearing Test)装置を Fig. 161 および Fig. 162 に示す。一般的な方法で水平積層した供試体( $\delta=0^\circ$ )と水平方向のせん断力に対する滑動抵抗力を高める目的で、背面側に傾斜積層した供試体( $\delta=18^\circ$ )の2

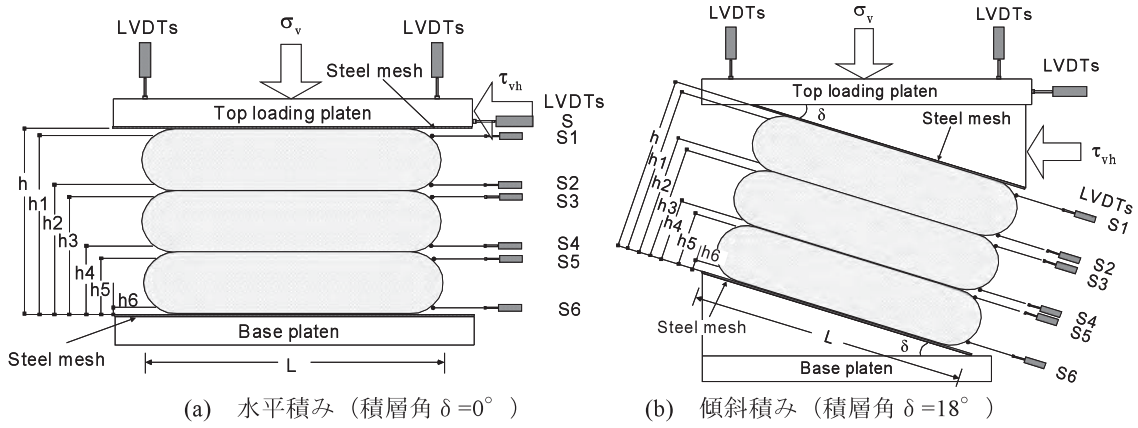
通りを設定した。傾斜積み土嚢の傾斜角は次のような根拠により設定した。

- ① 土嚢材間の摩擦角(後に示すように中詰め材が豊浦砂である土嚢材間の摩擦角が $20.2^\circ$ 、再生砕石の土嚢材間の摩擦角が $23.2^\circ$ )よりも小さいこと。
- ② 現場での転圧が安全かつ効率的に実施しうる最大の傾斜角よりも小さいこと。

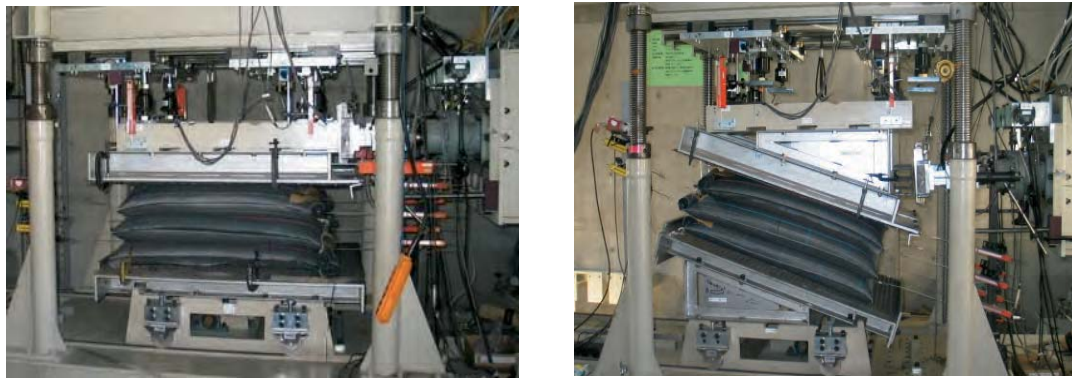
※現場用の振動コンパクターを使用した場合、土嚢の傾斜角 $20^\circ$ を超えると転圧中に背面側へズレ落ちることが現場実験により確認されている。

水平せん断時における「土嚢材間の滑動」および「土嚢自体のせん断変形」の2つの破壊モードを把握するため、土嚢積層体の側面および上載板の水平方向の移動量を7つの変位計(LVDTs)により計測した。Fig. 161 にそれらの変位計の配置図を示す。土嚢材間に沿った滑動量は、鉛直方向に隣接した土嚢間の相対的な変位から求めることができる。Fig. 163 & Fig. 164 にSBST装置の構造と計測システムを示す。装置の特徴を以下に示す。

- ① 異なる傾斜角で土嚢を積層できる。(本実験では傾斜角 $\delta=0^\circ$ と $\delta=18^\circ$ の2通りを設定)
- ② 上載板(Fig. 163の⑥)はせん断中に底板と常に平行になるようにせん断することができる。(水平せん断力によって発生するモーメントを上載板の鉛直荷重をフィードバック制御により再分配して荷重・変位のバランスを調整している。)
- ③ リニアモーションガイド(Fig. 163の②)に作用する機械的な摩擦力をロードセル(Fig. 163の⑤)で計測することにより、供試体に加わる水平せん断力を正確に評価することができる。鉛直力も同様に鉛直方向のリニアモーションガイド(Fig. 163の③)に作用する摩擦力をロードセル(Fig. 163の⑤)で計測することにより、正確に鉛直力を評価することができる。後に示すように、せん断中に



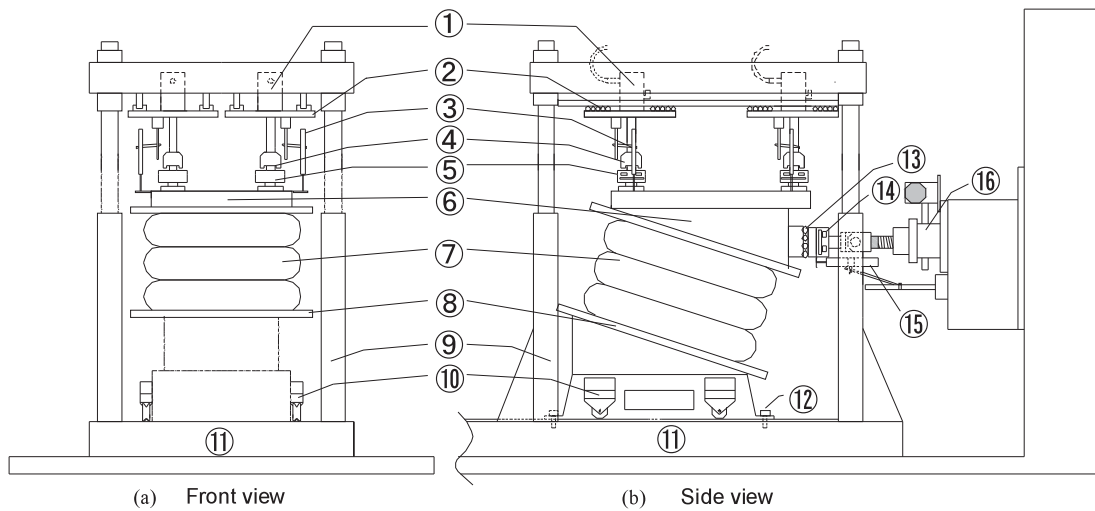
**Fig. 161** 土嚢積層体の水平せん断試験の概要 (土嚢側面には積層方向の移動量を計測する変位計 LVDTs (S1, S2, S3, S4, S5 and S6) が取り付けられている)  
Schematic of lateral shear test on a pile of soil bags



(a) 水平積み (積層角  $\delta = 0^\circ$ )

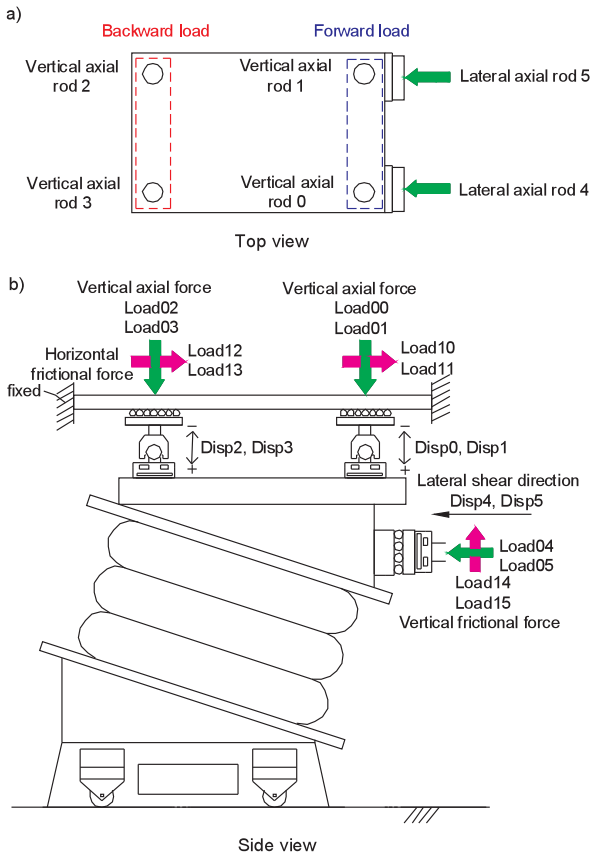
(b) 傾斜積み (積層角  $\delta = 18^\circ$ )

**Fig. 162** 実物大の3段積みの土嚢供試体の水平せん断試験機の様子  
Apparatus for lateral shear test of 3 stacked soil bags in a full-scale model



- ①Air/Oil cylinders ②Linear motion guides in the lateral direction ③LVDTs for vertical displacement ④Universal joints
- ⑤Two-component load cells for vertical axial force ⑥Top loading platen ⑦Soil bags ⑧Base platen ⑨Loading frame
- ⑩Wheels ⑪Base platform ⑫Bolts ⑬Linear motion guides in the vertical direction ⑭Two-component load cells for lateral axial force ⑮LVDTs for lateral shear displacement ⑯Screw jacks

**Fig. 163** 土嚢積層体の水平せん断試験機の構造: (a) せん断方向に対して直交方向から見た正面図; および (b) 水平せん断方向から見た側面図  
Detailed structure of SBST apparatus: (a) front view in the direction perpendicular to the lateral shear direction; and (b) side view from the lateral shear direction



**Fig. 164** 土嚢積層体の水平せん断試験機における計測システム：(a) 上面図；および (b) 水平せん断方向の側面図

System for measuring the vertical loads, shear loads, frictional loads, lateral shear displacements and vertical displacements: a) Top view; and b) side view from the lateral shear direction

それぞれのリニアモーションガイドに作用する摩擦力は全体の荷重に対して比較的小さいことが確認されている。

なお、最上段の土嚢と上載板の底面および最下段の土嚢と台座ベースの上面との間に過度の滑動が生じないように波状の金属メッシュをそれぞれの面に溶接して滑動抵抗力を高めた。

**(1) 試験手順**

土嚢供試体は本体のSBST装置とは別の場所で予備転圧を行った。土嚢を3段積層した供試体を作製後、SBST装置内に運搬し、プラットフォーム(Fig. 163の⑩)に台座をボルト(Fig. 163の⑫)で固定した。次に、上載板(Fig. 163の⑥)を供試体上面に接触するように下降させ、所定の鉛直応力 $\sigma_v$ を4つのエアもしくはオイルシリンダー(Fig. 163の①)によって供試体に加えた。各試験ケースで設定した鉛直応力レベルに応じて、エア又はオイルシリンダーを使い分けた。鉛直応力 $\sigma_v$ は土嚢側面が凸部となっている部分(土嚢が丸みを帯びている部分)の初期断面積で鉛直力を除した値とした。供試体の鉛直変位量は上載板の4隅に取り付けた4つのLVDTs(Disp0, Disp1, Disp2 および Disp3 と定義)により計

測した。せん断中は鉛直応力を一定に保った状態で、台座と上載板が平行を保つために必要な補正モーメントを制御するため、4つのLVDTsの読み値に基づいてフィードバック制御により4つのシリンダーの供給圧力を独立してコントロールした。次節で説明するように台座と上載板の平行度を示すせん断方向およびそれと直交方向の上載板の傾きは極めて小さいことが確認されている。

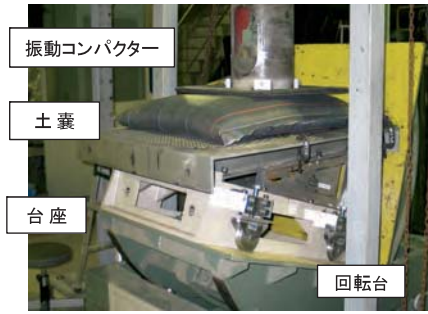
台座に対する上載板の水平方向の移動量はDisp4とDisp5の一对の変位計により計測した。それぞれDisp4とDisp5の変位計は上載板の側壁に取り付けた(Fig. 163の⑬)。水平方向のせん断はサーボモーターで可動する一对のスクリージャッキで水平方向に上載板を強制的に変位させて行った。一对のスクリージャッキはフィードバック制御により同じ移動量で正確に可動するように操作した。すべての試験ケースで上載板の水平方向の移動速度はおよそ0.3mm/minの一定速度で行った。

**(2) 供試体の作成方法**

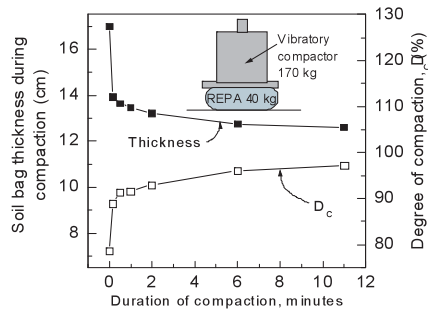
中詰め材の違いが土嚢積層体の強度変形特性に及ぼす影響を把握するため、中詰め材には粒子径が異なる2種類の土質材料を用いた。一つは豊浦砂であり、粒度分布が悪く粒子径が小さい少し角ばったきれいな砂である。もう一つは電柱を破碎した再生砕石(以下、REPAと呼ぶ)であり、粒子径が大きく、粒度分布が良い。それぞれ気乾状態の豊浦砂と含水比10%のREPAをそれぞれ120kg、130kgを土嚢に中詰めした。水平せん断試験で用いた土嚢供試体は、V-2の「土嚢積層体の圧縮特性の解明」で述べたように土嚢の拘束効果が働きやすいよう、①扁平状の土嚢形状とし、②土嚢材は通常のポリエチレン材よりも引張剛性の高いポリプロピレン(PP)製のアグリシートを使用した。さらに、③重量170kgfの振動バイブレータにより十分な締固めを行った。土嚢の投入口は中詰め材を投入後、専用のハンドミシンで縫合した。

3段積み土嚢供試体は、次のような手順で作製した。はじめに最下段の土嚢を台座上に設置し、重量170kgfの振動バイブレータを用いて転圧した。次に、その上に中段の土嚢を設置し、先ほどと同じ方法で転圧を行った。最後に、最上段の土嚢を設置・転圧して供試体を作製した。傾斜積層した土嚢供試体はFig. 164に示すようにあらかじめ回転台を用いて台座が水平になるように回転させ、水平積層した土嚢と同じ方法で転圧を行った。転圧時間は予備転圧試験の結果に基づいて決定した。予備転圧試験に使用した土嚢は一層で厚さ約10cm、幅54cm、長さ84cm、含水比10%の40kgのREPAが中詰めされている。転圧試験での単位面積当たりの転圧エネルギーおよび土嚢の初期厚さはSBSTの供試体で用いたものとはほぼ同じ条件である。Fig. 165に転圧中の土嚢の厚さおよび中詰め材の締固め度の経時変化を示す。転圧初期の5分間で土嚢の厚さが著しく減少し、中詰め材の締固め度が増加する。その後、それらの変化は比較的小さくなった。上述の厚さと締固め度の変化が小さくなる時点





**Fig. 165** 回転台を用いた締め装置  
Compaction of horizontally placed soil bags which were inclined during lateral shear loading



**Fig. 166** 転圧時間と締め度および土嚢高の関係  
Time history of thickness and approximate degree of compaction for backfill material during dynamic compaction

圧の終了時点と見直し、供試体の転圧時間を5分間とした。供試体の間で転圧効果に差が生じないようにするため、SBSTで実施した供試体の転圧時間はすべて5分間とした。**Table 25**に試験条件を示す。2種類の土質材料を中詰めした土嚢を用いた2シリーズの試験を実施し、一定鉛直応力条件( $\sigma_v = 30\text{kPa}, 150\text{kPa}, 300\text{kPa}$ )で水平積み( $\delta = 0^\circ$ )と傾斜積み( $\delta = 18^\circ$ )のケースを設定した。

**(3) 試験結果のデータ解析方法**

供試体の上面に作用する鉛直力を求めるため、**Fig.**

**163**の⑬に示すリニアモーションガイドに作用する鉛直方向の摩擦力を⑭の二方向ロードセルによって計測し、その分の摩擦力を**Fig. 163**の⑮の二方向ロードセルで計測した鉛直荷重から差し引いた。鉛直方向の載荷力は**Fig. 164**に示すLoad00, Load01, Load02およびLoad03であり、鉛直方向の摩擦力はLoad14, Load15である。同様に、供試体上面に作用するせん断力は**Fig. 163**の②のリニアモーションガイドに作用する水平方向の摩擦力を⑤の二方向ロードセルで計測し、その分の摩擦力を**Fig. 163**の⑭の二方向ロードセルで計測した水平せん断荷重から差し引いた。水平せん断荷重は**Fig. 164**に示すLoad04, Load05であり、水平方向の摩擦力はLoad10, Load11, Load12およびLoad13である。以上から $\sigma_v$ と $\tau_{vh}$ の値は次式で表される。

$$\sigma_v = \{(\text{Load00} + \text{Load01} + \text{Load02} + \text{Load03}) - (\text{Load14} + \text{Load15})\} / \text{Area of specimen} \quad (96)$$

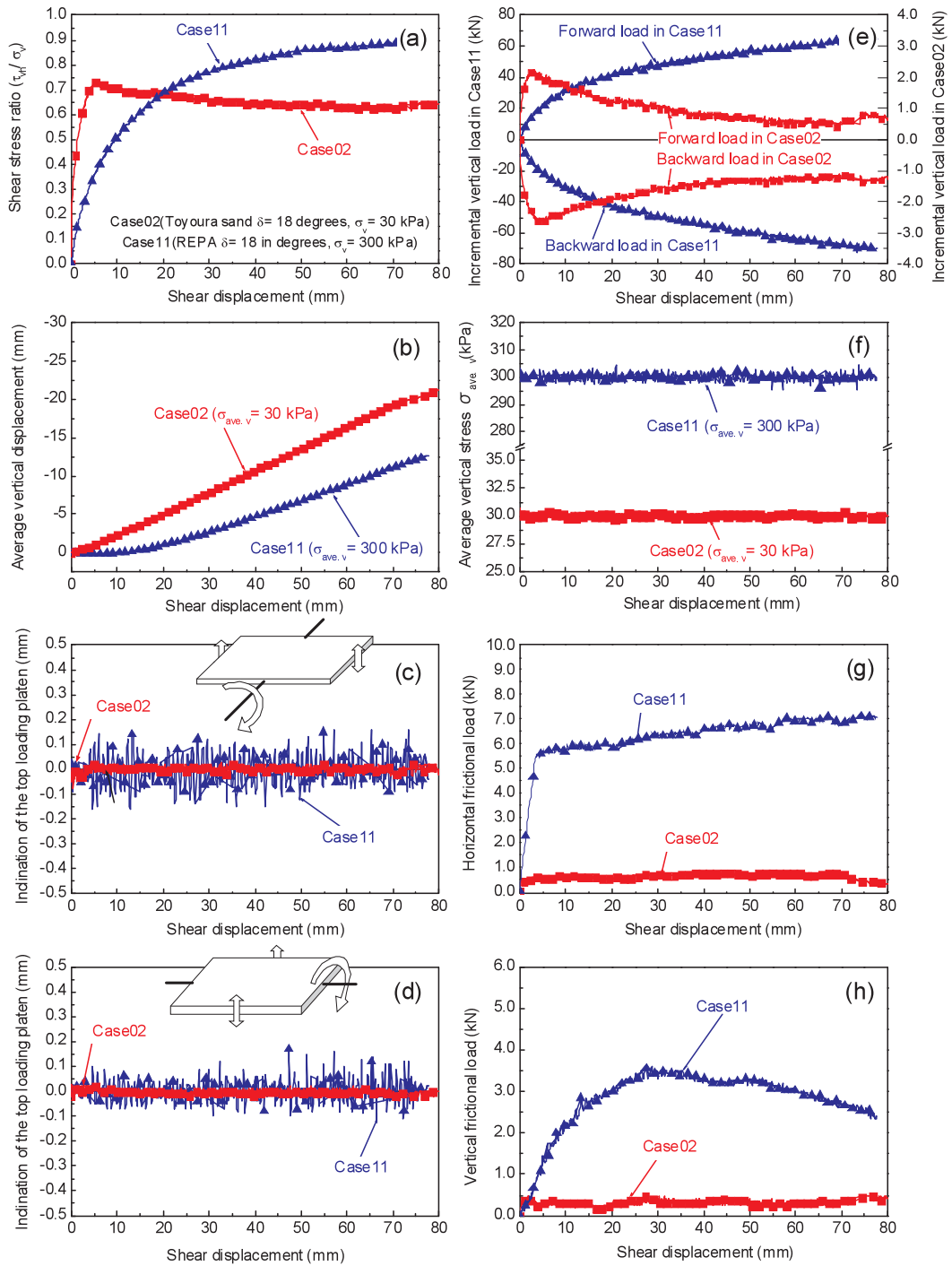
$$\tau_{vh} = \{(\text{Load04} + \text{Load05}) - (\text{Load10} + \text{Load11} + \text{Load12} + \text{Load13})\} / \text{Area of specimen} \quad (97)$$

供試体の鉛直方向の圧縮量は4つの鉛直方向の変位計の読み値(Disp0, Disp1, Disp2およびDisp3)の平均によって求めた。供試体のせん断変形(つまり、台座に対する上載板の相対的な水平移動量)は2つの水平方向の変位計の読み値(Disp4およびDisp5)を平均して求めた。

**Fig. 167**にSBSTによる2つの典型的な実験結果を示す。一つは中詰め材が豊浦砂である傾斜積み土嚢供試体(Case02:  $\sigma_v = 30\text{kPa}, \delta = 18^\circ$ )であり、もう一つは中詰め材が再生砕石である傾斜積み土嚢供試体(Case11:  $\sigma_v = 300\text{kPa}, \delta = 18^\circ$ )である。Case02とCase11はそれぞれエアおよびオイルシリンダーを用いて鉛直荷重を行った。**Fig. 167(c)&(d)**に示すようにせん断中のせん断方向

**Table 25** 土嚢積層体の水平せん断試験ケース一覧  
Test conditions and results from lateral shear tests on a pile of soil bags

Case No.	積層数	拘束圧 $\sigma_v$ (kPa)	積層角 $\delta$ (°)	土嚢高 (mm)	張出部の初期形状			接触部の初期形状		
					長さ(mm)	幅(mm)	面積(m <sup>2</sup> )	長さ(mm)	幅(mm)	接触面積(m <sup>2</sup> )
豊浦砂シリーズ										
Case01	3	30	0	379	902	680	0.613	670	545	0.365
Case02	〃	〃	18	373	902	685	0.618	715	515	0.368
Case03	〃	150	0	357	902	693	0.625	680	540	0.367
Case04	〃	〃	18	367	905	693	0.627	720	520	0.374
Case05	〃	300	0	354	902	697	0.629	680	540	0.367
Case06	〃	〃	18	369	900	697	0.627	680	550	0.374
再生砕石シリーズ										
Case07	〃	30	18	317	947	685	0.649	720	490	0.353
Case08	〃	150	0	340	945	690	0.652	710	480	0.341
Case09	〃	〃	18	332	947	677	0.641	720	490	0.353
Case10	〃	300	0	336	945	680	0.643	770	480	0.370
Case11	〃	〃	18	327	948	693	0.657	680	440	0.299



**Fig. 167** 定鉛直応力条件  $\sigma_v = 30$  kPa および 300 kPa における土嚢積層体の典型的な試験結果 (Case 02 & 11)； 上載板の水平せん断変位量に対する：(a) せん断応力比の変化；(b) 平均的な鉛直変位量の変化；(c) 上載板の水平せん断方向の傾きの変化；(d) 水平せん断方向と直交方向の上載板の傾きの変化；(e) 4つの独立した鉛直荷重増分の変化；(f) 平均的な鉛直応力の変化；(g) 装置に発生する水平方向の摩擦力の変化；および (h) 装置に発生する鉛直方向の摩擦力の変化

Results from two lateral shear tests on a pile of soil bags (Case 02 & 11) at constant vertical pressures of  $\sigma_v = 30$  kPa and 300 kPa: Relationships between shear displacement and (a) shear-to-vertical stress ratio; (b) average vertical displacement; (c) inclination in the shear direction of the top loading platen; (d) inclination in the orthogonal direction of the top loading platen; (e) four individual increments of vertical load components; (f) average vertical stress; (g) horizontal frictional load; and (h) vertical frictional load and lateral shear displacement at the top loading platen

とそれと直交方向の上載板の傾きは極めて小さく、両方向とも 0.15 mm 以内(せん断方向で 0.009°, それと直交方向で 0.014° の傾きである)であった。この過程ではせん断力を負荷することで発生したモーメントをフィードバック制御によって補正するため、Fig. 167(e)のように上載板に作用する水平せん断力の発達に伴って、前方の鉛直力は増加し、後方で減少する。また同時に、一定鉛直応力条件を満たすため、この間の平均鉛直応力  $\sigma_v$  は Fig. 167(f) に示すように所定の値をほぼ一定に保たれる。水平および鉛直方向のそれぞれ装置に発生する全摩擦力(つまり、供試体に伝達していない摩擦力)は Fig. 167(c)&(h) に示されるように、Case02 および Case11 において全体のせん断力に対して 6.7% と 9.8%、全体の鉛直力に対してそれぞれ 0.81% と 0.74% であった。これらの結果から本研究で実施する SBST は高い信頼性と正確性を有していると言える。

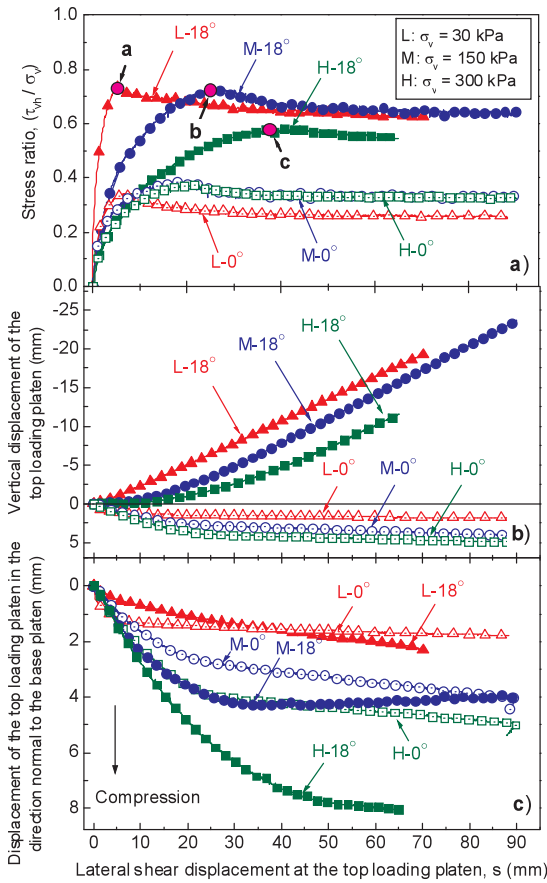


Fig. 168 水平および傾斜積層した豊浦砂の土嚢供試体の水平せん断試験結果：上載板の水平せん断変位量に対する：a)せん断応力比の関係；b)平均的な鉛直変位量の関係；およびc)台座に対して垂直方向の平均的な変位量の関係

Results from two lateral shear tests on Toyoura sand bags stacked horizontal and inclined: Relationships between the shear displacement at the top loading platen and (a) shear stress ratio; (b) average vertical displacement and (c) average displacements in the direction normal to the base platform

c. 実験結果

(1) せん断変形に伴うせん断応力と圧縮特性

(i) 豊浦砂シリーズ

それぞれ一定鉛直応力条件  $\sigma_v=30\text{kPa}$ ,  $150\text{kPa}$  および  $300\text{kPa}$  における豊浦砂を中詰め材とする水平および傾斜積みの土嚢積層体の試験結果を Fig. 168 に示す。図中の横軸は台座に対する上載板の水平方向の相対変位量  $s$ (つまり、土嚢積層体のせん断変形量に相当)であり、Fig. 168(a), (b)そして(c)はそれぞれ(a)せん断応力比( $\tau_{vn}/\sigma_v$ )、(b)上載板の鉛直変位量、そして(c)台座と垂直方向の上載板の変位量(つまり、土嚢積層体の圧縮量に相当)の関係が表されている。Fig. 168(a)より傾斜積み土嚢は水平積み土嚢に比べてピーク強度時で1.6-2.0倍にせん断強度が増加した。この強度の増加率は鉛直応力レベルが高くなるほど低下した。これは傾斜積み土嚢のせん断強度特性が鉛直応力レベルに依存するためであり、 $\sigma_v=30\text{kPa}$ ,  $150\text{kPa}$  条件下で生じた土嚢材間の滑動

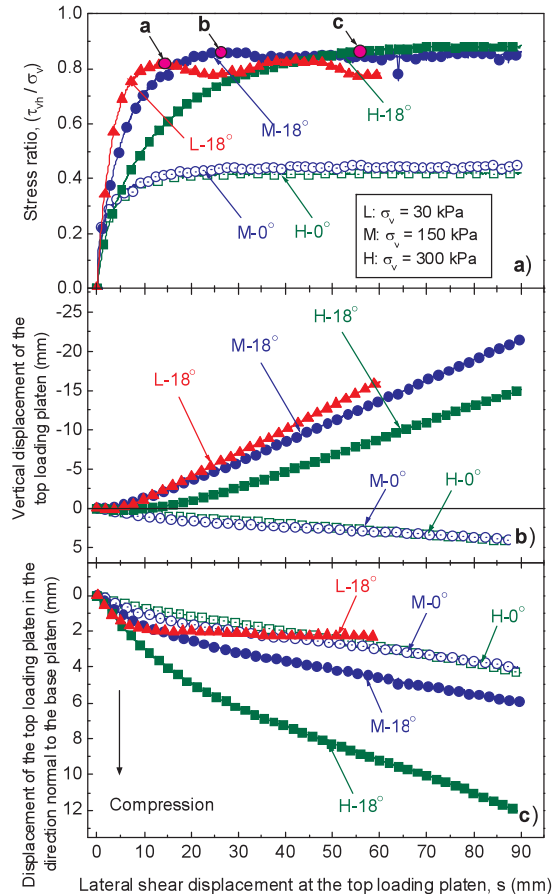


Fig. 169 水平および傾斜積層した REPA の土嚢供試体の水平せん断試験結果：上載板の水平せん断変位量に対する：a)せん断応力比の関係；b)平均的な鉛直変位量の関係；およびc)台座に対して垂直方向の平均的な変位量の関係

Results from two lateral shear tests on REPA bags of stacked horizontal and inclined: Relationships between the shear displacement at the top loading platen and (a) shear stress ratio; (b) average vertical displacement; and (c) average displacements in the direction normal to the base platform



破壊から  $\sigma_v=300\text{kPa}$  条件下で表れた中詰め材の過度なせん断変形に破壊モードに移行することが原因となっている。この破壊モードの移行については後に議論する。

次に、Fig. 168(b)の上載板の鉛直変位量の変化を見ると、水平せん断変位量の増加に伴って傾斜積み土嚢は鉛直上向きに変位するが、水平積み土嚢ではわずかに鉛直下向きに変位していることがわかる。この鉛直変位挙動の相違は土嚢積層システムを適用した土構造物の耐震性を考える上で、極めて重大な違いとなって現れる。背面側に土嚢を傾斜積層した土構造物では、土嚢が滑動するためには鉛直上向きに変位しなければならず、大きな面圧が積層面に働く。そのため、極めて大きな滑動抵抗力を発揮する。つまり、水平方向の加振力に対して高い耐震性が確保できる。それとは対照的に、水平積み土嚢による土構造物では水平方向にせん断力が加わると、容易に土嚢材間で滑動が生じる。この地震時挙動の相違についてはVIで詳しく説明する。

一方、Fig. 168(c)の土嚢積層体の圧縮変位量では、水平積み土嚢よりも傾斜積みの方が大きくなっていることがわかる。これは、傾斜積み土嚢ではせん断力の増加に伴って積層面上の垂直力が増加するため、水平積みよりも大きな圧縮力が土嚢積層体に作用するためである。積層面上の垂直力の増加に伴う土嚢の圧縮変位量は「2 土嚢積層体の圧縮特性の解明」で示したように中詰め材の圧縮特性と水平せん断に伴う土嚢材引張り力の拘束効果と密接に関係している。

(ii) REPA シリーズ

Fig. 168 に REPA を中詰め材とする試験結果を示す。全般的な挙動は先程示した豊浦砂の場合の試験結果と傾向がよく似ているが、ピークせん断応力比 ( $\tau_{vb}/\sigma_v$ ) の値は、鉛直応力レベルにかかわらず、水平積みと傾斜積みの場合で約 2 倍の強度増加が表れた。すなわち、豊浦砂の土嚢の場合に表れていた鉛直応力  $\sigma_v$  の増加による強度増加率の低下は、REPA の場合では表れず、ほぼ一定

であった。これは豊浦砂に比べて大粒径材の REPA は、高い剛性と強度を有しているだけでなく、ダイレタンシーの発生量が大きいいため、中詰め材に高い拘束効果が得られるためだと考えられる。そのため、高い鉛直応力  $\sigma_v=300\text{kPa}$  条件下でも REPA にはせん断破壊が生じなかったものと推察される。

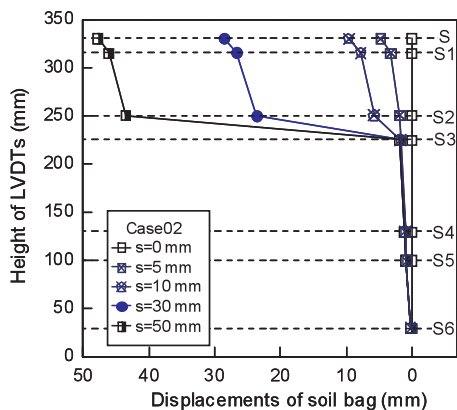
(2) 土嚢積層体の 2 つの破壊モード

(i) 土嚢材間に沿った滑動破壊モード

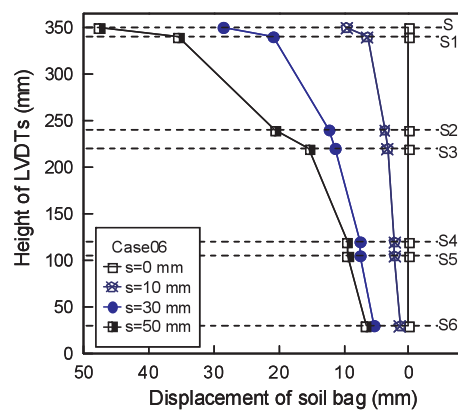
異なるせん断変位量  $s$  の時点での低鉛直応力条件 ( $\sigma_v=30\text{kPa}$ ) における Case02 (中詰め材：豊浦砂,  $\delta=18^\circ$ ) の土嚢積層体側面の水平変位分布を Fig. 170(a) に示す。水平方向の土嚢積層体側面の相対変位量は S4 と S5 の間でもっとも大きくなっていることがわかる。これは上載板の水平せん断変位によって最上段と中段の土嚢材間に沿った滑動が生じていることを意味する。一方、S1 と S2, S3 と S4 および S5 と S6 間の相対変位量は、上載板の水平せん断変位量  $s$  が増加してもほとんど増加していないことがわかる。これは最上段と中段の土嚢材間の滑動に比べて土嚢自体のせん断変形がほとんど生じていないことを意味する。したがって、Case02 における土嚢積層体の破壊モードは土嚢材間に沿った滑動であり、中詰め材のせん断破壊は生じていないと考えられる。この破壊モードは水平積み土嚢が水平方向にせん断される場合に、より支配的となる。

(ii) 中詰め材のせん断変形

Fig. 170(b) に高鉛直応力条件 ( $\sigma_v=300\text{kPa}$ ) における Case06 (中詰め材：豊浦砂,  $\delta=18^\circ$ ) の試験結果を示す。Fig. 170(a) の鉛直応力が低い場合と比較すると、鉛直方向に隣接する土嚢材間の滑動量は各々の土嚢自体(つまり、中詰め材)のせん断変形量に比べると非常に小さいことがわかる。これは、鉛直応力の増加に伴って高いせん断力が作用するようになると、中詰め材のせん断強度が土嚢材間の滑動抵抗力を下回り、土嚢自体に過度なせん断変形が生じたためだと考えられる。このような破壊



(a) 低鉛直拘束圧条件  $\sigma_v = 30 \text{ kPa}$  (Case02)



(b) 高鉛直拘束圧条件  $\sigma_v = 300 \text{ kPa}$  (Case06)

Fig. 170 傾斜積層 ( $\delta = 18^\circ$ ) した豊浦砂の土嚢供試体の水平せん断試験から得られた鉛直側面の水平変位分布  
Vertical distribution of lateral displacement at the side face of Toyoura sand bags stacked inclined  $\theta = 18$  degrees in a lateral shear test on a pile of soil bags: a) vertical stress at  $\sigma_v = 30 \text{ kPa}$ ; and b) vertical stress at  $\sigma_v = 300 \text{ kPa}$

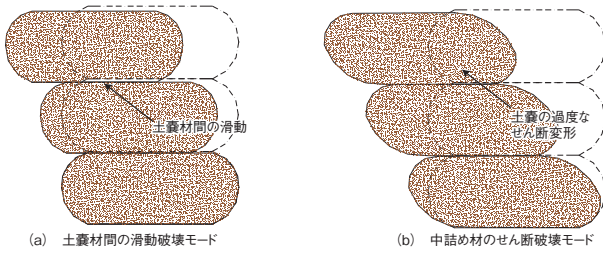


Fig. 171 水平せん断力を受けたときの土嚢積層体の2つの破壊モード

Two failure modes of multi-layered soil bags subjected to lateral shear loading: (a) slippage failure at the bag-to-bag interface; and (b) shear failure in the backfill

モードの移行は、土嚢材引張り力による中詰め材の拘束力の大きさが鉛直応力レベルが増加に伴って相対的に低下するためである。

上記の2つの破壊モードを模式的に表すと Fig. 171 のようになる。土嚢内の中詰め材のせん断強度が土嚢材間の滑動抵抗力を上回る場合には、土嚢材間の滑動破壊が生じる (Fig. 171(a))。一方、土嚢材間の滑動抵抗力が中詰め材のせん断強度を上回る場合は、土嚢自体の過度なせん断変形によって破壊が生じる (Fig. 171(b))。つまり、土嚢の破壊モードは「土嚢材間の滑動」と「土嚢自体のせん断変形」に対する2種の強度の相対的なスケールに依存するものと考えられる。それら2種の強度は多くの要因からなっており、鉛直拘束圧、土嚢積層体の傾斜角、中詰め材の強度・変形特性、粒子径と土嚢材の粗度(土嚢材間の摩擦角に影響)、土嚢材の引張強度・剛性などが含まれる。

d. 傾斜積み工法による滑動抵抗力の向上効果

Fig. 172 に  $\delta$  だけ背面側に傾斜して積層した土嚢間のインタフェース上の力の連力図を示す。水平せん断力が作用した時の土嚢積層体の破壊モードが土嚢材間に沿った滑動である場合、傾斜積み工法の構造的な利点は以下のように説明できる。ここで  $\phi_{sb}$  は土嚢材間のインタフェース摩擦角である。インタフェース上に作用する垂直力  $N_\delta$  とせん断力  $T_\delta$  はインタフェースに対して垂直および接線方向の力の釣合いから次式が得られる。

$$N_\delta = P_v \cdot \cos \delta + P_h \cdot \sin \delta \tag{98}$$

$$T_\delta = -P_v \cdot \sin \delta + P_h \cdot \cos \delta \tag{99}$$

ここで  $P_v$  と  $P_h$  は上載板に作用する鉛直力と水平力である。インタフェース摩擦角  $\phi_{sb}$  は次のように定義される。

$$\tan \phi_{sb} = (P_h / P_v)_{\delta=0} = T_\delta / N_\delta \tag{100}$$

ここで、次の基準を満足する場合に土嚢材間に沿った滑動破壊が生じる。

$$\tau_n = \tan \phi_{sb} \cdot \sigma_n \tag{101}$$

傾斜角  $\delta$  が 0 に等しいとき、式(101)は次のようになる。

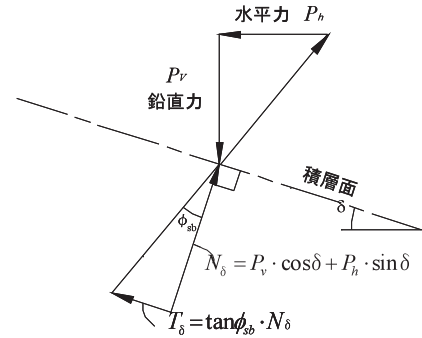


Fig. 172 傾斜角  $\delta$  およびインタフェースの摩擦角  $\phi_{sb}$  を有する土嚢積層体のインタフェース(積層面)上における力の連力図

Force polygon at the interface between the stacked soil bags

$$\tau_{vh} = \tan \phi_{sb} \cdot \sigma_v \tag{102}$$

式(98)および式(99)を式(100)に代入すると  $\delta > 0^\circ$  の条件で以下の式が得られる。

$$\frac{T_\delta}{N_\delta} = \tan \phi_{sb} = \frac{-P_v \sin \delta + P_h \cdot \cos \delta}{P_v \cos \delta + P_h \cdot \sin \delta} = \frac{-\sin \delta + (P_h / P_v) \cdot \cos \delta}{\cos \delta + (P_h / P_v) \cdot \sin \delta} \tag{103}$$

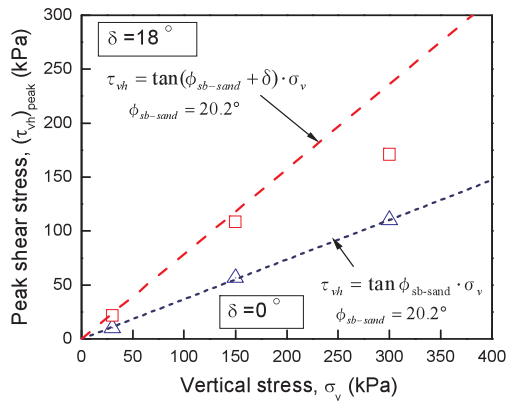
さらに、土嚢材間で滑動が生じる時、せん断応力比およびせん断応力は次式のようにになる。

$$\frac{\tau_{vh}}{\sigma_v} = \frac{P_h}{P_v} = \frac{\sin \delta + \tan \phi_{sb} \cdot \cos \delta}{\cos \delta - \tan \phi_{sb} \cdot \sin \delta} = \tan(\phi_{sb} + \delta) \tag{104}$$

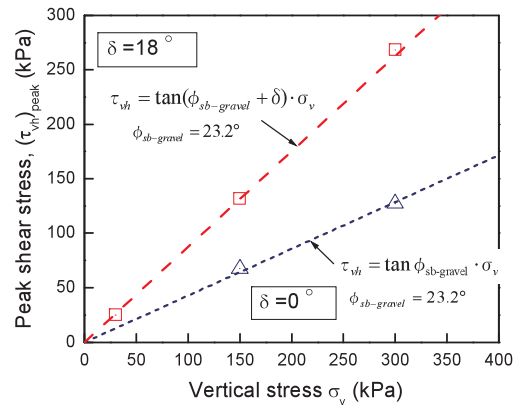
$$\tau_{vh} = \tan(\phi_{sb} + \delta) \cdot \sigma_v \tag{105}$$

Fig. 173(a) は豊浦砂を用いた試験結果から得られた鉛直応力  $\sigma_v$  とピーク強度時のせん断応力  $(\tau_{vh})_{peak}$  の実験値、滑動破壊基準式(102)および式(105)で導かれた理論線を示す。水平積み土嚢の試験結果に適合するように式(102)を当てはめると、 $\phi_{sb-sand} = 20.2^\circ$  が得られる。傾斜積み土嚢 ( $\delta = 18^\circ$ ) に、先程得られた  $\phi_{sb-sand} = 20.2^\circ$  を式(105)に適用すると、傾斜積み土嚢の滑動破壊基準線は  $\sigma_v = 30\text{kPa}$  の実験値とよく一致する。一方、 $\sigma_v = 150\text{kPa}$  の場合の実験値はわずかに式(105)の破壊基準線を下回る。さらに、 $\sigma_v = 300\text{kPa}$  の場合になると、理論値よりもさらに大きく下回る。この試験結果と理論値との相違は Fig. 169 で示された破壊モードの移行と一貫して説明できる。この結果から、土嚢の破壊モードが中詰め材のせん断破壊によって引き起こされる場合、式(105)では、土嚢積層体の安定性を過大評価していると言える。

Fig. 170(b) に中詰め材が REPA である場合の理論値と実験値の比較結果を示す。先程と同様に水平積み土嚢の試験結果から逆解析して得られた  $\phi_{sb-gravel} = 23.2^\circ$  を式(105)に適用すると、いずれの拘束条件でも滑動破壊基準と実験値が一致していることがわかる。このことは、SBST における破壊モードの観察結果(つまり、すべての試験



(a) 中詰め材：豊浦砂



(b) 中詰め材：再生砕石

**Fig. 173** 水平せん断試験結果から得られた鉛直応力  $\sigma_v$  に対するピークせん断応力  $\tau_{vh \text{ at peak}}$  の関係と式(102)および式(103)による滑動破壊基準との関係  
Relationships between peak  $\tau_{vh}$  value and  $\sigma_v$  obtained from lateral shear tests on a pile of soil bags with Toyoura sand and REPA compared with the theoretical values (Eqs. 102 and 103)

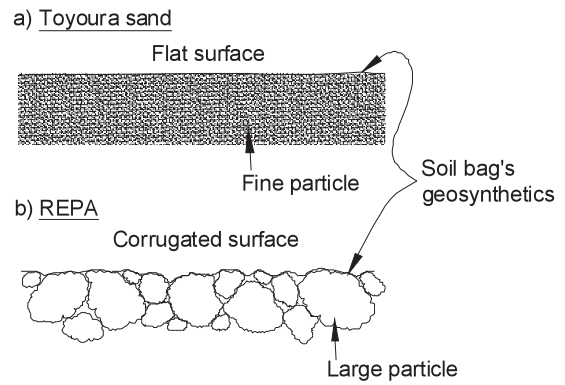
ケースで土嚢材間の滑動破壊が生じる)と一貫して説明ができる。

なお、上記の結果からわかるように、逆解析して得られた REPA を中詰め材とする土嚢材間のインタフェース摩擦角  $\phi_{sb-gravel}=23.2^\circ$  は豊浦砂での  $\phi_{sb-sand}=20.2^\circ$  よりも高くなっている。その理由は模式的に **Fig. 174** に示すように、 $\phi_{sb}$  の値は中詰め材の粒子径が大きいほど表面に凹凸が生じ、インタフェースの粗度が大きくなるのが原因として挙げられる。事実、本実験で用いた2種類の地盤材料の平均粒径の比は約30倍以上の差がある。

以上のことから、土嚢を背面側に積層した場合に得られる滑動抵抗力の向上効果は、水平せん断力の増加に伴って土嚢積層面上の垂直力が高まることで発揮される。その働きを効率的に引き出すためには、インタフェースの摩擦力を高め、土嚢自体の過度なせん断変形を抑制することが重要であり、高いせん断強度と大きな粒子径を持つ中詰め材を用いることが有効であると言える。

**e. 土嚢内部の中詰め材の応力状態**

土嚢内部の中詰め材の応力状態は極めて不均一な状態になっている。それは **Fig. 175(a)** に示すように中詰め



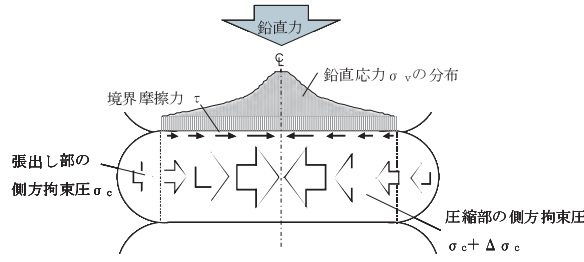
**Fig. 174** インタフェース付近の土嚢断面の模式図：  
a) 豊浦砂；b) REPA

Schematic diagrams of the cross-section of soil bags around the interface for the backfill of (a) Toyoura sand; and (b) REPA

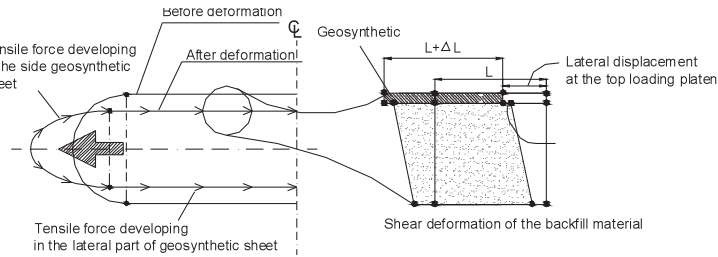
材の拘束が土嚢材と中詰め材の間に摩擦とすべりを含む非常に複雑な相互作用によって生じているためである。鉛直圧縮力が作用した状態に引き続き、水平せん断力が上載板に加わった状態になると、水平方向のせん断変位成分はさらに複雑になる (**Fig. 175(b)**)。このような挙動を正確に把握するためには FEM など複合材料の相互作用を考慮できる非常に洗練された数値解析手法の適用が必要である。しかしながら、そのような詳細な挙動の解明は本研究領域をすでに超えてしまっている。

ここでは、応力のモール円を用いて一定鉛直応力  $\sigma_v$  条件下の土嚢の見かけ上の応力状態および中詰め材の平均的な内部の応力状態について解釈を試みる。土嚢に作用する見かけ上の最小主応力  $\sigma_3$  は土嚢積層体の側面に拘束圧が作用していないことを考慮すると、常にゼロに等しいと考えられる。積層面上の応力状態 ( $\sigma_n, \tau_n$ ) は常に **Fig. 176** および **Fig. 177** 中の見かけ上の応力のモール円 (i), (ii) および (iii) の水平面上の応力状態 ( $\sigma_v, \tau_{vh}$ ) から円の中心に反時計回りに  $2\delta$  の角度だけ回転した位置に存在する。そのため、積層面上の応力状態 ( $\sigma_n, \tau_n$ ) の応力経路は  $\delta=0^\circ$  の場合では初期の応力点 A から滑動破壊時の応力点 B に向かって移動することになる。 $\delta=18^\circ$  の場合では、初期の応力点 I から滑動破壊時の応力点 D に向かって移動する。滑動破壊時の応力点 B と E はともにそれぞれ見かけ上の応力のモール円 (ii) と (iii) の中心点から  $\sigma$  軸に対して反時計回りに  $2\delta+2\phi_{sb}$  の角度分だけ回転した応力状態に対応する (つまり、 $\delta=0^\circ$  の時  $\angle BMA$  であり、 $\delta=18^\circ$  の時  $\angle COA$  である)。中詰め材の平均的な内部の応力状態はモール円 (i)', (ii)' および (iii)' で表される。それらの内部の応力状態を表すモール円は同一の載荷状態下では、見かけ上および内部の応力のモール円に共通して積層面上のユニークな応力状態 ( $\sigma_n, \tau_n$ ) を常に通る。ここで、中詰め材の拘束圧  $\sigma_3$  は土嚢材の引張補強によって引き出された内部拘束圧に等しい。土嚢積層体の破壊モードが土嚢材間の滑動である場合、見かけ上の応力状態を表すモール円は **Fig. 175** の (ii) と (iii)





(a) 鉛直圧縮力を受けた土嚢内部の応力状態



(b) 水平せん断力を受けた土嚢内部の応力状態

**Fig. 175** 鉛直圧縮力および水平せん断力を受けた土嚢内部の中詰め材の応力状態  
Stress conditions of backfill in soil bags subjected to vertical compression and lateral shear loadings

で表される。水平せん断の開始前の初期状態での見かけ上の主応力は  $\delta=0^\circ$  の時、 $\sigma_1=\sigma_v$  であり、 $\delta \neq 0^\circ$  の時、 $\sigma_1=\sigma_v/\cos^2\delta$  である。

一方、土嚢積層体の破壊モードが中詰め材のせん断破壊によって引き起こされる場合、見かけ上の応力状態を表すモール円は **Fig. 177** の (iii) で表される。ここで水平せん断開始前の初期状態での見かけ上の主応力は  $\sigma_3=0$ 、 $\sigma_1=\sigma_v$  である。 $\sigma_3$  については上記の場合、水平せん断開始後も常にゼロである事に注意が必要である。**Fig. 176** および **Fig. 177** とも、水平せん断開始前の初期状態での中詰め材の平均的な内部の応力状態は  $\delta=0^\circ$  の時ではモール円 (i)' で表される。ここで  $\sigma_1=\sigma_v$ 、 $\sigma_3$  は初期拘束圧に等しい。 $\delta \neq 0^\circ$  (本実験では  $\delta=18^\circ$ ) の場合は中心点 N であるモール円 (ii)' で表され、それぞれ  $\sigma_1=(\sigma_v - \sigma_3) \cos(\angle AND) + \sigma_3$ 、 $\sigma_3$  は初期の拘束圧に等しい。滑動破壊時の中詰め材の平均的な内部の応力状態は  $\delta=0^\circ$  のとき (ii)' のモール円で表され、 $\sigma_3$  はそのときの破壊時の拘束圧に等しい。同様に、 $\delta \neq 0^\circ$  (本実験では  $\delta=18^\circ$ ) の場合では、モール円 (iii)' で表される。 $\sigma_3$  はそのときの破壊時の拘束圧に等しい。

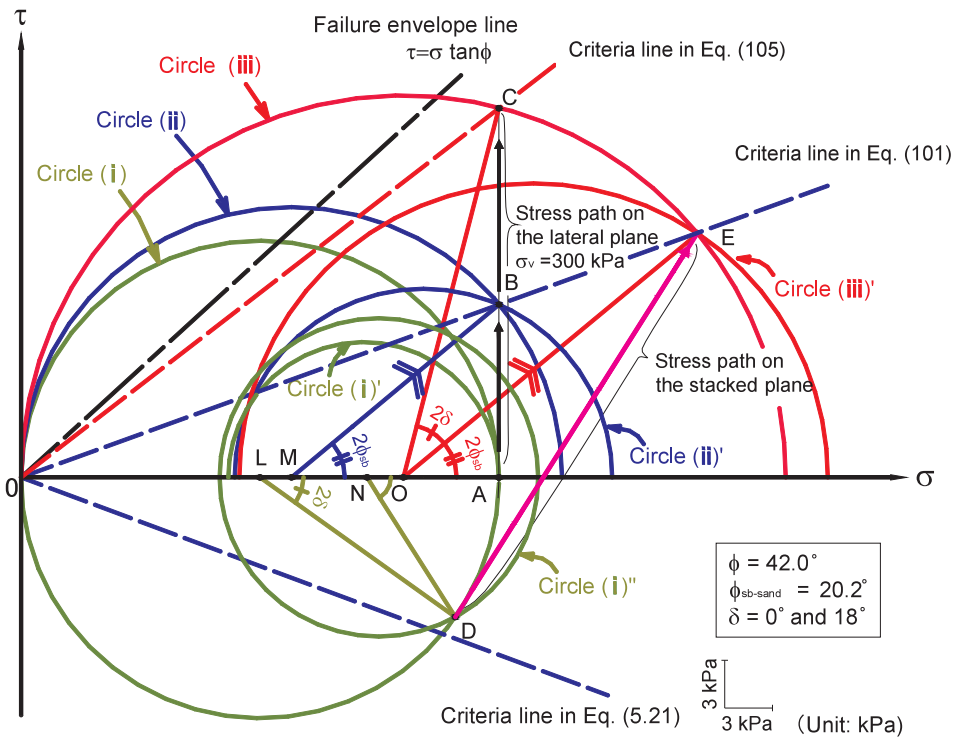
(1) 土嚢材間で滑動が生じる時の応力状態

Case01 および Case02 (中詰め材：豊浦砂、 $\sigma_v=30\text{kPa}$ ) において土嚢材間の滑動破壊が生じる場合での土嚢の見かけ上の応力状態および中詰め材の平均的な内部の応力状態を表すモール円群を **Fig. 176** に示す。次のような点の特筆すべき事柄である。

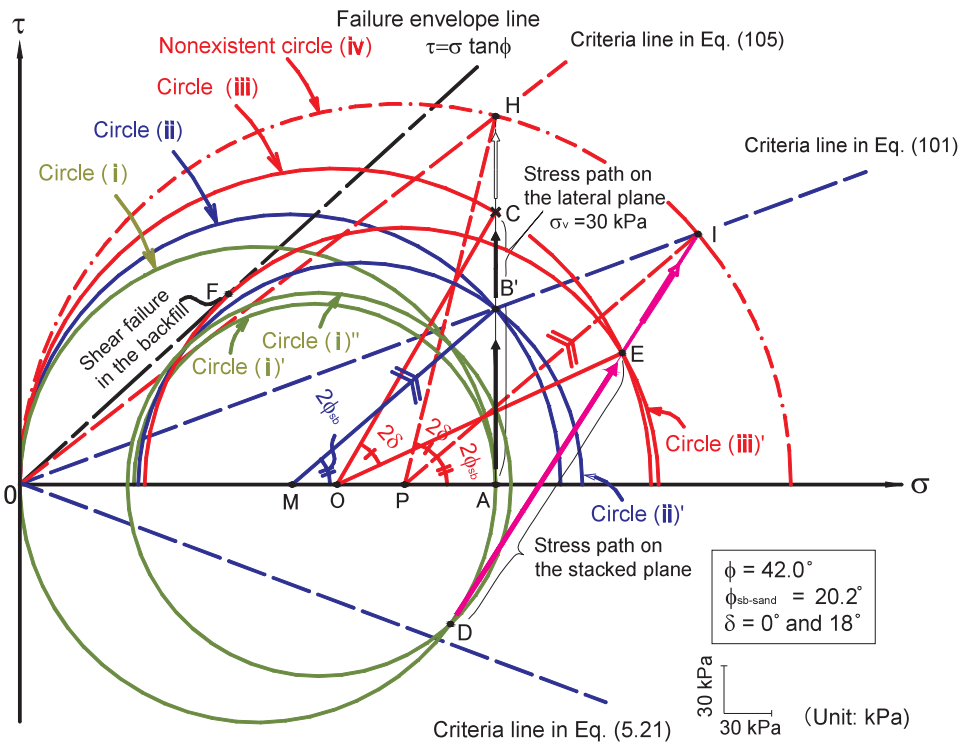
- ① 水平積み土嚢 (Case01,  $\delta=0^\circ$ ) では積層面上の垂直力  $\sigma_n$  は常に与えた鉛直応力  $\sigma_v$  に等しい。水平せん断力が増加すると、積層面上の応力状態 ( $\sigma_n$ ,  $\tau_n$ ) は初期状態の点 A から、土嚢材間の滑動破壊

点 B に移動する。点 B は式 (102) で表される滑動破壊基準線に達する点である。これを土嚢の見かけ上の応力状態を表現したモール円で見ると、圧密時のモール円 (i) から滑動破壊時のモール円 (ii) に拡大することになる。この応力状態に対応して中詰め材の平均的な応力状態のモール円は (i)' から (ii)' に拡大し、点 B における初期の中詰め材の拘束圧は土嚢の鉛直方向の圧縮によって幾分増加する。モール円 (ii)' は中詰め材の破壊乞絡線  $\tau=\sigma \cdot \tan \phi$  (豊浦砂の内部摩擦角  $\phi=42^\circ$ ) には達せず、モール円 (ii)' と破壊乞絡線との距離は近づかない。(土嚢材の引張り力の発達によって初期の内部拘束圧よりも増加するので両者の距離は離れる。)

- ② 傾斜積み土嚢 (Case02,  $\delta=18^\circ$ ) では積層面上の垂直力  $\sigma_n$  は与えた鉛直応力  $\sigma_v$  とは等しくはならず、初期状態では中心点が L であるモール円 (i) 上の点 D に存在し、土嚢材間の滑動破壊が生じる時点では中心点が O であるモール円 (ii) 上の点 E に存在する。ここで  $\angle ALD$  および  $\angle COE$  は  $2\delta$  に等しい。せん断開始前の積層面上のせん断応力  $\tau_n$  は点 D にあり、水平せん断方向に対して逆向きのせん断力が作用している。一方、土嚢材間で滑動破壊が生じる点 E の時点では水平せん断方向に正のせん断力が作用する。 $\delta=18^\circ$  の場合で滑動破壊が生じる点 C の水平せん断力  $\tau_{nh}$  は  $\delta=0^\circ$  時の滑動破壊時の点 B の値よりも遙かに大きくなる。この差が傾斜積層 ( $\delta=18^\circ$ ) によるせん断抵抗力の向上効果である。また、土嚢材間の滑動破壊が生じる時点での中詰め材の平均的な内部の



**Fig. 176** 土質材間の滑動破壊が卓越する場合の土質積層体のせん断破壊時の見かけ上および平均的な中詰め材の内部応力のモール円群 (Case01 & Case02 ( $\delta=0^\circ$  &  $18^\circ$ ), 中詰め材: 豊浦砂,  $\sigma_v=30\text{kPa}$ )  
 Mohr's circles of apparent stresses and average internal stresses in the backfill when interface failure occurred in tests Case01 ( $\delta=0^\circ$ ) and Case02 ( $\delta=18^\circ$ ) (Toyoura sand at  $\sigma_v=30\text{kPa}$ )



**Fig. 177** 土質自体のせん断破壊が卓越する場合の土質積層体のせん断破壊時の見かけ上および平均的な中詰め材の内部応力のモール円群 (Case05 & Case06 ( $\delta=0^\circ$  &  $18^\circ$ ), 中詰め材: 豊浦砂,  $\sigma_v=300\text{kPa}$ )  
 Mohr's circles of apparent stresses and average internal stresses in the backfill in Cases05 & 06 when excessive shear deformation failure of the backfill occurred in tests for Case06 ( $\delta=18^\circ$ ) (Toyoura sand at  $\sigma_v=300\text{kPa}$ )

応力状態を表すモール円(iii)' は中詰め材の破壊乞絡線  $\tau = \sigma \cdot \tan \phi$  (豊浦砂の場合、 $\phi = 42^\circ$ ) に達していない。しかしながら、モール円(iii)' はモール円(ii)' と比べると中詰め材の破壊乞絡線に接近する。つまり、滑動破壊時点で比べると中詰め材のせん断破壊は  $\delta = 0^\circ$  よりも  $\delta = 18^\circ$  にした時の方がより起こりやすい状態になる。

- ③ 両ケースとも破壊時の内部拘束圧、つまり、中詰め材の拘束圧  $\sigma_{3f}$  がある程度小さくなると、土嚢材間の滑動破壊よりも先に中詰め材の破壊乞絡線に到達するため、中詰め材のせん断破壊が生じる。

## (2) 中詰め材のせん断破壊が生じる場合の応力状態

中詰め材のせん断変形により土嚢積層体の破壊が生じる場合での見かけ上の応力状態および中詰め材の平均的な内部の応力状態を表すモール円群を Fig. 177 (Case05 および Case06, 中詰め材: 豊浦砂,  $\sigma_v = 300 \text{ kPa}$ ) に示す。このときの特筆すべき事項を以下に挙げる。

- ① 水平積み土嚢 ( $\delta = 0^\circ$ ) (Case05) の場合、せん断開始前の中詰め材の平均的な内部の応力状態はモール円(i)' で表される。水平せん断に伴って積層面上の応力状態 ( $\sigma_n, \tau_n$ ) が滑動破壊基準線上の点 B' に達すると、モール円は(i)' から(ii)' に拡大するが、中詰め材の破壊乞絡線には到達していない。つまり、この場合では土嚢材間の滑動破壊が先に生じる。
- ② 一方、傾斜積み土嚢 ( $\delta = 18^\circ$ ) (Case06) の場合、中詰め材の平均的な内部の応力状態を表すモール円が積層面上の応力状態 ( $\sigma_n, \tau_n$ ) が式(102)で表される土嚢材間の滑動破壊線上の点 I に積層面上の応力状態 ( $\sigma_n, \tau_n$ ) が到達するよりも前に、中詰め材の破壊乞絡線に位置する応力点 E に達する。そのため、中詰め材のせん断破壊が生じる。その結果、水平面上のせん断応力  $\tau_{vh}$  で考えると、中詰め材がせん断破壊しない場合に辿る点 H の値から中詰め材がせん断破壊した状態の点 C の値にまで低下する。

### f. 滑動抵抗力の改善策のまとめ

水平および傾斜積層した大型土嚢の水平せん断試験の結果および解析により導かれた結論は次の通りである。

- ① 土嚢積層面での極限力の釣合いから導いた理論式により水平せん断力によって土嚢材間の滑動破壊が生じる場合での実験結果を予測し、土嚢の傾斜積みによる滑動抵抗力の向上効果を明らかにした。
- ② 土嚢積層体の破壊が土嚢材間の滑動によって生じる場合、傾斜した土嚢積層体 ( $\delta = 18^\circ$ ) の水平せん断強度は水平積みの土嚢積層体 ( $\delta = 0^\circ$ ) よりも 2 倍に増加する。この強度増加は傾斜した積層面上の垂直力がせん断力の増加に伴って高まることで生じる。

- ③ 一方、土嚢積層体の破壊が中詰め材のせん断破壊によって生じる場合、傾斜した土嚢積層体 ( $\delta = 18^\circ$ ) の水平せん断強度は水平積層体 ( $\delta = 0^\circ$ ) のものより 1.6 倍程度の増加に留まる。

- ④ 水平せん断力に対して傾斜した土嚢積層体 ( $\delta = 18^\circ$ ) の滑動抵抗力を効果的に向上させるためには、中詰め材に高い拘束圧を確保して、土嚢のせん断強度を高めることが重要である。それには、次のような項目に配慮しておくことが重要である。

- ・よく締固まり、十分に高いせん断強度を有し、土嚢材の拘束効果が得やすいダイレタンシーの発生量が大きな大粒径材を用いること。
- ・また、大粒径材を使用することにより、同時に土嚢材間のインタフェース摩擦角を高めることができる。
- ・土嚢を十分に締固めること。これにより中詰め材のせん断強度を高め、土嚢材に引張り力を発達させることができる。

- ⑤ 水平せん断力に対して土嚢積層システムで構成される土構造物の安定性を向上させるには、本章で記述したような、適切な角度で傾斜して土嚢を積層することが簡便でコスト的にも有利である。

## 4 提案する土嚢積層システム

これまでに述べてきたように、土嚢積層システムを土構造物に適用する場合、適切な圧縮剛性と水平方向の滑動抵抗力を確保しておくことが極めて重要である。ここでは、V-2「土嚢の圧縮特性の解明」およびV-3「土嚢積層体の水平せん断特性の解明」で得られた知見に基づいて強度・剛性に優れた土嚢積層システムを提案する(松島ら, 2006b)。本研究で提案する土嚢積層システムの特長を以下に述べる(Fig. 178)。

土嚢は中詰め材の変形によって土嚢材が引っ張られる方向に荷重を受けるとき、自己拘束効果が発揮され、高い強度を発現する。そのため、外部からの荷重が積層面に対して垂直方向に働くように、土嚢を設置すると、構造的な安定性を確保できる。したがって、背面土圧や地震力など水平せん断力に対する滑動抵抗力を向上させるには、通常の方法に土嚢を積層する方法ではなく、土嚢を背面側に傾斜積層する方法を採用する方が合理的である。また、土嚢の圧縮剛性を改善するには、同一の圧縮変形量に対して高い拘束効果を発揮させることが重要であり、それには、次のような対策が有効である。①中詰め材の量(7~8割程度)を調整し、②十分な締固めにより、中詰め材を密実化して、圧縮に伴う体積収縮を小さくし、側面がよく張出した扁平形状にする。また同時に、土嚢材に初期引張り力を発揮させて中詰め材に初期拘束を加える。③できるだけ引張剛性が高い土嚢材を用いる。さらに、④ダイレタンシー効果が大きい大粒径材



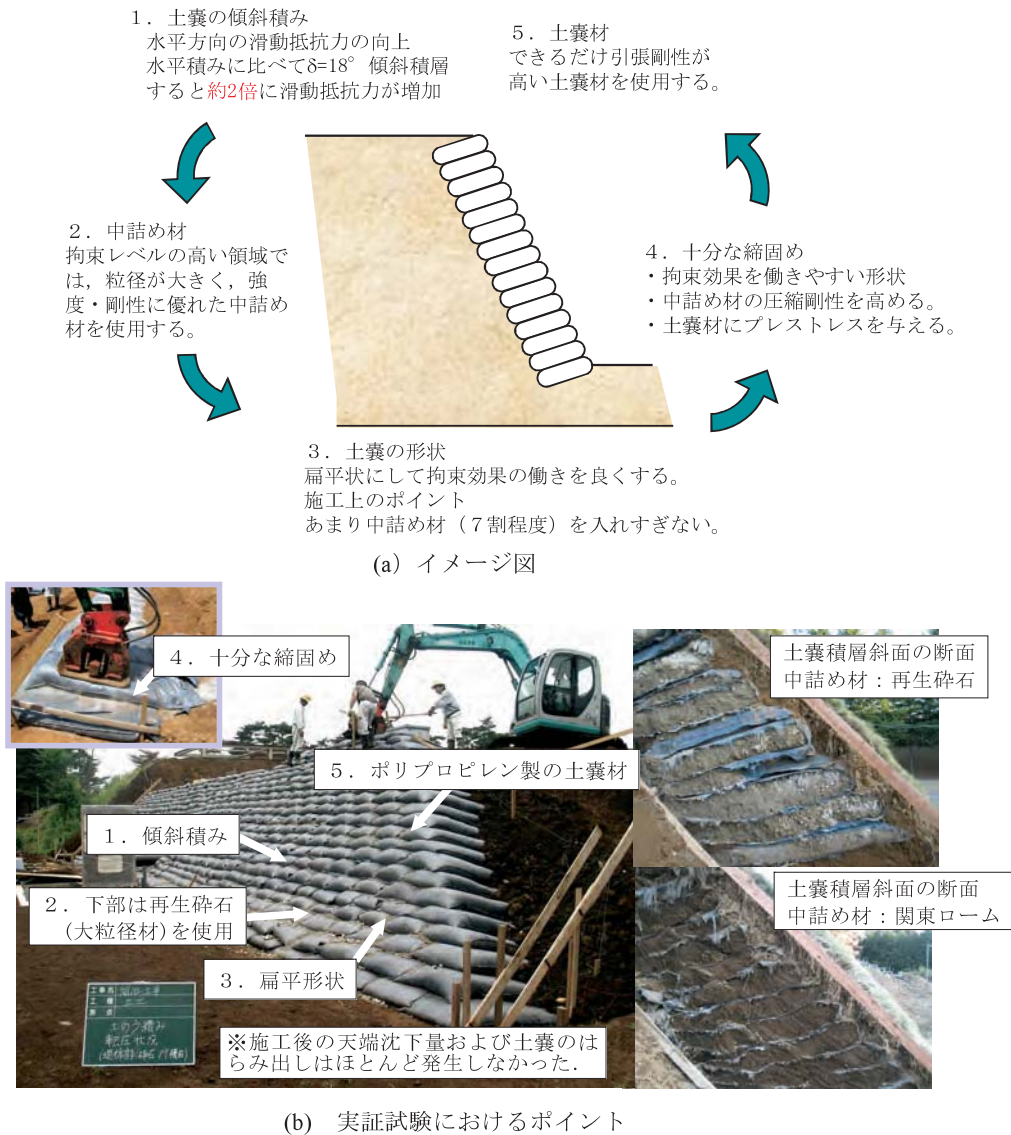


Fig. 178 実験および理論に基づいて考案した強度・剛性の高い土嚢積層システム  
High stiffness and strength soil bag system based on the experiments and theories in this study

を使用する。これらの圧縮剛性の改善策は、傾斜積層による滑動抵抗力の向上効果を効率的に引き出す上でも有効であり、土嚢自体のせん断破壊を生じにくくすることができる。特に、応力レベルが高い領域においては相対的に土嚢の拘束効果が低下するため、強度・剛性が高く、かつ、ダイレタンスーが大きな大粒径材を使用することが有効である。

## VI ジオシンセティックスを用いたため池堤体の補強技術の適用性

### 1 新しい技術の導入の必要性

#### a. 自然災害(地震・洪水)によるため池の被災と補強対策のポイント

農業用ため池は全国に21万箇所存在し、そのうち、早急な改修が必要な老朽化ため池は2万箇所にとぼっている(農林水産省, 2000)。これらの老朽化ため池は洪水

吐の排水能力不足や堤体強度不足のものが多く、毎年のように集中豪雨や地震により深刻な損傷や決壊が生じている(Fig. 179)。特に、ため池の決壊による下流域の二次災害の影響が大きい地域では、早急な対策が必要となっている。地震時における典型的な被災は、Fig. 179(a)に示すように堤体強度不足によるすべり崩壊、天端のクラックや沈下などである。一方、豪雨では、洪水吐の排水能力不足などによる堤体上の越水現象や降雨浸透による堤体強度の低下が引き起こす堤体下流斜面のすべり崩壊などが挙げられる(堀, 2005)。特に、従来の土のみで構成されている堤体は侵食抵抗力が弱く、越水によって深刻な損傷や決壊を引き起こす可能性が極めて高い。

2004年台風23号による豪雨災害では、兵庫県内で1482箇所のため池が被災し、そのうち、212箇所が決壊が生じた。決壊ため池の被災調査(兵庫県, 2008)によると、次のような要因を挙げている(Fig. 180)。

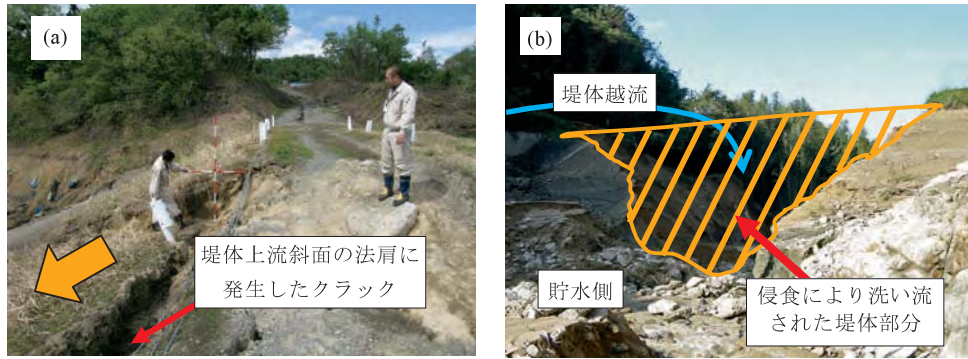


Fig. 179 被災したため池(Matsushima et al. 2007 より引用) : (a) 2004年新潟県中越地震ですべり崩壊を引き起こしたため池堤体(川口町) ; および (b) 2004年23号台風で発生した集中豪雨で決壊したため池(兵庫県淡路島)  
 Damaged small earth dams: a) sliding of embankment with the 2004 Niigata-ken Chuetsu Earthquake in Kawaguchi town; and b) total collapse by heavy rainfalls in the Tokage typhoon No. 200423 in Awaji island

- ① 土石流・崩壊土砂の流入
- ② 洪水吐の通水断面不足に伴う越水や長時間続いた高水位に伴うパイピング
- ③ 流木等による洪水吐の閉塞
- ④ 堤体の断面不足等(老朽化したため池が多く存在)

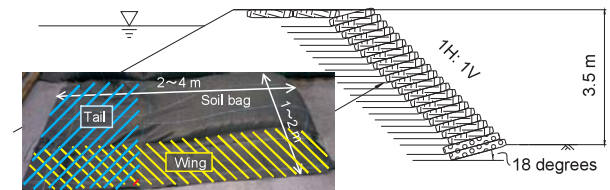
上記の原因のうち、①～③は、いずれも堤体越流を引き起こす要因である。このうち、①と③の土石流などの発生や流木等による洪水吐の閉塞については通常の設計では考慮されていない現象であり、従来の設計法のみでは、現実的な問題に十分に対応できない可能性がある。ひとたび堤体越流が生じると、Fig. 179(b)に示すように、堤体下流斜面の侵食によって完全な決壊を引き起こす危険性が高いことから、防災対策を講じる上で、検討しなければならない重要な現象であると言える。

以上のことから、地震や洪水に対して有効な対策を講じるため、堤体強度を強化するだけでなく、越水に対する耐久性を向上させる必要がある(毛利ら, 2005)。そのため、本研究では、堤体の強度増加と堤体越流に対する耐侵食性を向上させることを目的に、Fig. 181のようなジオシンセティックスを連結した扁平状の大型土嚢による積層システムを用いた改修技術(松島ら, 2006b)を考

案した。そして、現場レベルでの補強対策の有効性を検証するため、実物大の振動実験および越流破堤実験を実施した。さらに、施工技術および設計法を開発し、被災ため池の強化復旧を図った。

b. 提案する改修技術の特徴

Fig. 181で示した改修技術の特徴は、堤体斜面に土嚢積層システムを配置することにより、①堤体越流に対す

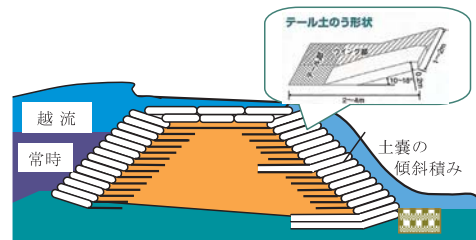


テールとウィングが連結した大型土嚢

(a) テールとウィングが連結した大型土嚢を傾斜積層 ( $\delta=18^\circ$ ) した堤体下流斜面の断面図



(b) 下流側から見た様子



(c) 堤体構造

Fig. 181 テールとウィングが連結した大型土嚢積層システムを適用したため池堤体の改修技術 (Matsushima et al. 2006a より引用)  
 Rehabilitation work using large-scale soil bags anchored with extended tails for small earth dams

ため池被災原因 (重複あり)

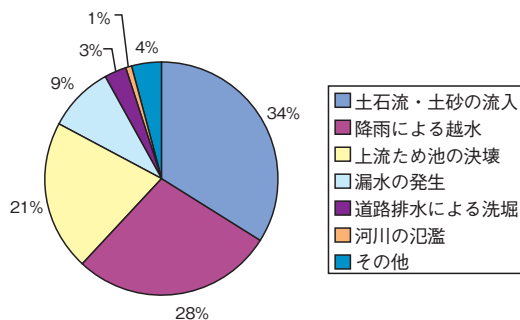


Fig. 180 台風23号により決壊した62箇所のため池の被災原因 (兵庫県洲本土地改良事務所調べ)

Disaster factors with 62 collapsed irrigation ponds during the 200423 Tokage typhoon

る耐侵食性を向上させるとともに、②土を土嚢に置き換えることにより、すべりに対する安定性を向上させる点にある。これにより、洪水による排水対策と堤体の力学的な安定化を同時に図ることができる(V:「強度・剛性の高い土嚢積層体システムの開発」を参照)。さらに、Fig. 181中に示すようにテールを連結した土嚢を用いることにより、③土嚢とテールにより引張り補強された領域が一体化され、堤体強度を飛躍的に向上させることができる(Ⅲ～Ⅳ:補強材端部のアンカー効果による強度発現メカニズムの研究成果の活用)。

## 2 実物大模型による耐震実験

### a. 実験方法

本研究で提案した土嚢の傾斜積みおよび堤体内部の引張り補強を組み合わせた耐震対策の有効性を検証するため、Fig. 182に示すように通常の簡便な方法による土嚢を水平積層したCase H、水平方向の滑動抵抗力を向上させる目的で、土嚢を堤体内側に傾斜積層( $\delta = 18^\circ$ )したCase I、さらに、土嚢の傾斜積層に加えて、堤体内部

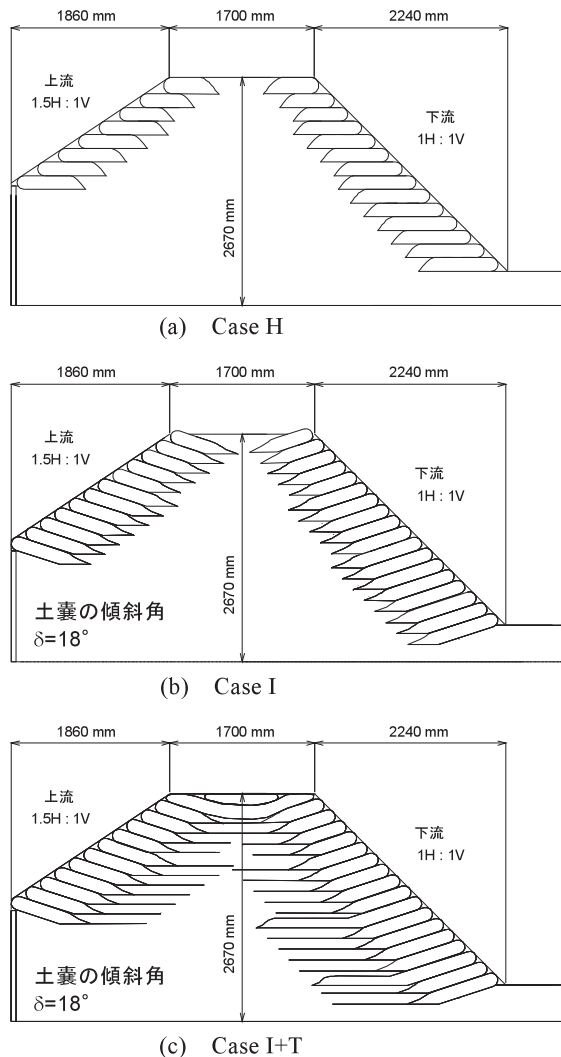


Fig. 182 振動実験に用いた実物大の堤体模型の断面形状  
Full-scale models of small earth dams used in a shaking table test

を引張り補強したCase I+T(ただし、テールが連結した土嚢以外にも土嚢本体部分が高い長尺土嚢が含まれる)の3タイプの実物大ため池堤体を用いた振動実験を実施した。Fig. 183に堤体模型の寸法図を示す。堤体模型の上流側および下流側の法面勾配はそれぞれ1.5H:1V、1H:1Vであり、堤高2.3m、天端幅1.7m、堤体上下流方向の長さ6.0m、奥行き2.0mである。

### (1) 模型材料

堤体模型に用いた土嚢は高い拘束効果が発揮できる十分に予備転圧した扁平状の大型土嚢を使用した。土嚢の大きさは高さ160mm、幅490mm、奥行き1,200~2,000mmである。土嚢材にはPP製のアグリシートを用いた。土嚢の中詰め材には粒径が大きいコンクリート廃材を破碎した再生砕石を用いた。堤体土には含水比およそ10%の十勝砂( $D_{50}=0.18\text{mm}$ ,  $U_c=1.8$ )を用いた。(II:「実験材料」を参照)

### (2) 模型堤体の作成方法

実験装置は農工研所有の振動台(幅4.0m×長さ6.0m)を用いた。Fig. 184に振動実験に用いた大型土槽(内寸:高さ3.0m×長さ6.0m×幅2.0m)の設置状況を示す。土槽底面には地盤との摩擦を高めるために、剛性の高い金網を溶接した。以下に堤体模型の作成手順を説明する。  
①土槽内での土嚢の転圧は作業性が悪いため、Fig. 185のようにあらかじめ土槽外で予備転圧した土嚢を作成する。予備転圧した土嚢は初期引張り力が土嚢材に発達し、それにより中詰め材が拘束されるため、ブロックのように形状が維持され、比較的容易に移設できる。  
②十分に締固めた基盤層(厚さ20cm)を土槽底面に作成する。  
③所定の傾斜角( $\delta=0^\circ$ もしくは $18^\circ$ )を有する基盤面を整形する。  
④Fig. 186のように予備転圧した土嚢をクレーンで吊り下げ、所定の位置に運搬・設置する。Fig. 187は $\delta=18^\circ$ に土嚢を傾斜して設置している様子である。  
⑤土嚢の背面に、締固め後の層厚16cmとなるように堤体材料を撒きだし、地盤の相対密度が80%となるよう振動コンパクターの転圧回数を調整して締固める(Fig. 188)。  
⑥上記の工程を所定の堤体高さになるまで繰り返す。なお、加震後の堤体内部のすべり線の発生位置を観

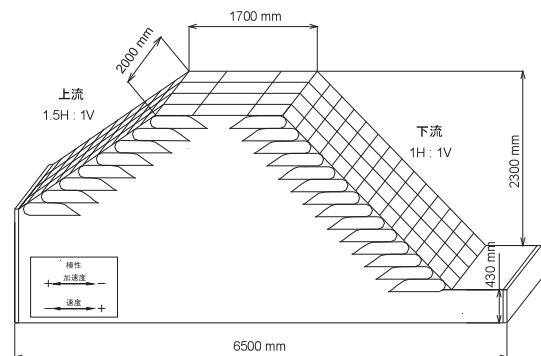


Fig. 183 実物大堤体模型の寸法  
Dimensions of full-scale model





(a) 土槽上空から見た様子



(b) 土槽の外観

加震後の堤体内部の変状観察に際して、堤体を掘削するため、土槽側壁は3分割して取り外せる構造となっている。

**Fig. 184** 振動実験に用いた大型土槽  
Large-scale soil box used in the shaking table test



**Fig. 185** 土嚢の予備転圧状況  
Pre-compaction of soil bag



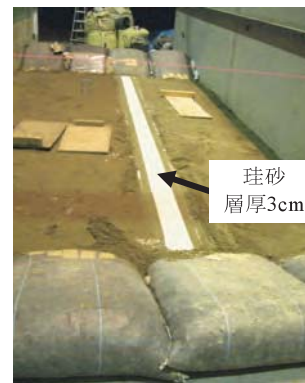
**Fig. 187** 所定の角度で整形した基盤面と土嚢の設置状況  
Inclined base arranged at prescribed angle and installation of soil bags



**Fig. 186** クレーンで土嚢を運搬している様子  
Transportation of soil bag by crane



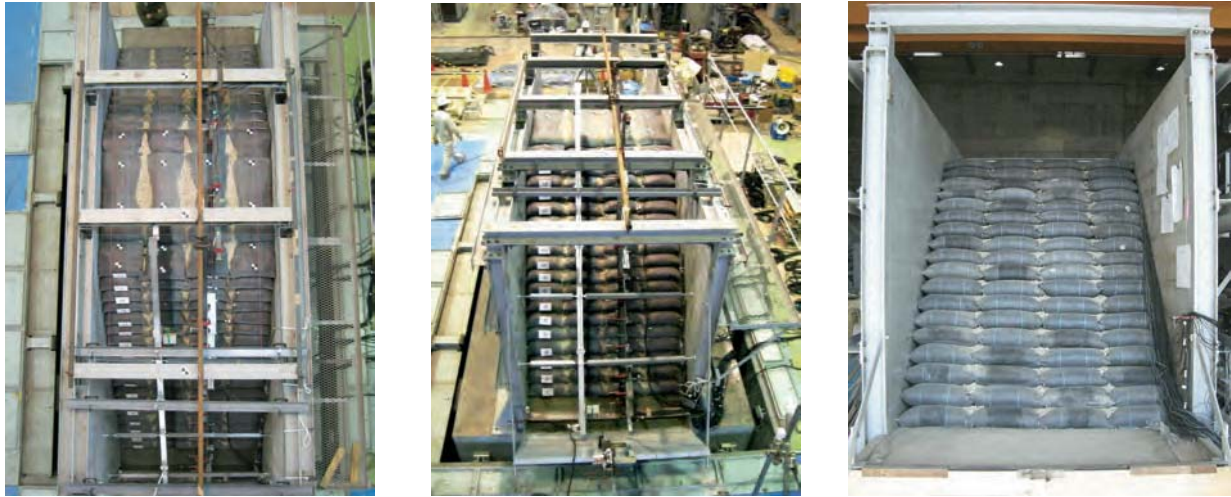
**Fig. 188** 堤体土の締固め状況  
Compaction of backfill material



**Fig. 189** 堤体内部の変状を観察するための色砂層の設置状況  
Installation of colored sand layer to observe deformation patterns inside embankment

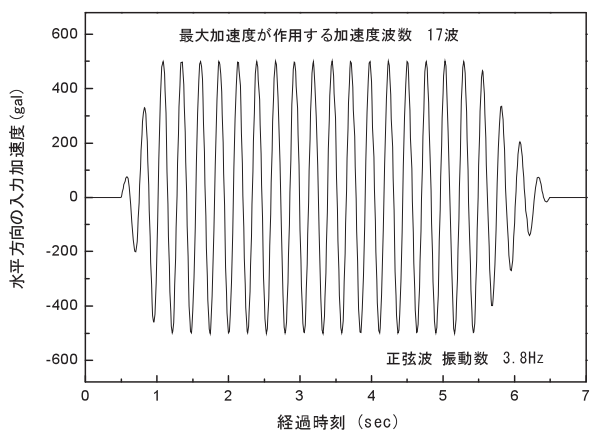
察するため、堤体高さ方向に 90cm 毎に水平な地盤面に層厚さ 3cm の珪砂を設置した (Fig. 189)。加振終了後は観察面を掘削するため、Fig. 184(b) に示す 3 分割できる土槽側壁を段階的に取り外し、堤体内部の変状を観察した。模型堤体の築堤後の様子を Fig. 190 に示す。

入力加振波は水平方向の加速度が周波数 3.8Hz の正弦波を用いた。実験では段階的に水平方向の最大入力加速



(a) 天端上空から見た様子 (b) 堤体下流上空から見た様子 (c) 堤体下流側から見た様子

**Fig. 190** 振動実験に用いた実物大の補強ため池堤体の模型  
Reinforced embankment in full-scale model on the shaking table test



**Fig. 191** 振動台に入力した加速度波形  
(最大入力加速度 500gal 時)  
Input acceleration wave of shaking table (Max. acc. of 500 gal)

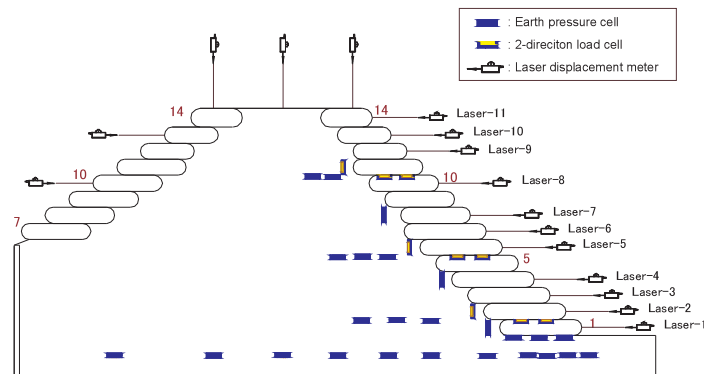
度 300gal, 500gal, 700gal, 1,000gal および 1,200gal を引き上げて加振を行い、堤体が著しく変状した時点で次のステップ加振を中止した。最大入力加速度 500gal 時の入力加振波を Fig. 191 に示す。

(3) 計測器および計測方法

Fig. 192 ~ 197 に各ケースの計測器の配置を示す。土嚢積層システムの耐震メカニズムを明らかにするため、次のような地震時挙動に着目して計測を行った。

- ① 天端の残留沈下量
- ② 土嚢と土嚢間のインターフェース上の滑動挙動
- ③ 土嚢と土嚢間のインターフェース上に作用する垂直力とせん断力
- ④ 堤体内部の鉛直・水平土圧分布

①の天端の残留沈下量はステップ加振後に計測を行った。②の土嚢と土嚢間の滑動挙動は堤体斜面に取り付けたレーザー変位計により水平方向の土嚢の変位量を計測



**Fig. 192** Case I における土圧計およびレーザー変位計の配置図  
Location of earth pressure cells and laser displacement meters in Case I

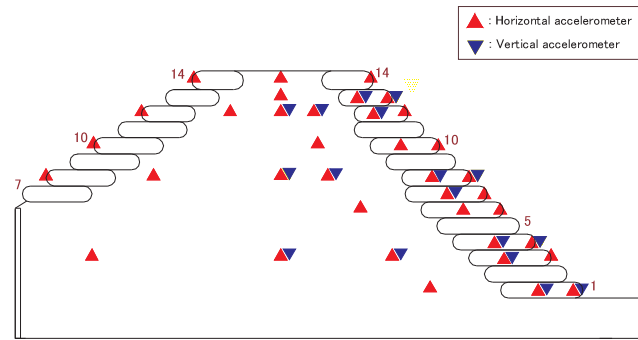


Fig. 193 Case Iにおける加速度時の配置図  
Location of accelerometers in Case H

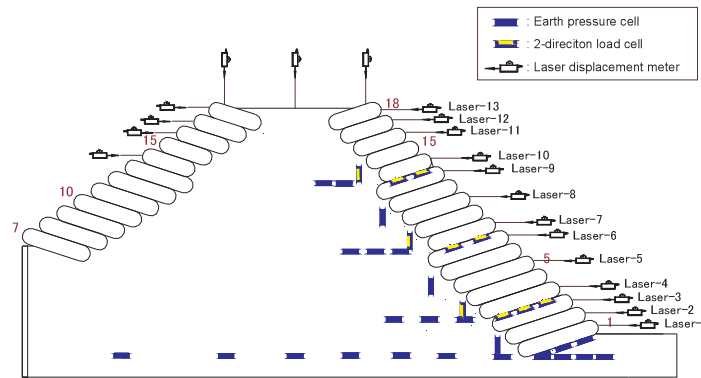


Fig. 194 Case Iにおける土圧計およびレーザー変位計の配置図  
Location of earth pressure cells and laser displacement meters in Case I

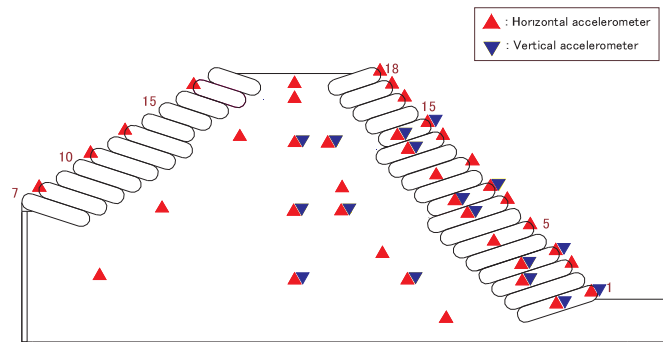


Fig. 195 Case Iにおける加速度計の配置図  
Location of accelerometers in Case I

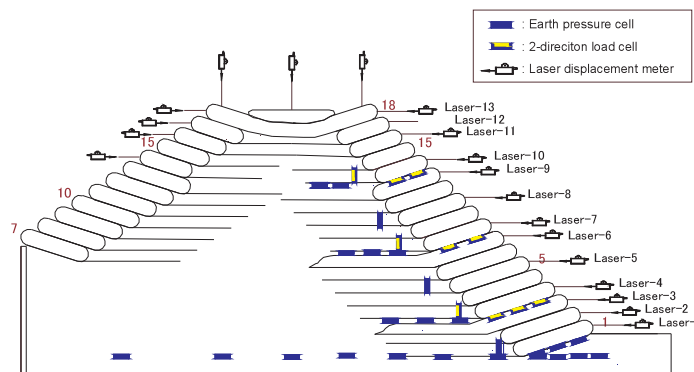


Fig. 196 Case I+Tにおける土圧計およびレーザー変位計の配置図  
Location of earth pressure cells and laser displacement meters in Case I+T



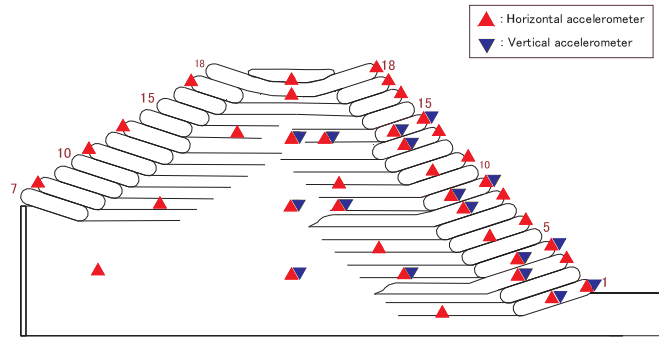


Fig. 197 Case I+Tにおける加速度計の配置図  
Location of accelerometers in Case I+T

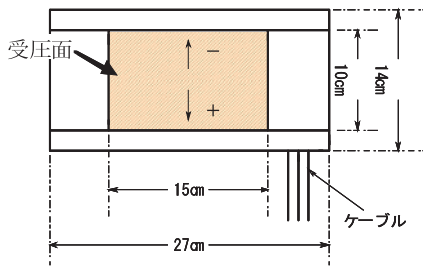


Fig. 198 土嚢内に設置した2方向ロードセル  
Two-direction load cell installed into inner side of soil



Fig. 199 2方向ロードセルを土嚢袋内側に取り付けた状況  
Installation of two-direction load cells into soil bag

し、読み取った値の差から土嚢材間の相対変位量を算出した。また、ステップ加振後には、堤体下流斜面に設置した移動式レーザープロファイラーにより地表面変位分布を計測し、土嚢積層斜面の変状を調べた。③は、2方向ロードセル(27cm × 14cm, Fig. 198)を、Fig. 199のようにあらかじめ土嚢袋の内側に縫いつけたポケットに挿入し、本計測器で計測した垂直およびせん断方向の荷重値から土嚢積層面に平均的に作用する垂直およびせん断応力を算出した。なお、ロードセル表面は土嚢材との間で滑動が生じないようにサンドペーパーを貼り付けた。④は堤体底面や土嚢積層斜面の背面に土圧計を設置し、地震時土圧および加振後の残留土圧を計測した。加速度計は土嚢積層斜面前面、土嚢内、補強領域、非補強領域に設置し、水平および鉛直方向の加速度を計測した。

**(4) 各計測器から得られた値の正負の定義**

(i) 加速度計によって得られる加速度、速度の極性  
水平方向の加速度は堤体上流側に加速するとき(主働

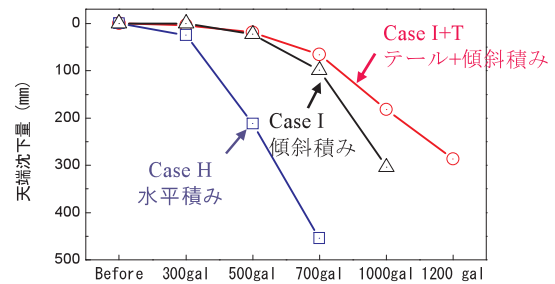


Fig. 200 各段階加振後の天端の残留沈下量  
Residual crest settlement after each shaking step

方向)をプラスとし、下流側に加速するとき(受働方向)をマイナスとした。

水平方向の速度は堤体上流側に動くとき(主働方向)をプラスとし、下流側に動くとき(受働方向)をマイナスとした。

**(ii) 堤体斜面の水平変位および天端沈下量の極性**

堤体上下流斜面とも水平変位は堤外方向に変位するときをプラスとした。

天端の沈下量は沈下方向をプラスとした。

**(iii) 2方向ロードセルによって計測される垂直力とせん断力の極性**

土嚢積層面の垂直力は圧縮方向に作用するときをプラスとした。積層面のせん断力は堤体外側に作用するときをプラスとした。

**b. 実験結果**

**(1) 天端の残留沈下量と堤体下流斜面の変形モード**

Fig. 200 に各ステップ加振後の天端中央での残留沈下量、Fig. 201, Fig. 202 および Fig. 203 に堤体下流斜面の地表面変位分布を示す。Case Hでは最大入力加速度300gal時で、すでに25mmの残留沈下量が生じた。さらに、500gal加振後では210mmの残留沈下量が生じた。Fig. 201(a)に見られるように、この時点で斜面中腹および下部に土嚢積層間の滑動が生じた。さらに、700gal加振後の天端沈下量は450mmに及び、Fig. 202(a)に示すように堤体下流斜面には土嚢間に著しい滑動が生じた。一方、Case Iでは300gal加振後の時点では沈下はほとんど発生せず、500gal加振後も天端の残留沈下量は

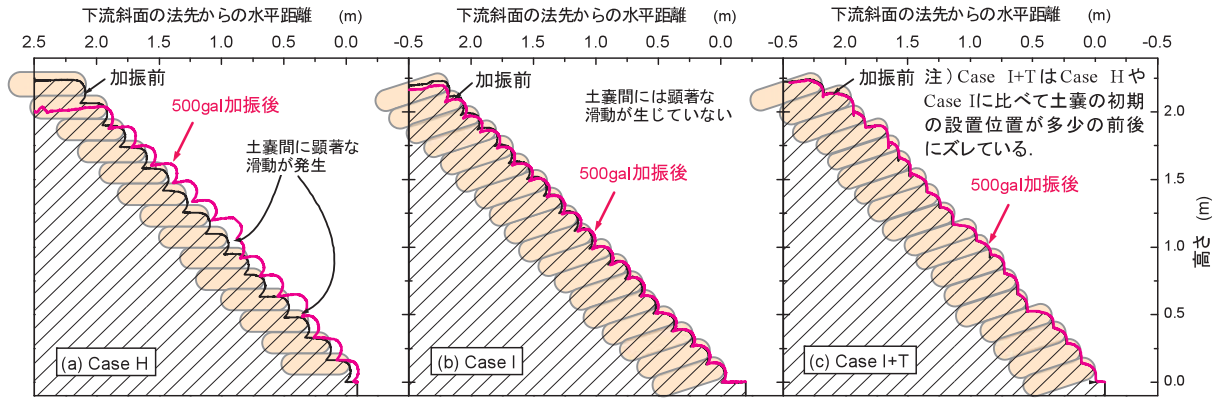


Fig. 201 500gal 加振後の堤体下流斜面の変位分布  
Displacement of downstream slope after 500 gal

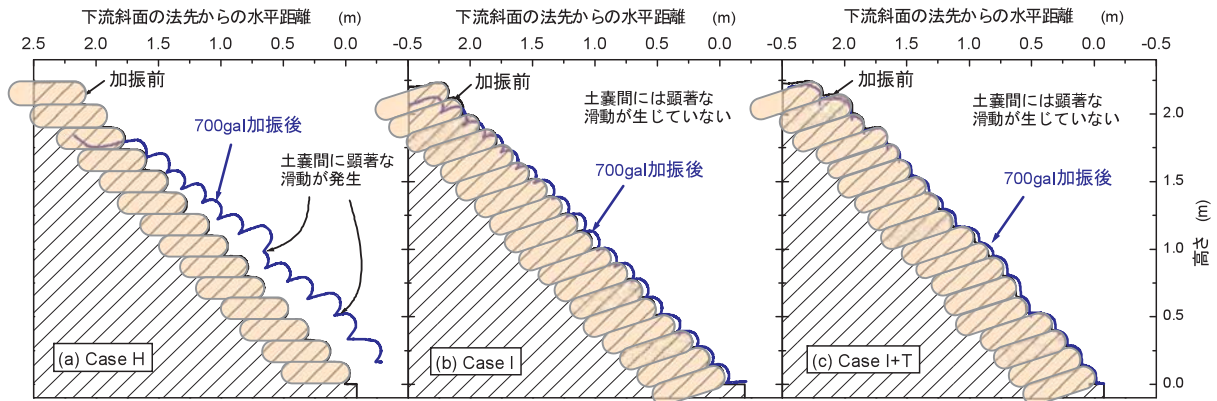


Fig. 202 700gal 加振後の堤体下流斜面の変位分布  
Displacement of downstream slope after 700 gal

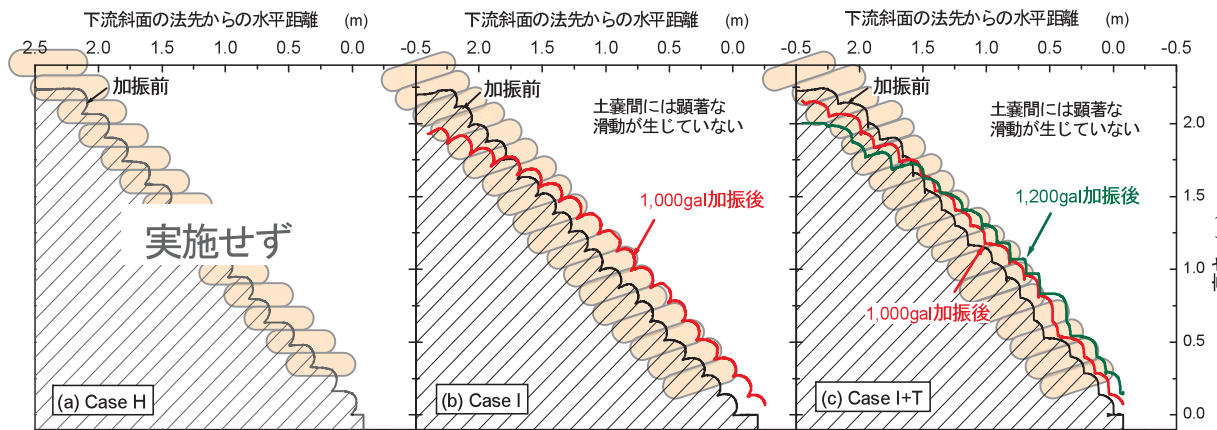
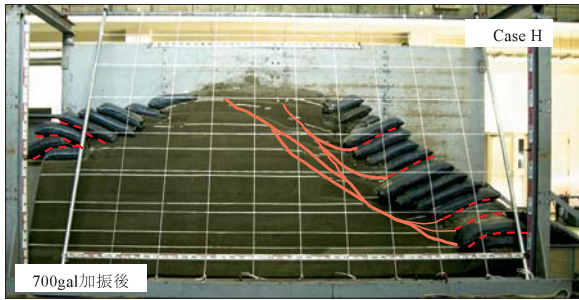


Fig. 203 1,000gal および 1,200gal 加振後の堤体下流斜面の変位分布  
Displacement of downstream slope after 1,000 gal and 1,200 gal

23mm と極めて小さかった。700gal 加振後になると、天端沈下量は 100mm とやや大きくなるが、Case H と比べると 1/4 以下の沈下量に収まった。また、Fig. 202(b) に見られるように、堤体斜面の下部に若干の孕み出しが生じたが、Case H で見られたような土嚢間の顕著な滑動は発生しなかった。1,000gal 加振後になると、304mm もの比較的大きな天端沈下量が発生した。また、Fig. 203(b) に見られるように堤体斜面上部の落ち込み、斜面中腹から下部での孕みだしが生じた。しかしながら、こ

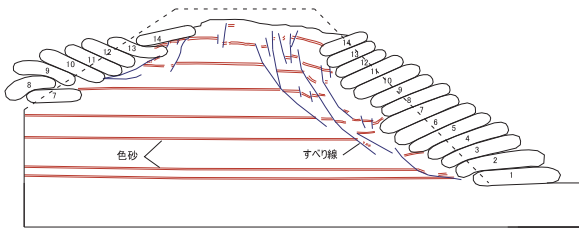
の段階でも堤体下流斜面の土嚢には顕著な滑動が生じなかった。以上のことから、水平積みの Case H では比較的加震レベルが小さい段階で土嚢間の滑動および大きな天端沈下量が生じるのに対し、Case I では高い加震レベルまで土嚢積層構造が維持され、天端沈下量を抑制することができた。

土嚢の傾斜積みにテールが加わった Case I+T では、いずれの加震レベルにおいてももっとも天端沈下量が小さくなった。Case I では 700gal から 1,000gal 加震時



注) 土嚢が堤体内側に傾いているのは浅いすべりにより土嚢積層体が堤体内側に落ち込んだため。

(a) 700gal加振後の堤体内部の変状 (Case H)



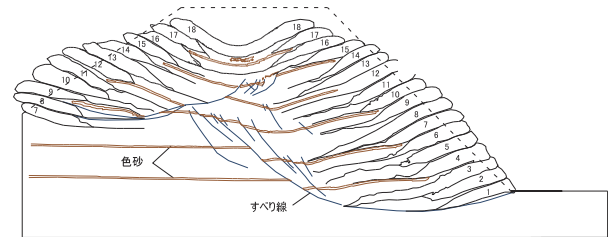
(b) 700gal加振後の堤体内部のすべり線の発生位置

**Fig. 204** Case Hにおける堤体内部の崩壊の様子  
Collapsed pattern inside embankment after 700 gal in Case H



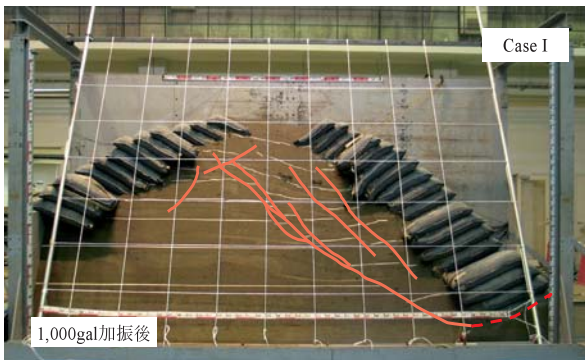
注) 天端の土嚢が一部取り除かれている。

(a) 1,200gal加振後の堤体内部の変状 (Case I+T)

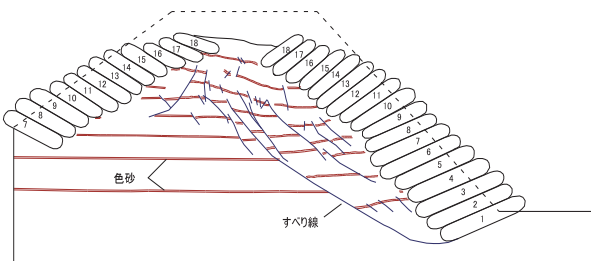


(b) 1,200gal加振後の堤体内部のすべり線の発生位置

**Fig. 206** Case I+Tにおける堤体内部の崩壊の様子  
Collapsed pattern inside embankment after 1,200 gal in Case I+T



(a) 1,000gal加振後の堤体内部の変状 (Case I)



(b) 1,000gal加振後の堤体内部のすべり線の発生位置

**Fig. 205** Case Iにおける堤体内部の崩壊の様子  
Collapsed pattern inside embankment after 1,000 gal in Case I

に沈下量が急激に増加したが、Case I+T では1,000gal加振後においても天端の残留沈下量が急激に増加せず、182mmに収まった。この傾向は1,200gal加振後においても同様であり、急激な沈下が生じず、287mmの残留沈下量に収まった。堤体下流斜面の変位分布は、Fig. 201(c)、Fig. 202(c)およびFig. 203(c)に見られるように、土嚢間には滑動が生じず、かつ土嚢積層斜面が水平方向に押し出される量がCase Iに比べて小さくなった。このことから、土嚢の傾斜積みに加えてテールにより堤体内部を引張り補強すると、補強領域に粘り強さが現れ、急激な変形が進行しにくくなることがわかった。

(2) 堤体内部の破壊モード

Fig. 204、Fig. 205およびFig. 206に各ケースの堤体内部の変状を示す。それぞれCase Hでは700gal加震後、Case Iでは1,000gal加震後、Case I+Hでは1,200gal加震後の様子である。耐震性ももっとも低かったCase Hでは、Fig. 204に見られるように土嚢間の滑動が発生し、土嚢積層斜面の背面に浅いすべりが複数発生した。これに対して、Fig. 205のCase Iでは土嚢間には滑動が生じず、土嚢積層体の底面と基盤を通る深いすべりが発生した。また、Fig. 206のテールで引張り補強されたCase I+Tでも同様に、堤体内部に深いすべりが発達するが、土嚢積層斜面には滑動が生じなかった。

以上のことから、Case Hでは土嚢間の滑動が直接的な破壊原因(内的不安定)であったのに対して、Case Iでは土嚢積層体底面と基盤を通る深いすべり、いわゆる、外的不安定によって破壊が引き起こされており、高い耐震性を有していることがわかった。さらに、Case I+Tで



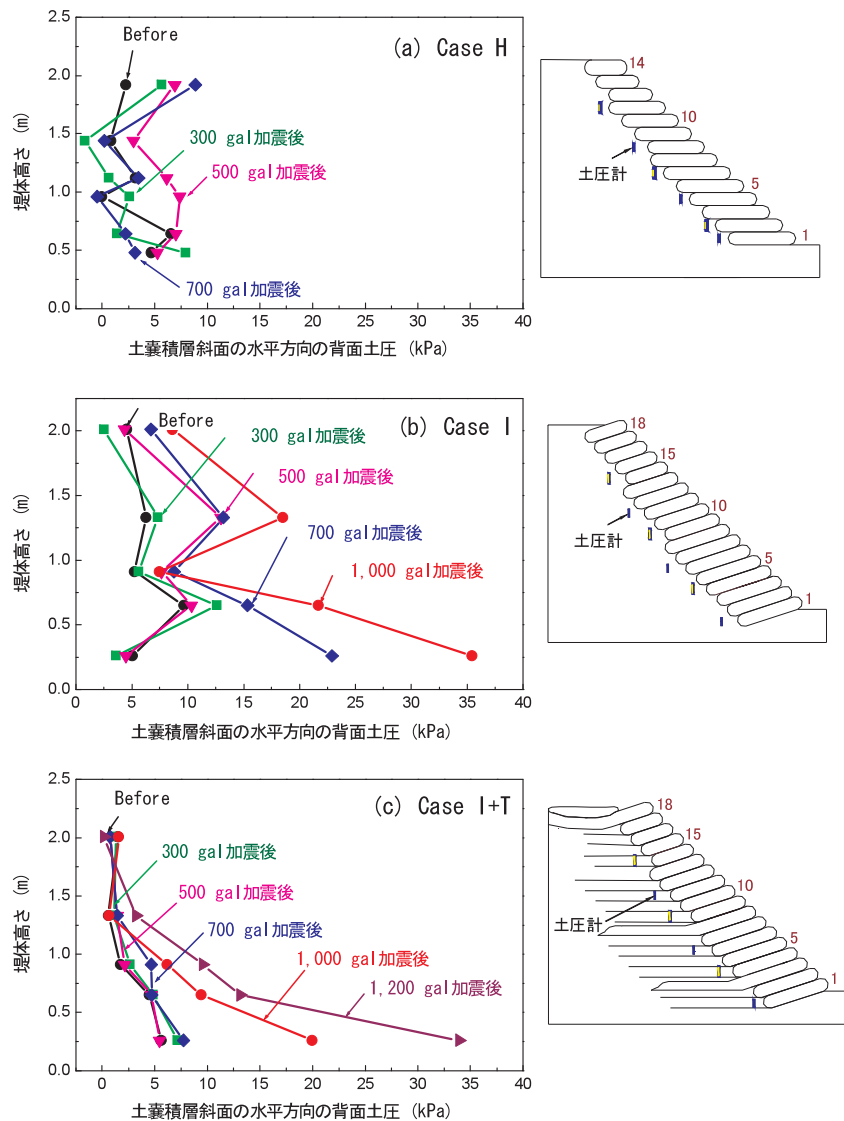


Fig. 207 各加震後の土嚢背面に作用する残留時の水平土圧分布  
Distribution of residual horizontal earth pressure acting behind the soil bag slope after each shaking step

は、土嚢積層体と引張り補強領域が一体化することにより、仮想的な擁壁部分が拡大して、Case Iよりも高い耐震性を有していることがわかった。上記の結果から、土嚢の傾斜積みに加えて土嚢にテールを組み合わせると、飛躍的に堤体の耐震性が向上することがわかった。

### (3) 堤体内部の土圧分布

Fig. 207 に各加震後における土嚢積層背面に作用する残留時の水平土圧分布を示す。Fig. 206(a) に示すように Case H では、いずれの加震レベルにおいても大きな背面土圧が作用していないことがわかる。さらに、700gal加震後では、土嚢積層斜面が完全に滑动破壊してしまっているため、500gal加震後よりも背面土圧が小さくなっていることがわかる。一方、Fig. 207(b)&(c) の Case I および Case I+T では、加震ごとに背面土圧が増加していることがわかる。この理由はいずれの加震レベルにおいても土嚢間に顕著な滑动が生じず、背面土圧に抵抗する擁壁として高い機能が発揮されたためだと考えられる。

ただし、テールによって補強されている Case I+T の方が Case I よりも背面土圧が小さくなっている。しかし、これは、後述するように Case H とは別の理由が存在するため、擁壁としての機能が低いという訳ではない。

次に、Fig. 208 に各加震後の堤体の基盤面に作用する残留時の鉛直土圧分布を示す。Fig. 208(a)&(b) に示すように Case H および Case I では土嚢積層体の底面に極めて大きな土圧が発生していることがわかる。一方、Fig. 208(c) のテールが付いた Case I+T では、Case H や Case I のように土嚢積層体の底面に土圧が集中せず、広い領域に土圧が分散していることがわかる。これは、Case I+T では引張り補強領域が背面土圧に抵抗するため、Case H や Case I に比べて背面土圧に抵抗できる領域が拡大し、土嚢積層体の背面や底面への土圧集中が生じにくくなったためだと考えられる。このため、堤体規模が大きく、より大きな背面土圧が見込まれる場合、あるいは支持地盤への負担軽減を図りたい場合は、テールを併用するこ

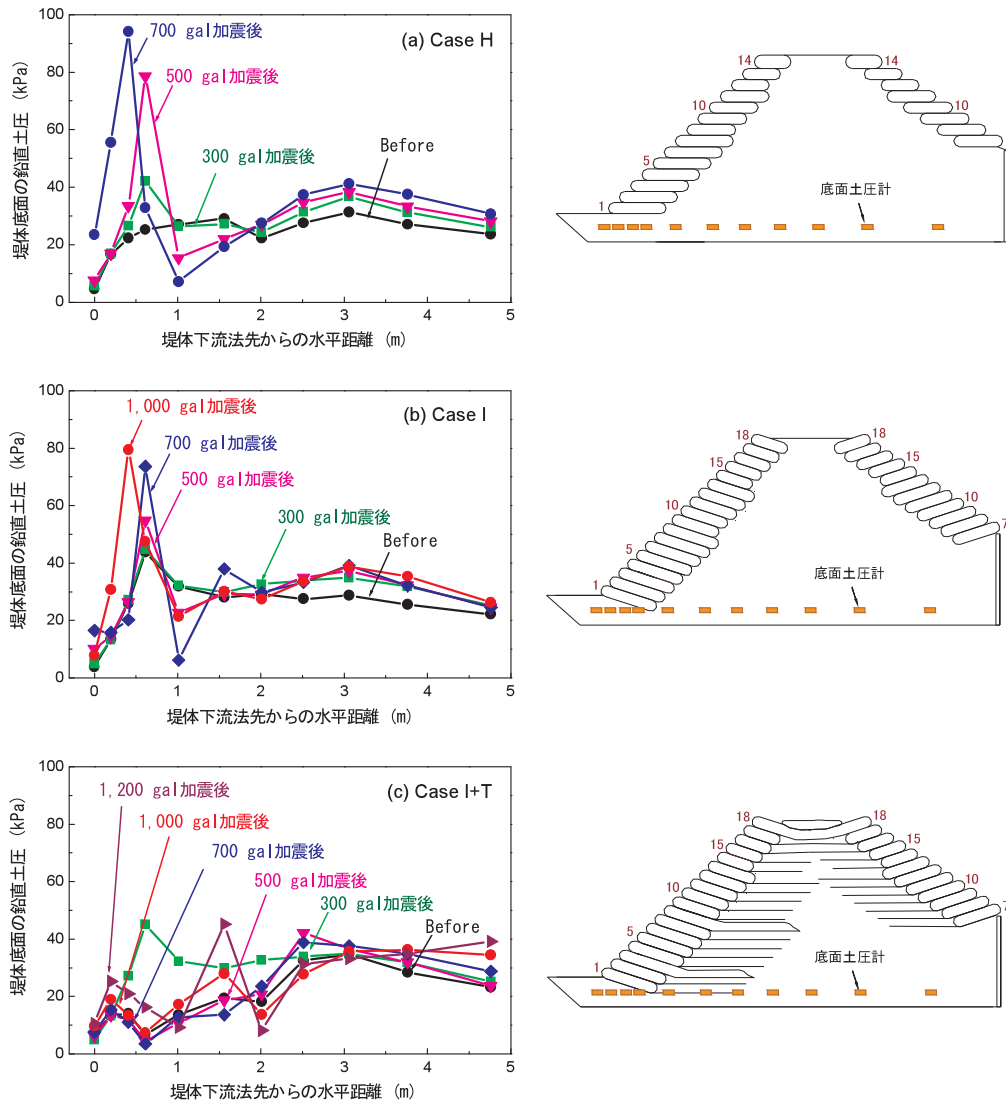


Fig. 208 各加振後における堤体底面の残留時の鉛直土圧分布  
Distribution of residual vertical earth pressure on the bottom of the embankment after each shaking step

とが有効であると言える。

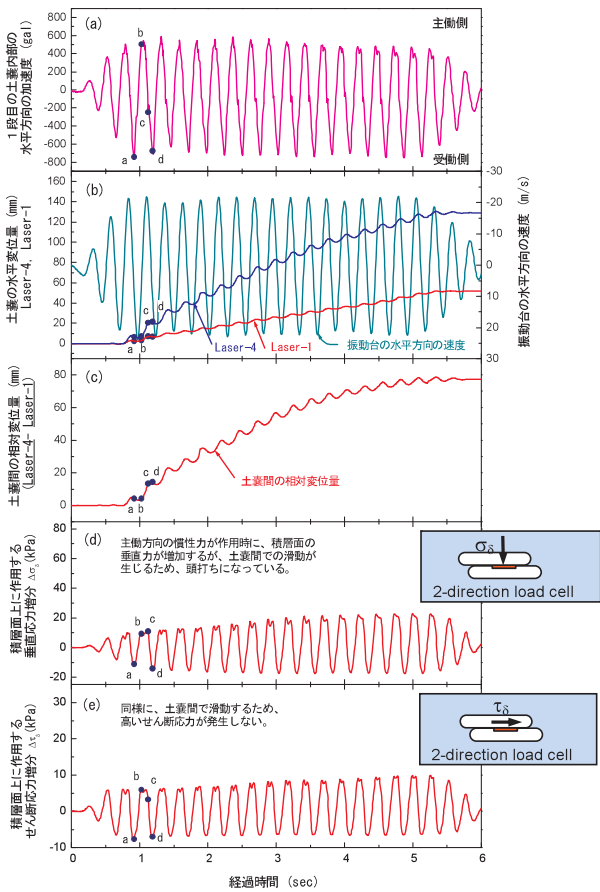
(4) 土嚢積層体の滑動抵抗メカニズム

土嚢積層間の相対的な変位と土嚢積層面上の垂直応力およびせん断応力の関係から地震時における土嚢積層斜面の滑動抵抗メカニズムについて考察する。

(i) 水平積層した Case H

加震レベル 500gal 時における土嚢内部に作用する加速度、土嚢の水平移動量、土嚢間の相対変位量  $s$  (土嚢自体のせん断変形量 + 土嚢材間の滑動変位量の総和に相当する)、土嚢間の積層面に作用する垂直応力およびせん断応力の位相特性を Fig. 209 に示す。土嚢間の相対変位量  $s$  は下段の土嚢に対して上段の土嚢が堤体外側に変位する場合をプラスで表示した。図中のデータは堤体下流斜面の 1 段目と 4 段目の土嚢の水平移動量の差  $s$  である。積層面上の垂直・せん断応力増分値は 1 段目の土嚢上面に作用した応力が示されている。Fig. 209(b) の土嚢の水平移動量は振動台の水平方向の速度と位相が一致

し、振動台の速度がプラス方向(主働方向)に動くときに土嚢積層斜面が前面に押し出され、マイナス方向(受働方向)に動くときに背面側に移動していることがわかる。また、Fig. 209(c) に示す土嚢間の相対変位量  $s$  も同様に、振動台の速度と位相が一致している。ただし、プラス方向(主働方向)に動くとき、土嚢間の相対変位量  $s$  が増加、すなわち、上段の土嚢が堤体前方に押し出される(スリップ)が、受働方向(マイナス方向)には、相対変位量  $s$  はほとんど復元しない(ストップ)ことがわかる。加震中には上記の土嚢間のスリップ・ストップが加震ごとに繰り返され、上段の土嚢が前方へ押し出されていくことがわかる。結果的に 500gal 加震後には残留相対変位量  $s$  は 70mm に達した。また、Fig. 209(d)&(e) の積層面上の垂直応力・せん断応力増分の位相特性も同様に、積層面上に作用する応力は振動台の速度と位相が一致し、それぞれ垂直およびせん断応力とも振動台が主働方向に動くときに増加し、受働方向に動くときに低下した。ただし、

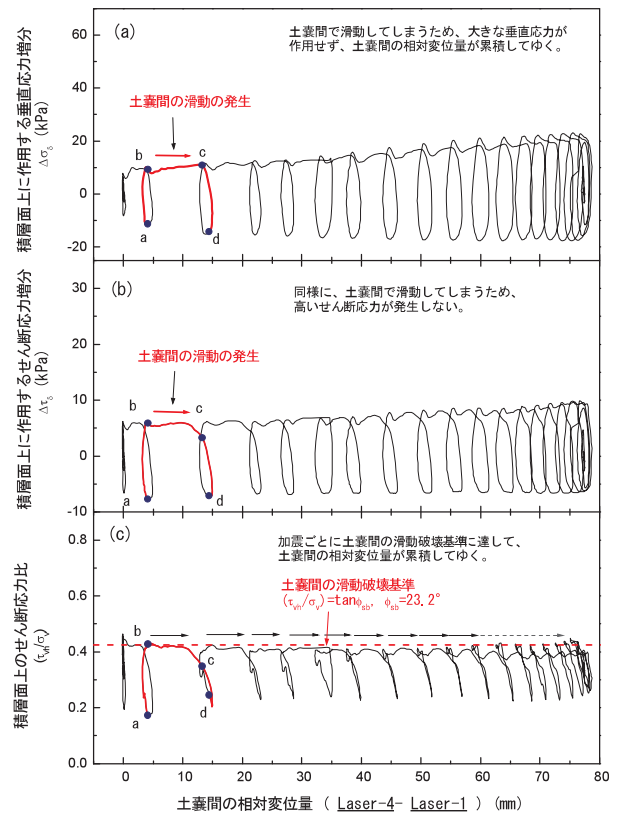


**Fig. 209** 500gal 加震時における Case H での土嚢積層体斜面下部の地震時挙動の時刻歴：(a) 1 段目の土嚢内部の水平加速度；(b) 1 段目と 4 段目の土嚢の水平変位量と振動台の水平速度；(c) 土嚢間の相対変位量；(d)&(e) 1 段目の土嚢上面に作用する積層面上の垂直・せん断応力増分

Time history of seismic behavior of the lower part of the soil bag slope in Case H at 500 gal: (a) lateral acceleration inside soil bag in 1st layer; (b) lateral displacements of 1st and 4th layer soil bags and lateral velocity of shaking table; (c) relative displacement between 1st and 4th layer soil bags; (d) & (e) increments of normal and shear stresses on the upper interface of the 1st soil bag

垂直応力およびせん断応力ともに主動方向の速度がピークに達する前に頭打ちとなり、波形の頂点がカットされた部分が表れた。

次に、この原因について **Fig. 210** に示すように土嚢間の相対変位量  $s$  に対する積層面上の垂直・せん断応力増分およびせん断応力比の関係から考察した。**Fig. 210(a)&(b)** の加震 1 サイクルに相当する  $a \rightarrow d$  間に着目すると、主動方向に振動台の動く点  $a \rightarrow b$  間では、垂直・せん断応力とも増加し続けるが、点  $b$  に達した時点で垂直応力およびせん断応力とも増加せず、点  $b \rightarrow c$  間では一定の応力状態に留まったまま、土嚢間の相対変位量  $s$  が増大した。さらに、主動方向の振動台の速度が低下し、受働方向に動き始めると、土嚢間の相対変位量  $s$  は進まなくなり、受働方向の点  $d$  に向かって垂直・せん断応力とも減少し始めた。上記の関係を、**Fig. 210(c)** の土嚢間



**Fig. 210** Case H における 500gal 加震時の土嚢積層体斜面下部の滑動挙動：1 段目と 4 段目の土嚢間の相対変位量に対する；(a)&(b) 積層面上の垂直・せん断応力増分の変化；(c) 積層面上のせん断応力比の変化

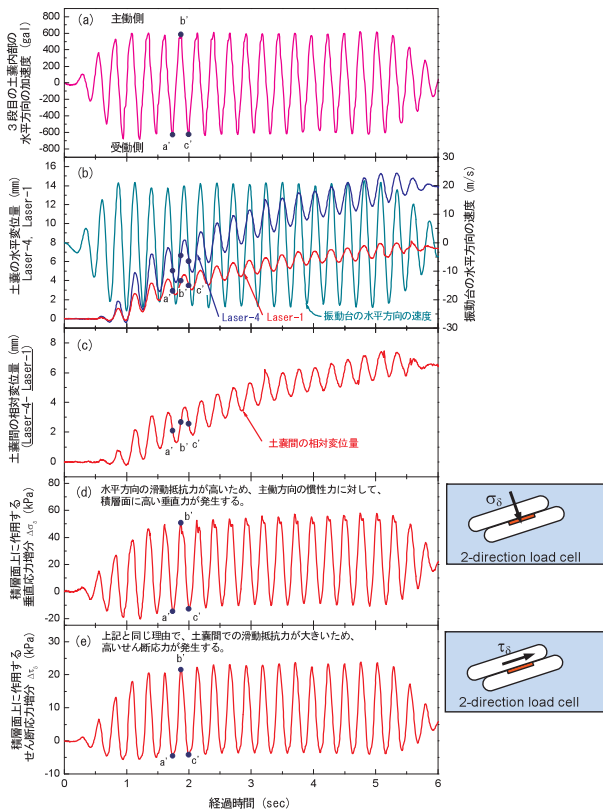
Slippage behavior of lower part of soil bag slope in Case H at 500 gal: Relationships between relative displacement between 1st and 4th soil bag layers and; (a) & (b) increments of normal and shear stresses on the stacked plane; (c) shear-to-normal stress ratio on the stacked plane

の相対変位量  $s$  とせん断応力比  $(\tau_{vh}/\sigma_v)$  の関係で整理すると、加震 1 サイクル(点  $a \rightarrow d$  間)に台形状の軌跡が現れた。これは主動時の点  $a \rightarrow b$  間においては背面土圧の増大に伴ってせん断応力比が増加するものの、せん断応力比が発達する途中で図中の破線で示す土嚢材間の滑動破壊基準線  $((\tau_{vh}/\sigma_v) = \tan \phi_{sb}; \phi_{sb} = 23.2^\circ$  [V-3 土嚢積層体の水平せん断特性の解明] を参照のこと)に達し、土嚢材間の滑動破壊が進行するためである(点  $b \rightarrow c$  間)。さらに、点  $c \rightarrow d$  間の受働時の状態に移行した段階では、再び、せん断応力が低下するので、土嚢間の滑動が停止する。このことが加震ごとに繰り返され、土嚢間に不可逆的な滑動変位が累積していく。なお、図中のデータは土嚢材間の滑動破壊が発生する時点でのせん断応力比が滑動破壊基準と一致するように初期応力の補正を行った。

(ii) 傾斜積層した Case I

Case I における 500gal 加震時の位相特性を **Fig. 211** に示す。**Fig. 211** のデータは堤体下流斜面の 1 段目と 4 段目の土嚢の水平移動量の差と、3 段目の土嚢上面に作用する積層面上の応力  $(\sigma_\delta, \tau_\delta)$  を示している。Case H と



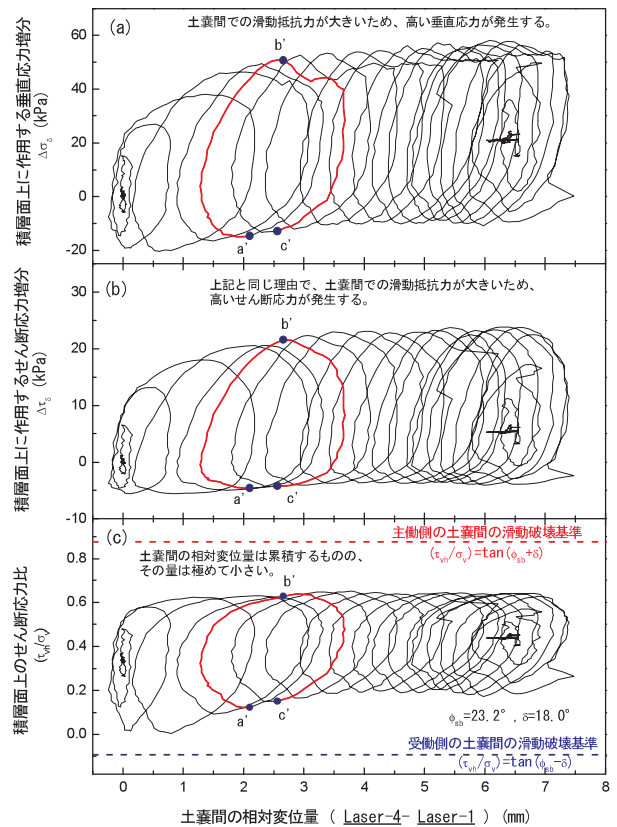


**Fig. 211** 500 gal 加震時における Case I での土嚢積層体斜面下部の地震時挙動の時刻歴：(a)3 段目の土嚢内部の水平加速度；(b)1 段目と 4 段目の土嚢の水平変位量と振動台の水平速度；(c) 土嚢間の相対変位量；(d)&(e)3 段目の土嚢上面に作用する積層面上の垂直・せん断応力増分

Time history of seismic behavior of lower part of soil bag slope in Case I at 500 gal: (a) lateral acceleration inside soil bag at 3rd layer; (b) lateral displacements of 1st and 4th layer soil bags and lateral velocity on shaking table; (c) relative displacement between 1st and 4th layer soil bags; (d) & (e) increments of normal and shear stresses on the upper interface of 3rd soil bag layer

同様に、Fig. 211(b)&(c) の土嚢の水平移動量および土嚢間の相対変位量  $s$  は振動台の速度と位相が一致し、振動台が主働方向に動く時(点  $a' \rightarrow b'$  間)、水平方向に土嚢が押し出され、土嚢間の相対変位量  $s$  が発生するが、その量は Case H に比べると極めて小さい。また、受働時においても土嚢間の相対変位量  $s$  が復元するため(点  $b' \rightarrow c'$  間)、1 サイクル加震中に土嚢間に累積される相対変位量  $s$  は小さく、加震後の残留相対変位量  $s$  は 6.6mm 程度に収まった。さらに、Fig. 211 (d)&(e) の垂直・せん断応力増分の位相特性に示されるように、Case H の場合とは異なり、主働方向の振動台の速度がピークに達するまで垂直・せん断応力が増加し続けた。

この原因を調べるため、加震 1 サイクルに相当する点  $a' - c'$  間に着目して、Fig. 212 に示すように土嚢間の相対変位量  $s$  に対する積層面上の垂直・せん断応力増分およびせん断応力比  $(\tau_{vh}/\sigma_v)$  の関係で整理した。Fig. 212(a)&(b) から主働方向に振動台が動く間(点  $a' \rightarrow b'$ )

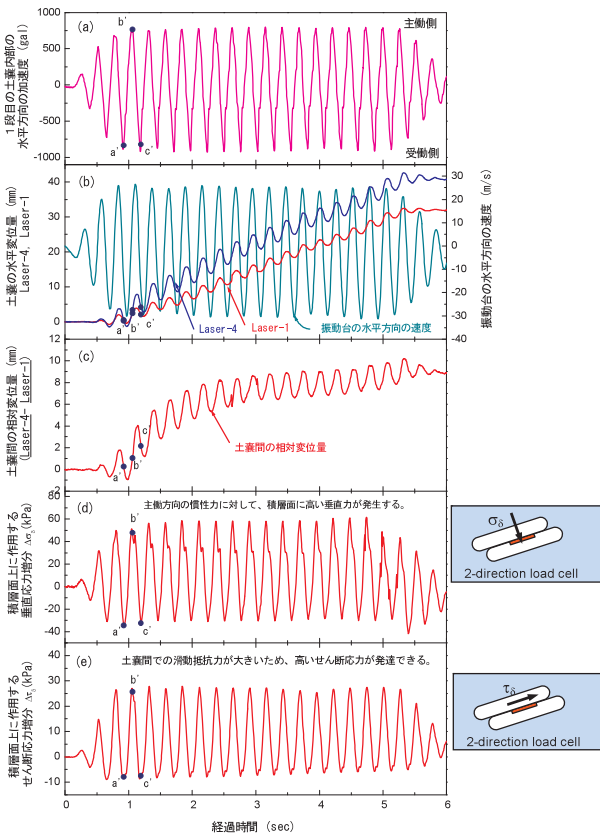


**Fig. 212** 500 gal 加震時における Case I の土嚢積層体斜面下部の滑動挙動：1 段目と 4 段目の土嚢間の相対変位量に対する；(a)&(b) 積層面上の垂直・せん断応力増分の変化；(c) 積層面上のせん断応力比の変化

Slippage behavior of lower part of soil bag slope in Case I at 500 gal: Relationships between relative displacement between 1st and 4th soil bag layers and; (a) & (b) increments of normal and shear stresses on the stacked plane; (c) shear-to-normal stress ratio on the stacked plane

では、垂直・せん断応力が増加し続けるが、発生する相対変位量  $s$  は 0.25 mm 程度と僅かである。さらに、受働方向に動く  $b' \rightarrow c'$  間においては応力レベルの低下とともに、土嚢間の相対変位量  $s$  が復元する。Fig. 212(c) の相対変位量  $s$  に対するせん断応力比の変化の関係では、加震 1 サイクル(点  $a' \rightarrow c'$  間)に描かれるせん断応力比の軌跡は Case H の台形状とは異なり、ループ状になっている。これは主働時の点  $a' \rightarrow b'$  間では、背面土圧の増加に伴い大きなせん断応力比が作用するが、土嚢を傾斜した分  $\delta$  だけ水平方向のせん断力に対する土嚢材間の滑動抵抗力(図中の破線  $(\tau_{vh}/\sigma_v) = \tan(\phi_{sb} + \delta)$ ;  $\phi_{sb} = 23.2^\circ, \delta = 18.0^\circ$ )が大きくなるため、せん断応力比が高くて滑動が生じない。また、受働時の点  $b' \rightarrow c'$  間においても、せん断応力比の低下に伴って、土嚢間の相対変位量  $s$  が回復する。その結果、繰り返しの加震によって若干の変形が蓄積されるものの、可逆的に変位が復元するため、土嚢間の残留相対変位量  $s$  は 6.6mm と極めて小さい。

上記の傾向は、Fig. 213 および Fig. 214 に示すように最大入力加速度 700gal 時においても同様に、滑動破壊時の応力状態に達せず、土嚢間に蓄積される相対変位量



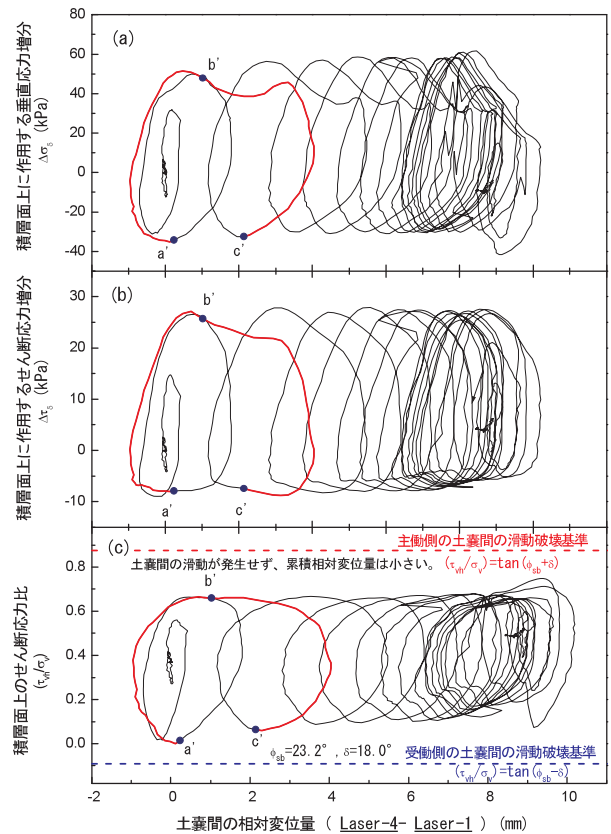
**Fig. 213** Case Iにおける700gal加震時の土嚢積層体斜面下部の地震時挙動の時刻歴：(a)3段目の土嚢内部の水平加速度；(b)1段目と4段目の土嚢の水平変位量と振動台の水平速度；(c)土嚢間の相対変位量；(d)&(e)3段目の土嚢上面に作用する積層面上の垂直・せん断応力増分

Time history of seismic behavior of lower part of soil bag slope in Case I at 700 gal: (a) lateral acceleration inside soil bag at 3rd layer; (b) lateral displacements of 1st and 4th layer soil bags and lateral velocity on shaking table; (c) relative displacement between 1st and 4th layer soil bags; (d) & (e) increments of normal and shear stresses on the upper interface of 3rd soil bag layer

sは小さかった。

(iii) Case HおよびCase Iにおける土嚢積層体の応力経路

地震時における土嚢積層体の応力経路を検討するため、Fig. 215に示すように500gal加震時における積層面上での垂直-せん断応力増分( $\Delta\tau_\delta - \Delta\sigma_\delta$ )および鉛直-水平せん断応力増分( $\Delta\tau_{vh} - \Delta\sigma_v$ )の応力履歴を調べた。Fig. 215の青線は前出の加震1サイクル中の点a→d間(Case H)および点a'→c'間(Case I)の応力経路が示されている。それぞれ主動時の応力経路の傾きはCase Hのa-b間で $\alpha_H = 39.2^\circ (= \tan^{-1}(\Delta\tau_\delta / \Delta\sigma_\delta) = \tan^{-1}(\Delta\tau_{vh} / \Delta\sigma_v); \delta=0^\circ)$ 、Case Iの積層面上の点a'→b'間で $\alpha_I = 24.7^\circ (= \tan^{-1}(\Delta\tau_\delta / \Delta\sigma_\delta))$ および水平面上で $\alpha_I' = 42.7^\circ (= \tan^{-1}(\Delta\tau_{vh} / \Delta\sigma_v) = \tan^{-1}(\alpha_I + \delta))$ であった。次に、それぞれCase HおよびCase Iでの応力経路の傾き $\alpha$ から推定した応力経路図をFig. 216に示す。Case HおよびCase Iとも加震前の土嚢積層体の応力状態が同一であると仮定す



**Fig. 214** Case Iにおける700gal加震時の土嚢積層体斜面下部の滑动挙動:1段目と4段目の土嚢間の相対変位量に対する；(a)&(b)積層面上の垂直・せん断応力増分の変化；(c)積層面上のせん断応力比の変化

Slippage behavior of lower part of soil bag slope in Case I at 700 gal: Relationships between relative displacement between 1st and 4th soil bag layers and; (a) & (b) increments of normal and shear stresses on the stacked plane; (c) shear-to-normal stress ratio on the stacked plane

ると(Fig. 216の応力のモール円(i)は加震前の応力状態を表し、Case Iにおける加震前の積層面上の応力状態はCase Hの積層面上の応力点Mから、モール円(i)の中心点Oから右回りに2 $\delta$ の位置の点Nに相当する)、Case Hでは受働状態から主動状態に移行する過程の応力経路(点a→b)を見ると、受働状態にある応力点aは、傾き39.2°の応力経路上を移動し、点b→c(Fig. 216では同一点を取る)で土嚢材間の滑动破壊基準線(式(101))に達して滑动破壊が生じる。一方、Case Iの受働状態から主動状態に移行する過程の積層面上の応力点(点a'→b')は、傾き24.7°の応力経路上を移動する。仮に、応力経路の傾きが途中で変化しないと考えると、滑动破壊点は図に示されるように、Case Hに比べて遙かに高い位置(滑动破壊基準線(式(101))との交点に相当)に存在するため、大きな水平地震力が作用しても、その途中の応力点b'までしか到達せず、滑动破壊が生じない。一方、受働状態に移行する過程では(点b'→c')、土嚢が背面側に傾斜されているため、受働時の垂直応力が減少し、かつ、背面方向のせん断応力が増加するため、堤体内向きに土嚢の滑动が生じる可能性がある。しかし実際

には、堤体内側に背面土が存在するため、背面土が堤体内向きに落ち込んだ場合のみにしか土嚢は背面側に滑動しない。この様子は Fig. 205 に示したように、深いすべりによって堤体上部が堤体内側に落ち込みに伴って土嚢が背面側に滑動していることからわかる。すなわち、ラチェット構造のように各段の土嚢が独立して背面側のみに追従して変位が、前方には押し出されない。次に、Case I の水平面上に働く水平せん断応力  $\tau_{vh}$  と鉛直応力  $\sigma_v$  の応力経路について考えてみる。Fig. 215 の実験結果に基づくと、Case H の受働状態の応力点 a と同様に、点 a' からほぼ同じ傾きの応力経路を辿る。これは土嚢積層背面にはほぼ同じ方向に地震時土圧が作用することを意味している。一方、Case I の傾斜積み土嚢の滑動破壊基準線は、Case H のものよりも土嚢を  $\delta$  分だけ傾斜している分だけ大きくなるため、Case I の応力経路上の滑動破壊点は Case H の滑動破壊点よりも高い位置に存在する。その結果、Case H では応力経路上の点 b で滑動破壊が生じてしまうが、Case I では主働方向のピーク時

の点 b' は、滑動破壊点よりも遙か手前に存在するため、滑動破壊が生じない。つまり、水平積み土嚢よりも傾斜積み土嚢の方が地震時の背面土圧に対してより大きな抵抗力を期待することができる。ただし、第 V 章で述べたように、傾斜積み土嚢は高いせん断抵抗力を発揮できる分、水平積み土嚢よりも大きな応力が作用するため、設計上要求される土嚢自体のせん断強度および圧縮剛性は高くなる。

c. まとめ

水平および傾斜積層した土嚢堤体の実物大振動実験から得られた知見を以下に示す。

- ① 土嚢を水平積層した Case H では、最大入力加速度 500gal の加震段階で土嚢間に顕著な滑動が生じた。さらに、最大入力加速度 700gal の加震段階になると、堤体は土嚢間の滑動により土嚢積層斜面を通る複数の浅いすべりが発生し、完全に崩壊した。一方、土嚢を傾斜積層した Case I では、極めて大きな地震力(最大加速度 1,000gal の加震)においても、土嚢間には顕著な滑動が生じず、土嚢積層構造が維持され、擁壁としての機能が保たれた。
- ② 上記の耐震性の相違は、土嚢斜面の背面に作用する地震時の主働土圧に対する抵抗力の相違によって生まれる。すなわち、Case H では積層面上の垂直応力よりもせん断応力が卓越して発達するので、比較的小さな地震力で土嚢材間の滑動破壊が生じる。つまり、背面土圧に対する抵抗力が低い。一方、Case I では垂直応力に比べてせん断応力の発達が相対的に小さい。つまり、高い地震力に対しても土嚢材間の滑動破壊が生じない。そのため、背面土圧に対して高い抵抗力が期待できる。
- ③ 上述のように土嚢を傾斜積層することによって堤体の耐震性を大幅に改善できることが明らかとなった。ただし、堤体規模が大きくなると、背面土圧が大きく、かつ、土嚢斜面の底面に高い応力が作用するため、背面土圧に対する土嚢積層斜面の抵抗力の増加および強固な支持地盤の確保が必要となる。これらの設計上の課題に対応するためには、堤体斜面に積層する土嚢の大きさを大型化する方法もあるが、それよりもむしろ傾斜積み土嚢にテールを組み合わせた構造形式を採用する方が合理的である。以下にその理由を示す。

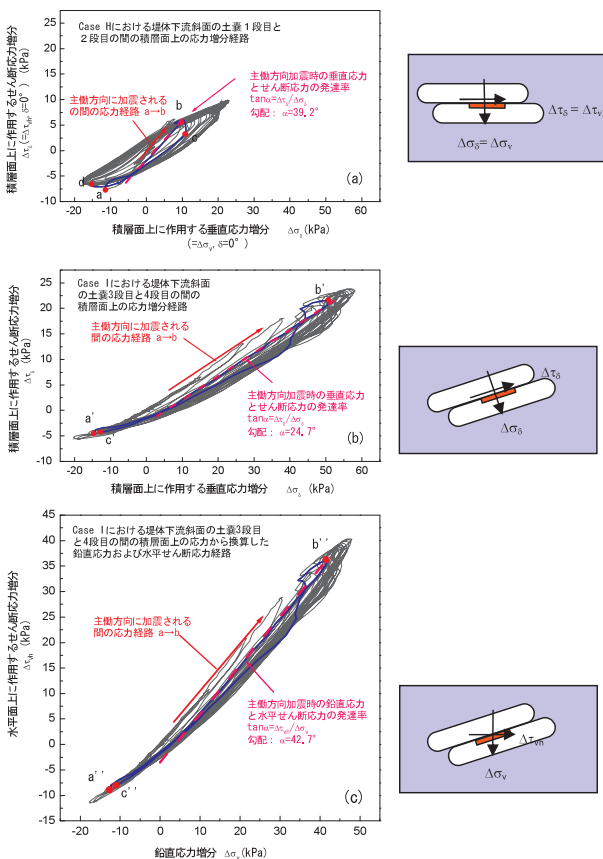


Fig. 215 500 gal 加震時における土嚢積層体斜面下部の応力履歴：(a) Case H における積層面上での垂直-せん断応力増分；(b) Case I における積層面上での垂直-せん断応力増分；および (c) Case I における水平面上の鉛直-水平せん断応力増分

Stress history of lower part of soil bag slope at 500 gal: (a) increments of normal and shear stresses on the stacked plane in Case I; (b) increments of normal and shear stresses on the stacked plane in Case H; and (c) increments of vertical and shear stresses on the lateral plane in Case I

- ・土嚢積層体とテールにより引張り補強した領域が一体的な擁壁として機能するため、土嚢の規模を大きくしなくても、より大きな背面土圧に抵抗することができる。
- ・また同時に、一体化した領域が背面土圧に抵抗するため、土嚢積層斜面に集中していた土圧が分散され、支持地盤への応力集中を軽減することができる。



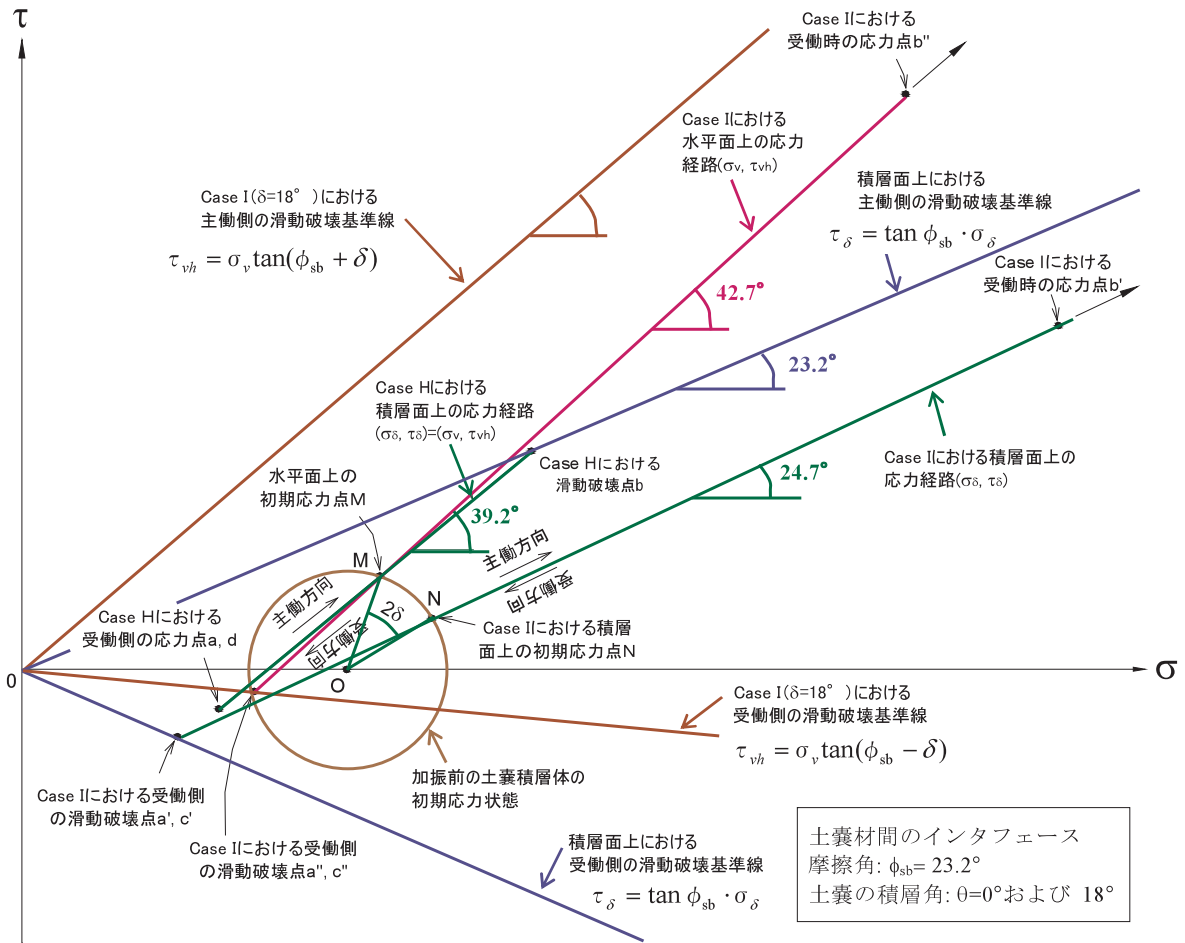


Fig. 216 土嚢積層体斜面下部の地震時の応力経路  
Stress paths in seismic loading at lower part of soil bag slope

④ Case I や Case I+T では、土嚢積層構造は堤体内側には滑動するが、堤体外側には滑動しない、いわゆる、ラチェット機構を有している。そのため、堤体内部にすべり崩壊が生じても堤体内側に柔に土嚢が追従し、土嚢と背面土の間に乖離が生じない。その結果、土嚢積層構造が維持され、堤体越流に対する侵食抵抗力を保持できる可能性がある。ただし、傾斜積層した土嚢には、加震力の増大に伴って積層面に大きな圧縮力およびせん断力が作用するので、土嚢自体の過度な圧縮変形やせん断変形が生じないように、土嚢の圧縮剛性およびせん断強度を高めておく必要がある。

3 越流破堤実験による耐侵食性能の評価と洪水時における性能設計

a. 土嚢による侵食対策について

土嚢が古くから水防活動に使用されているのは(村本, 1983 & 1986), 土を織布で包みこむことによって土粒子を拘束するため、流水に対して高い耐侵食性を発揮できるためである。しかしながら、越流に強い土嚢積層構造

を見出すためには、土嚢単体だけでなく、土嚢と土嚢を組み合わせた構造体としての侵食性を調べるのが極めて重要である。そのため、本節では、予備的検討として土嚢の大きさや形状および土嚢の積み方が異なる小規模越流破堤実験を実施し、越流に強い土嚢積層構造について検討を行った。この検討結果を踏まえ、実大スケールの堤体モデルの越流破堤実験を実施し、現場レベルの耐侵食性能を明らかにした。さらに、排水能力が不十分な老朽化ため池をモデルケースとして洪水事例解析を実施し、洪水時の排水対策としての有効性を明らかにした。

b. 小規模越流破堤実験による予備的検討(松島ら, 2005c&d, Tatsuoka et al. 2008)

(1) 実験方法および実験ケース

Fig. 217 に本実験に用いた土嚢を示す。堤体モデルの大きさは高さ 0.5m, 幅 0.4m であり、下流斜面勾配は 1.5H:1V および 1H:1V の 2 通りである。Table 26 に試験ケースおよび実験結果の概要を示す。土嚢の設置方法は、土嚢を積層せず斜面と平行に敷き並べたタイプ、鉛直方向に土嚢を水平積層したタイプ、堤体内側に傾斜積層したタイプがある。模型に用いたミニチュ

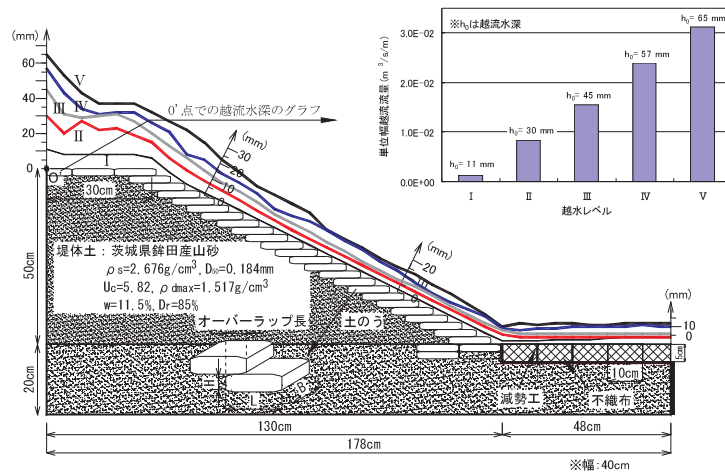


Fig. 217 小規模越流破堤実験の概要

Schematic of hydraulic overflow-induced collapsed test in small-scale model

Table 26 小規模越流破堤実験条件および試験結果の概要  
Test conditions and results from hydraulic overflow induced collapsed tests in the small-scale model

実験ケース	保護工のタイプ	法面勾配	侵食崩壊時の越水レベル
Case01	小型土嚢を堤体斜面に敷き並べたタイプ	1:2	I
Case02	中型土嚢 A の水平積層タイプ	1:2	I
Case03	小型土嚢の水平積層タイプ	1:2	II
Case04	中型土嚢 A の水平積層タイプ	1:2	III
Case05	中型土嚢 B の水平積層タイプ	1:2	III
Case06	チューブ型土嚢の水平積層タイプ	1:2	崩壊せず
Case07	中型土嚢 A の水平積層タイプ	1:1	湛水時にすべり崩壊
Case08	中型土嚢 A の水平積層+ジオグリッドによる巻き付けタイプ	1:1	崩壊せず
Case09	チューブ型土嚢の傾斜積層タイプ	1:1	崩壊せず

Table 27 小規模越流破堤実験に用いたミニチュア土嚢の形状および寸法  
Geometric shapes and dimensions of miniature soil bags used in the hydraulic overflow-induced collapse test in the small-scale model

名称	形状	名称	形状
小型土嚢		中型土嚢 B	
中型土嚢 A		チューブ型土嚢	

ア土嚢は Table 27 に示すように小型土嚢, 中型土嚢 A, B およびチューブ型土嚢の形状・寸法が異なる 4 種類を用いた。土嚢材には, 最大引張強度 2.9kN/m(破断ひずみ 23.5%)であるポリエステル製の織布(サップ)を用いた。堤体材料および土嚢の中詰め材には, 銚田砂(茨城県銚田産山砂:  $\rho_s=2.676\text{g/cm}^3$ ,  $D_{50}=0.184\text{mm}$ ,  $U_c=5.82$ ,  $\rho_{dmax}=1.517\text{g/cm}^3$ )を使用した。模型地盤は, 堤体斜面に土嚢を設置後, その背面に締め層厚が 5cm になるよ

う銚田砂( $w=11.5\%$ )を撒き出し, 重量 6.6kgf のハンドバイブレーダーにより転圧した。堤体下流斜面の法先には減勢工として蛇籠を設置した。越水前に貯水位上昇速度 6.25cm/hr で湛水し, その後, 越水を行った。通水条件は Fig. 217 に示したように越水レベル I ~ V ごとに 60 分間通水し, 堤体の侵食が進展しないと判断された段階で, 越水レベルを引き上げた。なお, 越流水深  $h_0$  は上流側の貯水槽の水位と天端高さの差とした。

(2) 小規模越流破堤実験の実験結果

(i) Case01 (小型土嚢を堤体斜面に敷き並べたタイプ)

小型土嚢を堤体斜面と平行に敷き並べたタイプでは、越水レベル I 通水直後に堤体上部の土嚢が土嚢底面と堤体土の境界面ですべり出し、数秒以内に堤体斜面の土嚢が押し流された (Fig. 218)。このことから、土嚢を堤体斜面に敷き並べるだけでは浸透による土嚢重量の増加および越流水による掃流力に対して土嚢と堤体土間の滑動抵抗力が不足していることがわかった。

(ii) Case02 (中型土嚢 A の水平積層タイプ)

中型土嚢 A を下流斜面上に水平積層したタイプでは、越水レベル I 通水 30 分後、堤体下流法先に設置した減勢工 (蛇籠) に堤体土が吸い出され、堤体下流斜面の法先部に陥没が生じた (Fig. 219)。このことから、蛇籠周囲にはフィルター材 (不織布) を設置する必要があることがわかった。以降のケースでは蛇籠周囲に不織布を敷設した。

(iii) Case03 (小型土嚢の水平積層タイプ)

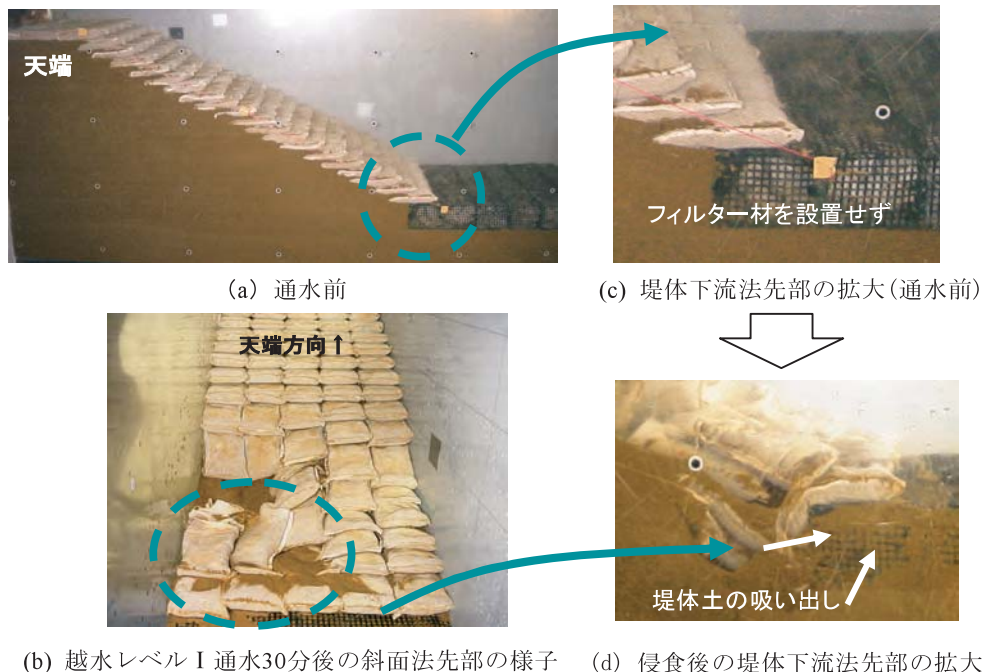
小型土嚢を下流斜面に水平積層したタイプでは、越水レベル I に対しては十分な耐侵食性を有していた。しかし、越水レベル II になると、通水 3 分後に下流斜面の法肩部の土嚢が抜けだし、土嚢積層斜面が滑動崩壊した (Fig. 220)。このことから、小型土嚢では土嚢間のオーバーラップ長が短いため、掃流力に対して引抜け抵抗力が不足していることがわかった。

(iv) Case04 (中型土嚢 A の水平積層タイプ)

中型土嚢 A を下流斜面に水平積層したタイプでは、越水レベル I・II・III に対しては十分な耐侵食性を有していたが、越水レベル IV になると、通水 250 分後に下流斜面の中腹部の土嚢が一斉に抜けだし、全体崩壊を引き起こした (Fig. 221)。中型土嚢 A を用いることにより小型土嚢よりもより長いオーバーラップ長を確保できるため、土嚢間の引抜け抵抗力不足の問題が生じなかったが、それ以上の越水レベルに対しては、掃流力による土嚢の抜け出しに対して土嚢間の滑動抵抗力を増加させる必要があることが分かった。



Fig. 218 Case01 (小型土嚢を堤体斜面に敷き並べたタイプ)の観察結果  
Observation of Case 01 (surface protected with small soil bags arranged along the slope surface)



(b) 越水レベル I 通水30分後の斜面法先部の様子 (d) 侵食後の堤体下流法先部の拡大

Fig. 219 Case02 (中型土嚢 A の水平積層タイプ)の観察結果  
Observation of Case 02 (horizontal stacked pattern with middle type soil bag A)



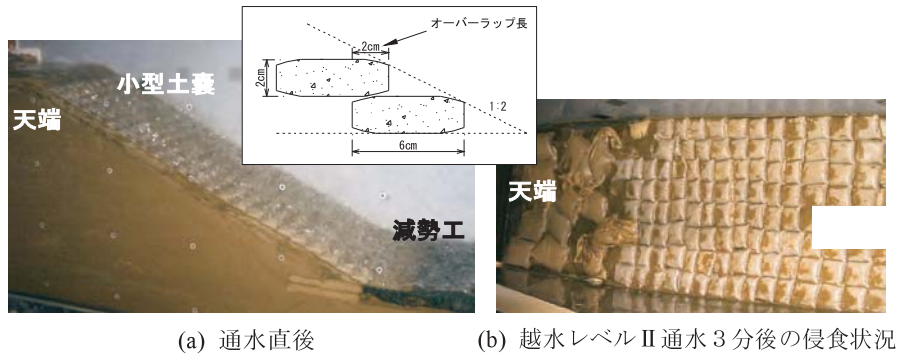


Fig. 220 Case03(小型土嚢の水平積層タイプ)の観察結果  
Observation of Case 03 (horizontal stacked pattern with small soil bag)

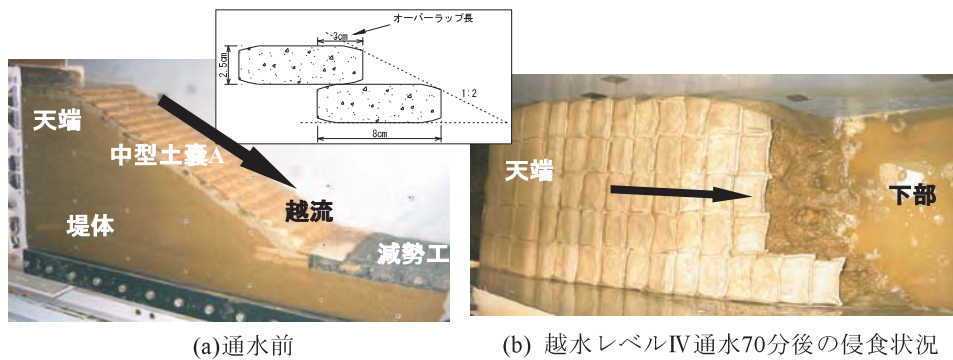


Fig. 221 Case04(中型土嚢 A の水平積層タイプ)の観察結果  
Observation of Case 04 (horizontal stacked pattern with middle type soil bag A)

(v) Case05(中型土嚢 B の水平積層タイプ)

Case04 の中型土嚢 A よりも奥行き長い中型土嚢 B を適用したタイプでは、越水レベル I ~ IV(越水レベル V はポンプの故障で実施せず)に対して十分な耐侵食性を有していた(Fig. 222)。このことから、土嚢間に適切なオーバーラップ長を確保することにより、土嚢の引抜けの問題を解決できることがわかった。

(vi) Case06(チューブ型土嚢の水平積層タイプ)

最も長いオーバーラップ長 14cm が確保されているチューブ型土嚢を下流斜面に水平積層したタイプでは、越水レベル V に対しても十分な耐侵食性を有していた。そこで、土嚢材の紫外線劣化や流木・流石を想定して、土嚢材を人工的に破損させた状態(土嚢先端を切り裂いた)で通水を行った。損傷箇所は堤体下部の縦一列の 6 箇所である。人工的に破損させた土嚢袋内の中詰め材は越流水により吸い出され、堤体下部に陥没が生じたが、Fig. 223(破損させた状態から通水 180 分後の堤体下流斜面の様子)に示すように隣接した土嚢が陥没部を塞ぐように寄り合わさったため、越流水が堤体土に直接的に接せず、侵食の発達速度が著しく低下することがわかった。

(vii) Case07(急勾配・中型土嚢 A の水平積層タイプ)

下流斜面を 1H : 1V の急勾配にし、中型土嚢 A を水平積層したタイプでは、通水前の湛水過程で、浸透によるすべりが堤体下流斜面に発生した(Fig. 224)。このこと

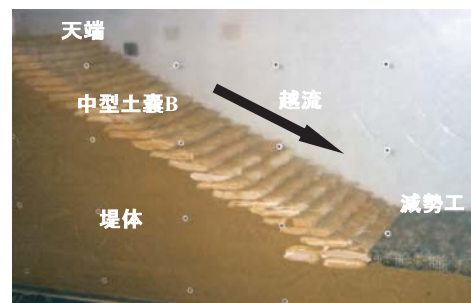


Fig. 222 Case05(中型土嚢 B の水平積層タイプ)の観察結果  
Observation of Case 05  
(horizontal stacked pattern with middle type soil bag B)

から堤体下流斜面を急勾配にすると、堤体斜面表層の侵食対策だけでなく、浸透力によるすべりに対して滑動抵抗力を高めておく必要があることがわかった。

(viii) Case08(急勾配・中型土嚢 A の水平積層 + ジオグリッドによる巻き付けタイプ)

Case07 と同じ構造で、浸透力に対する滑動抵抗力を高める目的で、土嚢をジオグリッドで巻き込んだタイプでは、湛水時に浸透によるすべりが発生しなかった。また、越水レベル V に対しても十分な耐侵食性を有していた。ただし、堤体斜面のジオグリッドを人工的に切断した条件では、通水 8 分後に浸透力によって堤体中部の土嚢が押し出された(Fig. 225)。

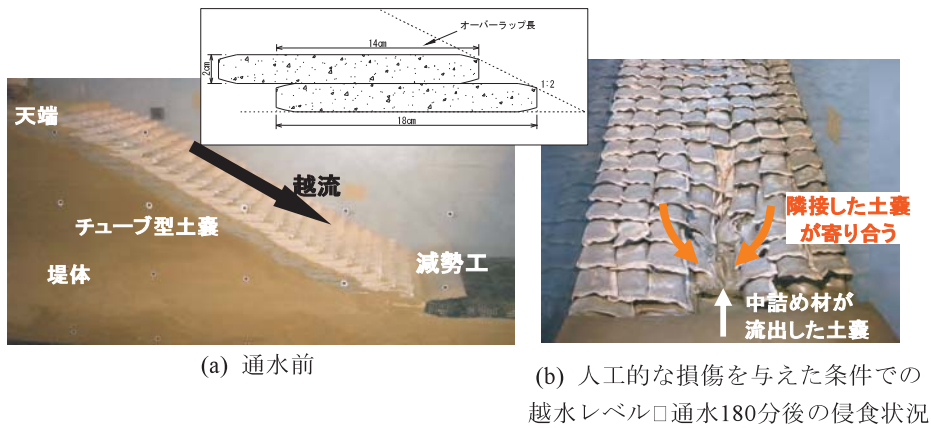


Fig. 223 Case06(チューブ型土嚢の水平積層タイプ)の観察結果  
Observation of Case 06 (horizontal stacked pattern with tube type soil)

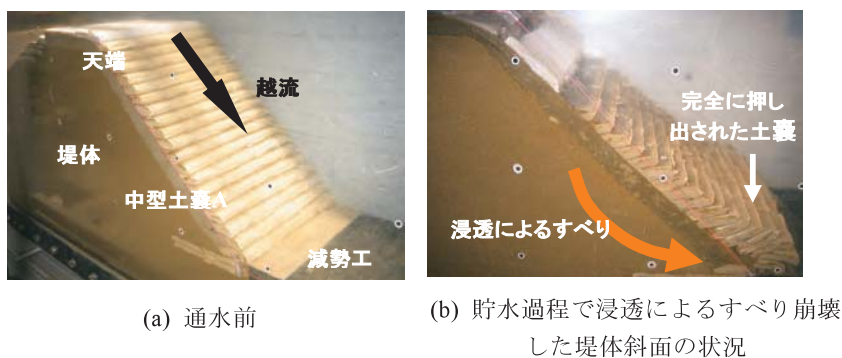


Fig. 224 Case07(急勾配・中型土嚢Aの水平積層タイプ)の観察結果  
Observation of Case 07 (steep slope and horizontal stacked pattern with middle type soil bag A)

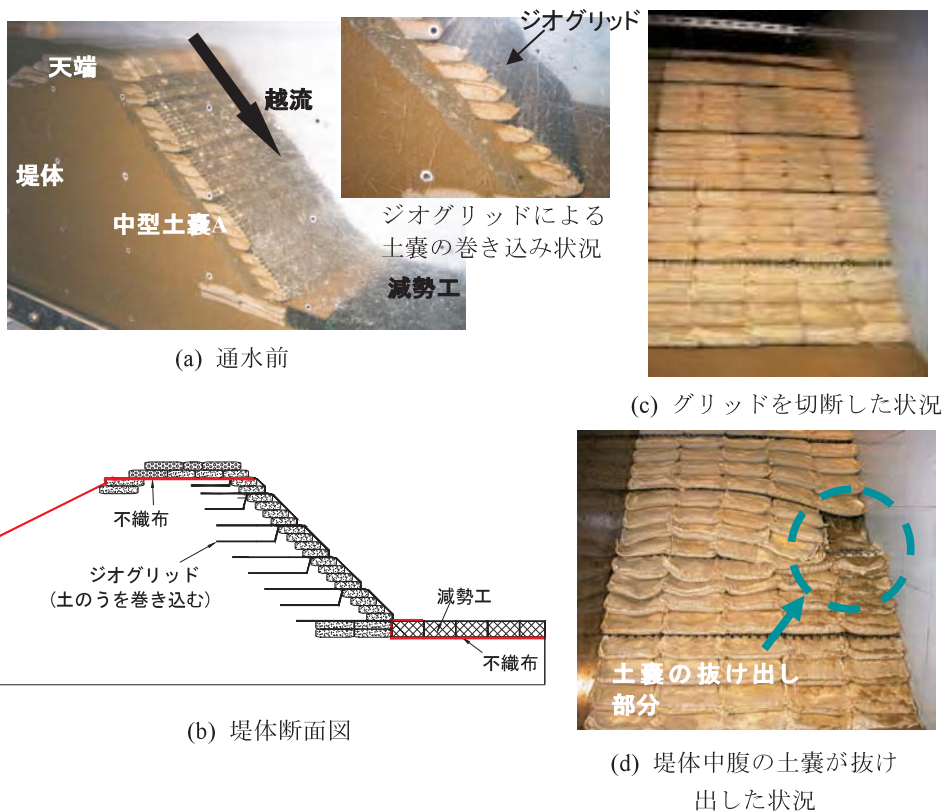
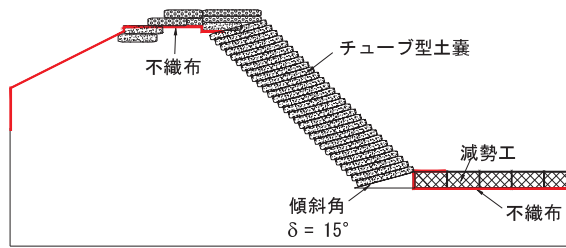
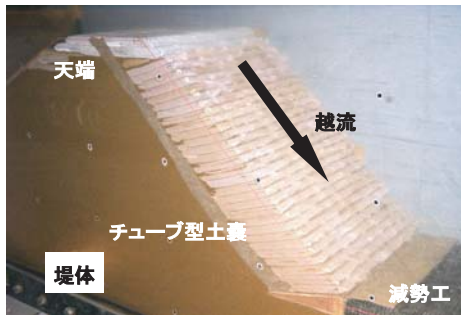


Fig. 225 Case08(急勾配・中型土嚢Aの水平積層+ジオグリッドにより巻き込んだタイプ)の観察結果  
Observation of Case 08 (steep slope with horizontal stacked pattern using middle type soil bag A, which rapped soil bags with geogrids)



(a) 堤体断面図



(b) 通水前



(c) 通水状況

Fig. 226 Case09(急勾配・チューブ型土嚢の傾斜積層タイプ)の観察結果  
Observation of Case 09 (steep slope and inclined stacked pattern with tube type soil bag)

(ix) Case09(急勾配・チューブ型土嚢の傾斜積層タイプ)

水平方向の滑動抵抗力を向上させる目的で、チューブ型土嚢を堤体内側に傾斜( $\delta=15^\circ$ )して積層したタイプでは、越水レベルV通水10時間後も、十分な耐侵食性を有していた(Fig. 226)。

(3) 侵食抵抗を向上させるポイント(予備的検討のまとめ)

予備的な検討結果から、越流や浸透力に対する安定性を向上させる構造的なポイントを以下にまとめる。

- ・下流法先の洗掘に対しては減勢工を設置する必要があるが、減勢工の周面には堤体土の吸い出しを防止するため、不織布などフィルター材を設置しておく必要がある。
- ・土嚢単体は、土嚢材により中詰め材が拘束されているため、土嚢材が破断しない限り、侵食には極めて強いが、堤体下流斜面の耐侵食性を向上させるためには、浸透力や掃流力による土嚢の抜け出しや滑動に対して土嚢と堤体土の間の摩擦抵抗力あるいは土嚢間の滑動抵抗力を高める必要がある。具体的には、土嚢を堤体斜面と平行に敷き並べるのではなく、土嚢を積層して適切なオーバーラップ長を確保することが有効であることがわかった。
- ・また、堤体斜面を急勾配化した場合、貯水による浸透力による滑動力が大きくなるので、通常の水平積層した土嚢積層斜面では滑動抵抗力不足により浸透すべりの問題が生じる。そのため、土嚢を堤体内側

に傾斜して積層する、あるいは、ジオグリッドによりアンカー力を付加するなど、水平方向の滑動抵抗力を向上する必要があることがわかった。

c. 実物大の越流破堤実験

(1) 実験方法

実物大の越流破堤実験装置は国土政策技術研究所が所有する大型循環型水路を使用した。Fig. 227に実物大の堤体模型の概要を示す。模型寸法は、高さ3.5m、幅2.3m、下流斜面勾配1.2H:1Vである。堤体斜面には24段の土嚢が堤体内側に $\delta=18^\circ$ に傾斜積層されている。本実験で使用した土嚢材は比較的安価なポリプロピレン(PP)製の織布(アグリシート)であり、中詰め材の粒径に対して十分に目合いが小さいものを使用した。Fig. 227(b)の土嚢は扁平形状で、土嚢本体にテール部およびウイング部が連結されている。土嚢寸法はおおよそ高さ200mm、幅490~1,000mm、奥行き1,000~2,000mmであり、土嚢一袋当たり重量200kgf前後の再生砕石が中詰めされている。なお、中詰め材に使用した再生砕石は、完全に水和反応をしていないセメント成分が残留していたため、土嚢を締めめ後に、ごくわずかに固結していた。サヤ土には笠間砂を、コア材には遮水材料としての適用範囲になるよう粒度調整した笠間砂と関東ローム(重量比で2.5:1)の混合土を用いた。サヤ部とコア部は締めめ度(A-c法)95%以上となるよう堤体材料を締めめた。また、耐侵食性能のベンチマーク試験として裸地(無補強堤体、堤体材料:笠間砂)の実物大の越流破堤実験を実施した。下流斜面の勾配は一般的な標準断面で採用され



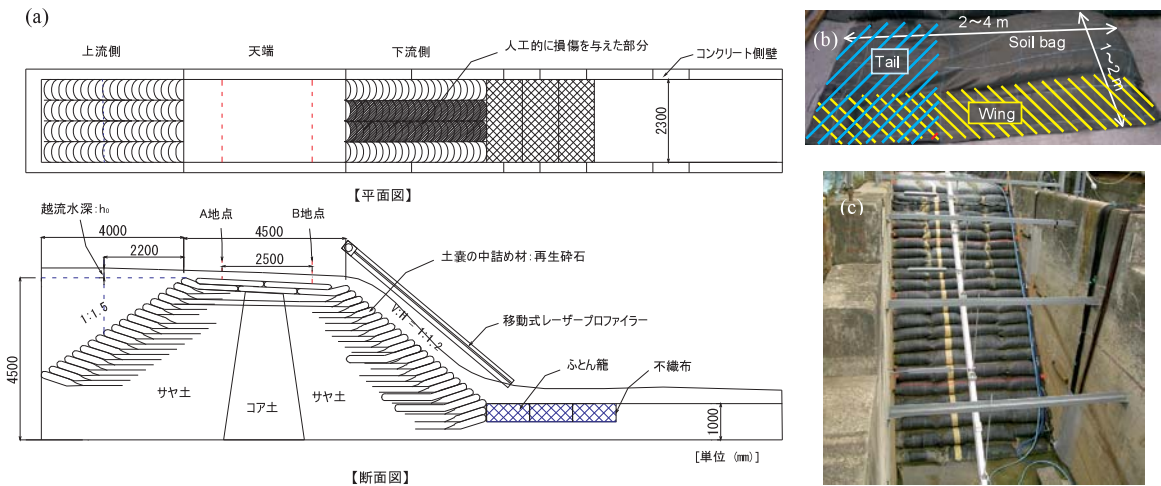


Fig. 227 実物大の越流破堤実験の概要: (a) 模型堤体断面図; (b) テールとウィングを連結した特殊形状土嚢; (c) 築堤後の様子  
 Schematic diagram of hydraulic overflow induced-collapse test in full-scale model: (a) cross section of model embankment; (b) large-scale soil bag with extended tail and wing; (c) completion of embankment

Table 28 実物大越流破堤実験の試験条件  
 Test conditions in the hydraulic overflow induced-collapse tests in the full-scale model

実験ケース	勾配	堤体材料	土嚢材	中詰め材	越水前の浸潤状態
補強堤体	上流 1.5H:1V 下流 1.2H:1V	サヤ土:笠間砂 (マサ土) コア土:混合土 (笠間砂:ローム = 重量比 2.5 : 1)	アグリシート	再生碎石	定常状態 (満水位)
無補強堤体 (裸地)	上流 1.5H:1V 下流 1.8H:1V		-	-	同じ

ている 1.8H : 1V とした。サヤ土およびコア土は補強堤体  
 体体に使用した同一の堤体材料を用い、補強堤体と同様に  
 堤体土の締め固め度は 95% 以上になるよう締め固めを行っ  
 た。通水条件は単位幅越流流量  $q=0.050\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ 、越流水  
 深  $h_0=15.0\text{cm}$  である。通水開始後、侵食の発達が急速に  
 進展し始めた時点で通水を中止した。Table 28 にそれぞ  
 れの実験ケースの概要を示す。

越流流量は送水管路  $\phi = 0.5\text{m}$  に取り付けられた超音波式  
 流量計 (富士電機; FLD510Y1A 型) を用いて計測を行っ  
 た。本研究では、堤体天端高さからの静水位の差を「越  
 流水深  $h_0$ 」と定義し、Fig. 227(a) に示す上流側の貯水面  
 で計測した水位を静水位と見なした。天端区間 A-B に  
 おける平均流速は半球形の発泡スチロール ( $\phi = 5.0\text{cm}$ )

のウキを流して 2 地点の通過時刻を測定して求めた。単  
 位幅越流流量と天端での平均流速および流量係数  $C$   
 の関係をそれぞれ Fig. 228, Fig. 229 に示す。単位幅越流  
 流量  $0.3\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$  以上で平均流速は 2.1 ~ 2.4m/s であり、  
 流量係数  $C$  はおよそ 1.4 ~ 1.5 の範囲であった。

(2) 階段状斜面の流況

本堤体は、下流斜面に土嚢が積層されているため、  
 水理学的には段階形式の洪水吐に分類される (箱石、  
 2000)。一般的に階段状の洪水吐は高い減勢効果が期待  
 できるため、コンクリートダムに広く採用されている。  
 階段状の洪水吐 (水路を含む) の水理特性は数多くの研究  
 者 (e. g 高橋ら, 2003, 2004&2005, Yasuda et al. 1999; 安  
 田ら, 2004, Matos et al. 2000) によって調べられている。

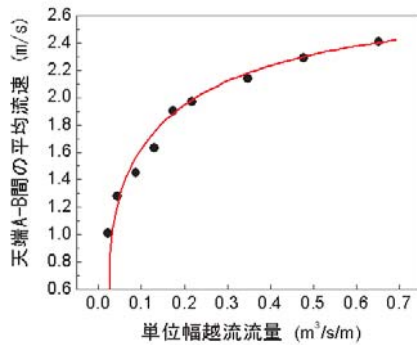


Fig. 228 単位幅越流流量と天端での平均流速の関係  
 Relationship between discharge unit quantity flow and  
 average velocity on crest

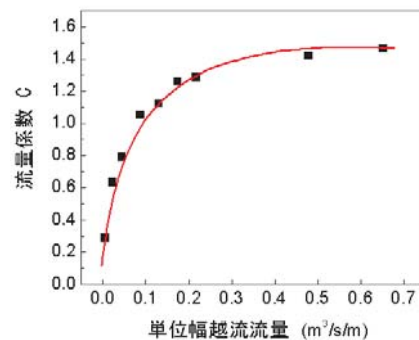


Fig. 229 単位幅越流流量と流量係数の関係  
 Relationship between discharge unit quantity flow and flow coefficient

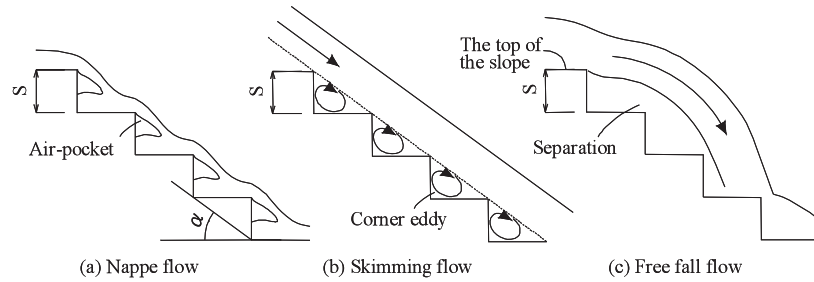


Fig. 230 階段状洪水吐の流況 (Hubert, 1994 に加筆)  
Stream regimes of stepped spillways

階段状洪水吐の水理特性は Fig. 230 (Hubert, 1994 に加筆) のようにステップ段差高, 下流斜面勾配および流量によって3つの流況に分類される。

- ① Nappe flow : 各段差にエアポケットと Nappe が発生している流況
- ② Skimming flow : 各段差間の隅に渦(負圧)が発生している流況
- ③ Free fall flow : 越流水が下流斜面法肩で剥離が生じ, 自由な落下流が発生している流況

実験では, 上記の3つの流況の水理特性に着目して, 以下の項目を観察し, 越水レベルと堤体下流斜面の損傷度の関係を調べた。

- ① 負圧の発生による隣接した土嚢同士の間隙からの土嚢背面の堤体土の吸出し
- ② 掃流力による土嚢材の磨耗およびパンチングホール
- ③ 下流斜面法肩で形成される自由な落下流の衝突による土嚢の損傷

なお, Nappe flow と Skimming flow の分類には Yasuda et al. (1999) が提案した判別式を用いた。Skimming flow が形成される相対ステップ高さの上限  $(S/d_c)_s$  は次式で表される。

$$S/dc = 1.16(\tan \alpha)^{0.165} \quad (106)$$

また, Nappe flow が形成されるための必要な相対ステップ高さ  $(S/d_c)_N$  は次式で表される。

$$S/dc = 1.4(1.4 - \tan \alpha)^{0.26} \quad (107)$$

Free fall flow で観察される下流法肩からの落下流線は次式により求めた。

$$Y = -\frac{g}{2 \cdot v_1} X^2 + H_1 + h_1 \quad (108)$$

ここで,

- $\alpha$ : 下流斜面の勾配
- $g$ : 9.80665m/s<sup>2</sup> 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)
- $q$ : 単位幅当たりの平均流量 (m<sup>3</sup>/s/m)
- $S$ : 土嚢の段差高 (本実験では  $S = 0.2$  m)
- $d_c$ :  $(= (q^2/g)^{1/3})$  限界水深

$H_1$ : 基盤面からの下流法肩の高さ (m)

$X$ : 下流法肩からの水平距離 (m)

$v_1$ : 下流法肩における水平方向の平均流速 (m/s)

$h_1$ : 下流法肩での越流水深 (m)

### (3) 通水条件

現場レベルでの越流継続時間を想定し, 数時間ごとに越水レベルを段階的に引き上げて通水を行った。Fig. 231 に越流破堤実験における補強堤体の通水条件を示す。図中には越流水深ごとに Nappe flow, Skimming flow および Free fall flow の区分が示されている。単位幅越流流量  $q=0.48$ m<sup>3</sup>/s/m, 越流水深  $h_0=32.3$ cm 時において堤体下流斜面の侵食の発達速度が遅かったため, 通水後半では, 土嚢に人工的な損傷を与えた条件を設定した。Fig. 232 に示すように土嚢先端部分の土嚢材をカッターナイフで水平方向に 40 cm を切り裂いた。また, 再生碎石に含まれていた未反応なセメント成分が水和反応してわずかに固結していたため, 中詰め材の再生碎石を数回にわたり, ピックでほぐした。損傷箇所は Fig. 227(a) に示すように横断方向に4列配置した土嚢のうち, 中央の2列とした。通水条件は次の2つのステージから構成されている。

ステージ 1 : 土嚢に人工的な損傷を与えない条件

ステージ 2 : 洪水時の流木, 流石による損傷および紫外線や化学的な劣化を再現するため, 堤体下流斜面表層の土嚢材の破断および中詰め材をほぐした人工的な損傷条件

越水による堤体下流斜面の侵食状況を観察するため, Fig. 231 に記した a, b, c, d, e, f, g, h そして i の時点で一時的に越水を中断して, 移動式レーザープロファイラーを用いて堤体下流斜面の地表面変位分布を計測した。

### d. 実験結果および考察

#### (1) 越流水深と損傷度の関係

実験結果から観察された越流水深と堤体下流斜面の損傷度の関係を Fig. 233 (Matsushima et al. 2007b) に示す。この図を基本にして3つに区分した損傷度に応じて観察された流況と損傷パターンとの関連性を説明し, 侵食の発達速度について評価する。

(i) 損傷なし ( $h_0 < 23.8$ cm, 流況区分 : Nappe flow)

越流水は土嚢段差ごとに小さな落水を繰り返しながら

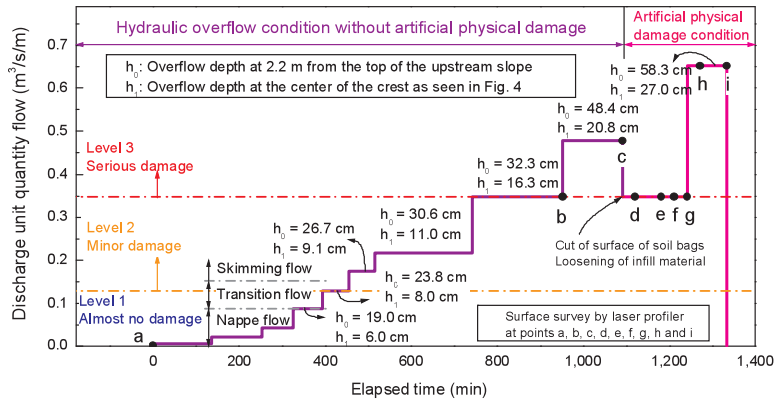


Fig. 231 実物大の越流破堤実験で実施した単位幅当たりの流量の経時変化  
Time history of discharge unit quantity flow in the hydraulic overflow induced-collapsed test in full-scale model

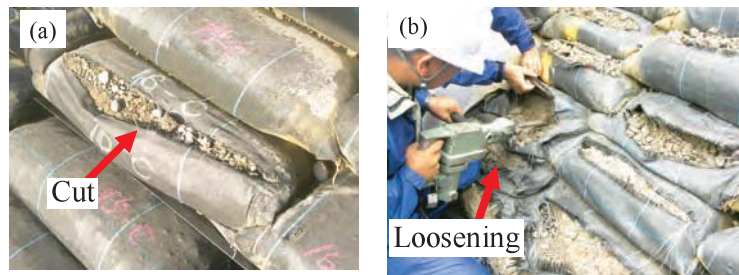


Fig. 232 人工的な損傷: (a) 土嚢材の破断; (b) 中詰め材のほぐし  
Artificial physical damages: (a) Cut of the surface of geotextile soil bag sheet; (b) loosening of the infill materials

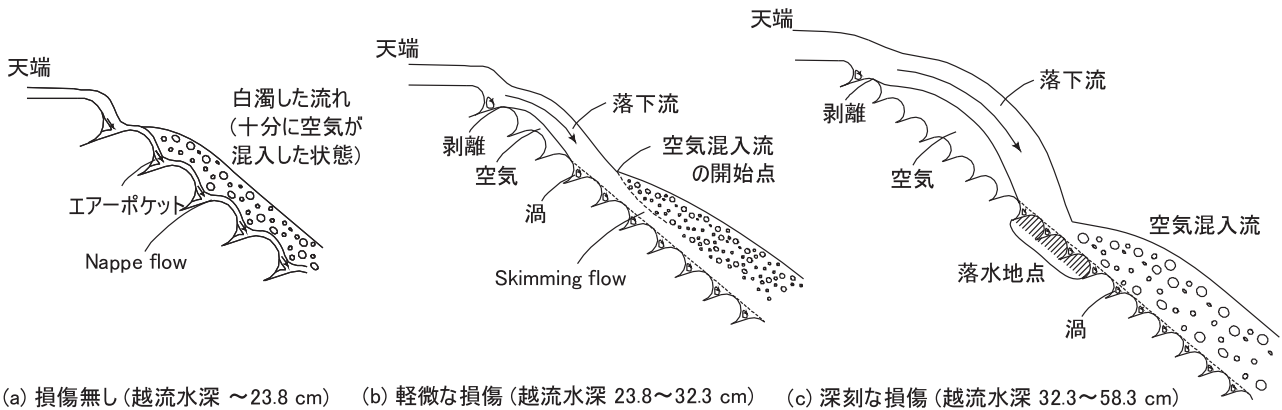


Fig. 233 越流水深と堤体下流斜面の損傷度の関係(Matsushima et al. 2007 より引用)  
Relationship between overflow depth and degree of downstream slope damage

堤体下流斜面上を流下するため、空気混入率が高い白濁した水流が形成された(Fig. 233(a) および Fig. 234)。掃流力による堤体下流斜面の変形や、堤体土の吸い出しおよび土嚢の破断などの損傷は見られなかった。この流況は  $S/dc$  が 1.248-10.67 の範囲であり、Nappe flow あるいは Transition flow に分類される。土嚢段差ごとに落水を繰り返すので、減勢効果が高く、下流斜面に働く掃流力は小さい。また、土嚢段差には大気解放されたエアポケットが存在するため、負圧が発生せず、土嚢背面の堤体土が吸い出される可能性がなかったものと判断される。

(ii) 軽微な損傷 ( $23.8\text{cm} < h_0 < 32.3\text{ cm}$ , 流況区分: Skimming flow)

堤体下流法肩で水脈の剥離が生じて落下流が形成され、下流斜面の特定の部位に衝突した。Fig. 235 がその状況である。Fig. 233(b) の空気混入点より下流側では一旦衝突した落下流が乱れて土嚢段差にランダムに衝突を繰り返して流下した。Fig. 236(a) に示すように、土嚢表面には吸い出された堤体土(サヤ土)が付着している形跡が確認された。また、Nappe flow に比べて流速が速いため、流水が接する土嚢表面には、Fig. 236(b) に示すように土嚢材の摩耗や、水流が繰り返し土嚢材に衝突するこ

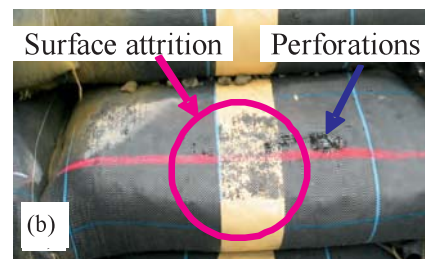




**Fig. 234** Nappe flow 時の堤体下流斜面の流況  
( $q = 0.087 \text{ m}^3/\text{s/m}$ )  
Stream regime on downstream slope at nappe flow



**Fig. 235** Skimming flow 時の堤体下流斜面の流況  
( $q = 0.348 \text{ m}^3/\text{s/m}$ )  
Stream regime on downstream slope at skimming flow



**Fig. 236** 軽微な損傷: (a) 土嚢積層斜面背面のサヤ土が吸い出された痕跡; (b) 土嚢材の摩耗とパンチング穴  
Minor or moderate damages: (a) evidence of sucked backfill materials from cell zone through the voids between soil bag interfaces;  
(b) attrition surface and perforations on soil bag surface

とにより、中詰め材の再生碎石の角張った部分で数ミリのパンチング穴が形成された。この流況は  $S/dc$  が 0.649 から 1.248 の範囲にあり、Skimming flow に分類される。Skimming flow では斜面上に仮想的な水流面が形成されるため、減勢効果が小さく、大きな掃流力が土嚢材に作用する。また、水流面より下側の段差の隅には渦(負圧)が発生する(Fig. 230(b))。そのため、土嚢間の隙間から堤体土の吸い出しが生じる。このような堤体土の吸い出しや土嚢表面の損傷は通水時間とともに蓄積していくため、長期的には深刻なダメージが生じる可能性がある。しかしながら、今回実施した6時間の通水時間では、堤体下流斜面の変状はほとんど生じていなかった。このことから、短時間の堤体越流に対しては十分な耐侵食性を有していると判断できる。

次に、人工的に土嚢を破損させた条件では、通水直後に人工的にほぐされた中詰め材が洗い流されるが、Fig. 237 および Fig. 238 の模式図に示すように中詰め材の侵食に伴って土嚢材が垂れ下がり、直接的に流水が中詰め材に接しなくなった。そのため、土嚢内部に侵食が進まなくなった。その後、通水を中断して、計4回の人工的な損傷を繰り返し加え、トータルで150分間通水を行ったが、ほぐした中詰め材が洗い流されると、同様に

土嚢材が中詰め材を被覆するため、Fig. 239(a)の損傷ステージ d, e, f および g の時点における堤体下流斜面の変状に示すように、堤体内部に侵食が進行しなかった。このことから、越流水深  $h_0=23.8 \sim 32.8\text{cm}$  では、土嚢材が破損した状態でも堤体内に密に敷設した土嚢材(敷設間隔 20cm)とごくわずかに固結した中詰め材が組み合わせると、進行的な侵食は生じず、高い耐侵食性を有していることがわかった。一方、補強していない土だけの無対策の堤体では、Fig. 240に見られるように越流水深  $h_0=15.0\text{cm}$  で通水直後にガリ侵食が発生し、5分後には深い侵食溝に越流水が集中して加速的に侵食が進行した。

(iii) 深刻な損傷 ( $32.3 \text{ cm} < h_0 < 58.3 \text{ cm}$ , 流況区分: Free fall flow)

越流水深  $h_0$  が 32.3 cm 以上になると、天端での流速が速くなるため、堤体下流法肩で大きな剥離が生じ、厚い水脈の落下流が形成された(Fig. 233(c))。そのため、Fig. 239(b)の堤体下流斜面の変状に見られるように落下流の着水地点で土嚢が変形した。

さらに、越流水深  $h_0$  が 58.3 cm (人工的に損傷を与えた条件、天端での平均流速 2.41m/s,  $q=0.652\text{m}^3/\text{s/m}$ ) になると、これまでの越水レベルとは異なり、Fig. 241(a)



Fig. 237 人工的損傷を与えた条件での越水後の堤体下流斜面の侵食状況

Appearance of erosion in downstream slope after overflow event after artificial physical damage

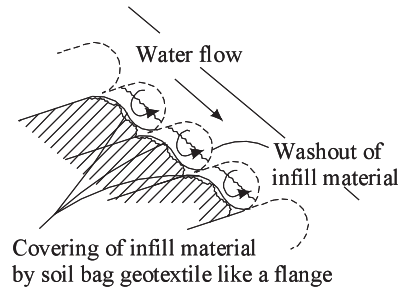


Fig. 238 人工的な損傷条件で Skimming flow の時における密に土嚢材を配置した堤体下流斜面の侵食状況の模式図

Schematic diagram of erosion in downstream slope with densely arranged geotextile layers after artificial damage at skimming flow

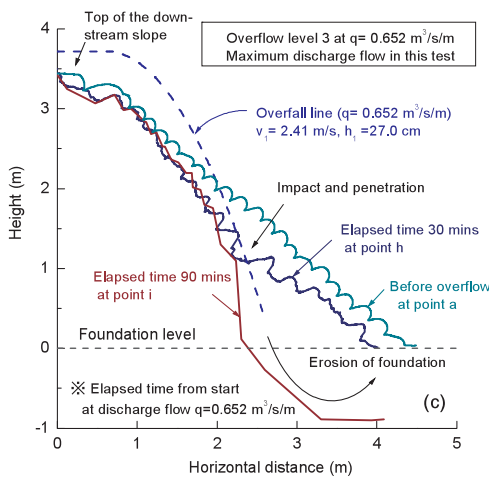
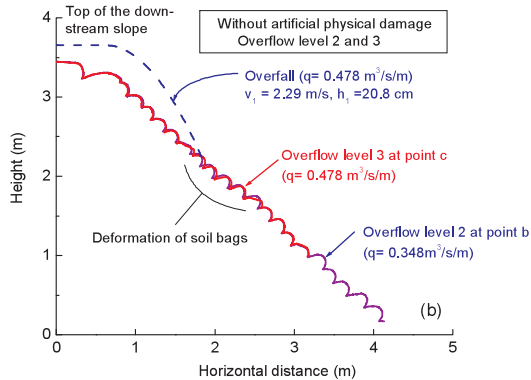
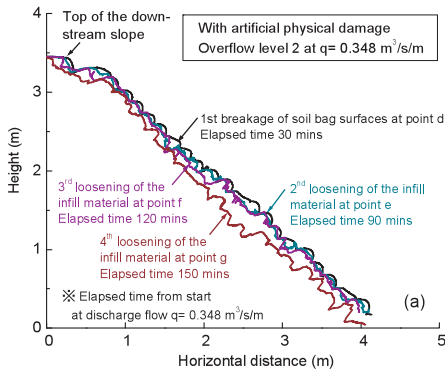


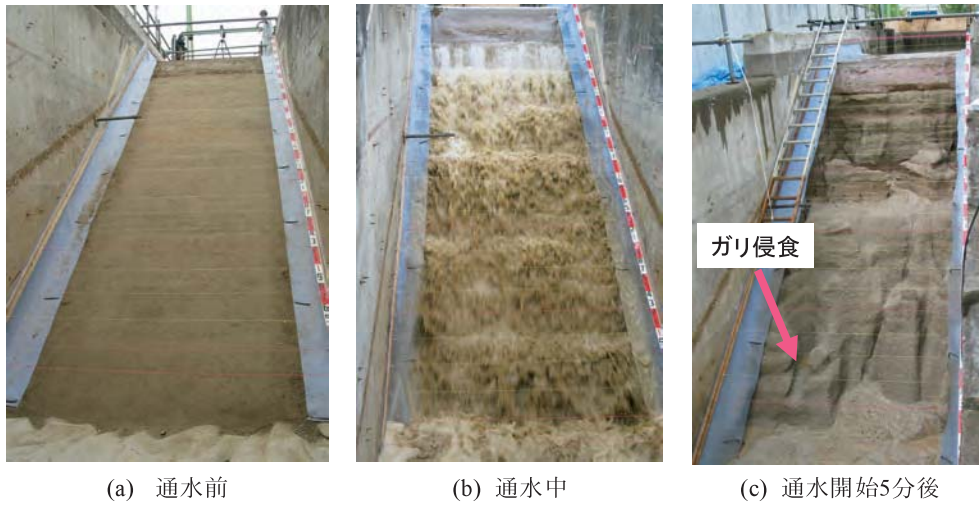
Fig. 239 堤体下流斜面の変位分布 : (a) points d, e, f および g; (b) points b および c; (c) points a, h および i  
Displacement distribution of downstream slope surface at: (a) points d, e, f and g; (b) points b and c; (c) points a, h and i

のように土嚢を貫通するのに十分な落下流が発生し、落下流線上に沿って堤体内部に進行的に侵食が発達した。Fig. 229(c)に通水開始30分後および90分後の堤体下流斜面の変状分布(損傷ステージh & iの時点)を示す。通水30分後には落下流線上に沿って堤体が洗掘され、通水90分後には基盤部にまで洗掘が発達した。ただし、Fig. 241(b)&(c)に見られるような急峻な侵食崖が形成された状態でも、密に配置されたテール(ジオテキスタイ

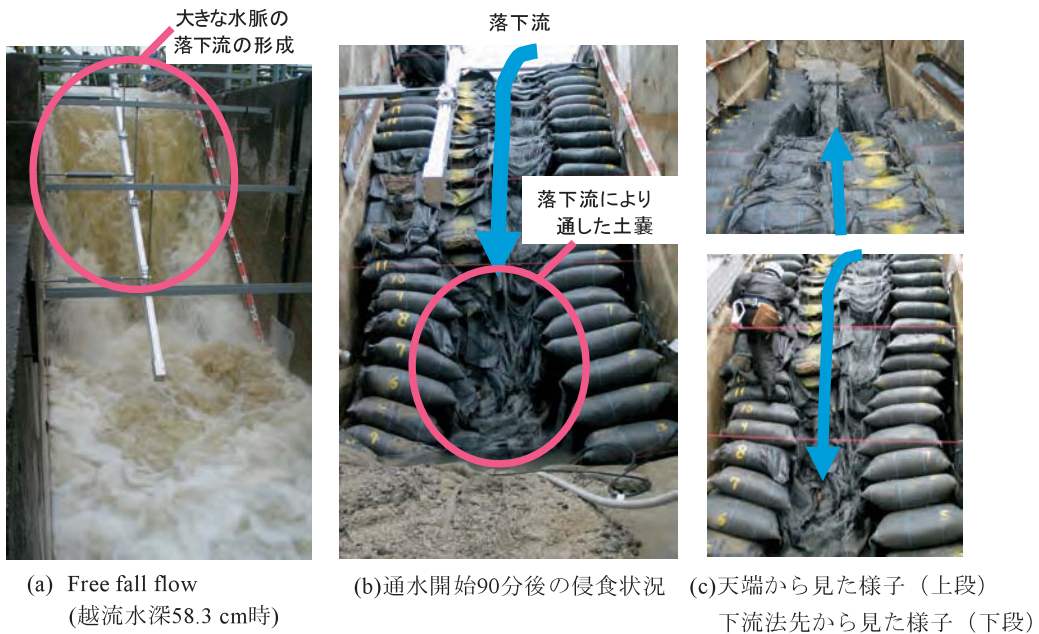
ル)が堤体内部に残存しているため、堤体斜面の力学的なバランスが保持され、二次的なすべり崩壊が発生しなかった。その結果、天端には沈下が生じず、決壊には至らなかった。

(2) 落下流に対する耐侵食性向上の改善策

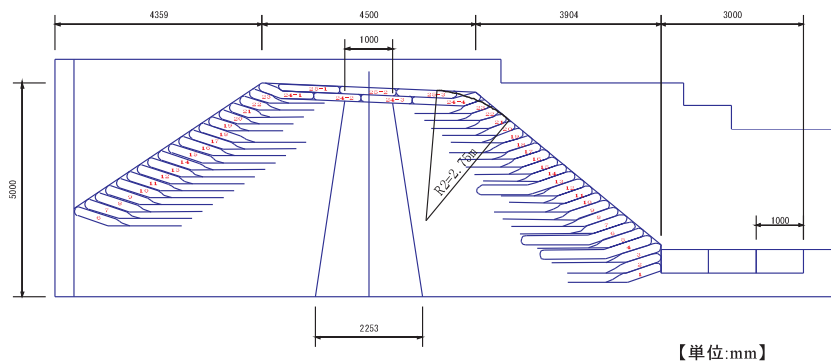
越水による耐侵食性を向上させるためには、①越流水の剥離と落下エネルギーの集中を軽減させる。②落下流による貫通力に対して土嚢を補強することが有効である



**Fig. 240** 裸地堤体の侵食状況(越流水深=15.0 cm)  
Erosion appearance of un-reinforced slope (overflow depth = 15.0 cm)



**Fig. 241** 堤体下流斜面の流況および侵食状況  
Stream regime and appearance of erosion at downstream slope



**Fig. 242** 曲線形状による落下流エネルギーの抑制対策  
Waterfall flow energy control measures designed by curve shaped corner at the top of slope



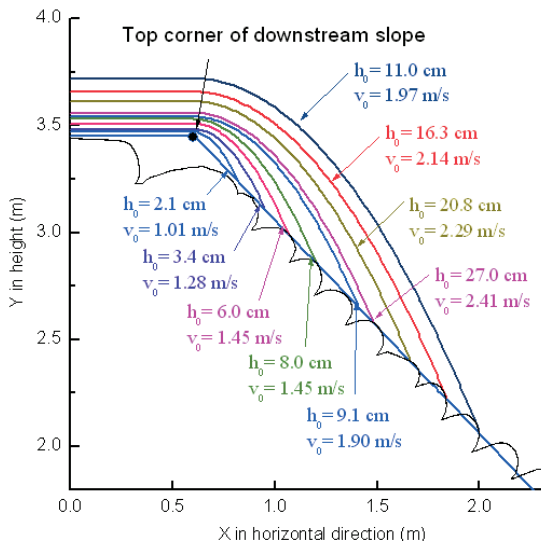


Fig. 243 落下流の着水地点  
Impact points of free fall flow in the downstream slope

と考えられる。前者は、Fig. 242のように堤体下流側の法肩をゆるやかな曲線形状として、落下流による衝突力(貫通力)を減少させる方法が挙げられる(多目的ダムの建設, 2005)。後者は、Fig. 243に示すようにあらかじめ落下流の着水点が予測できるので、着水点に位置する土嚢材を強化する方法が挙げられる。

e. 緊急洪水吐としての適用性

土嚢を用いた補強堤体を緊急的な洪水吐(以下、緊急洪水吐と呼ぶこととする)による排水対策の有効性を検証するため、既設洪水吐の排水能力が不十分な実在する老朽化ため池をモデルケースとして洪水事例解析を実施した。

(1) ため池の洪水特性

ため池はダムや河川に比べて集水面積が小さく、かつ、満水面積が小さいため、洪水到達時間が短く、降雨直後に貯水位が急上昇しやすい。実際に、ため池の越流現象を捉えた Fig. 244の福本ら(2008)の実測データによると、降雨直後に貯水位が急上昇し、堤体越流に至っている。そのため、河川堤防に比べて(越水堤防調査最終報告書, 1984, 吉野, 1985, 山本と末次, 1981), ため池堤体の越流継続時間は短く、集中豪雨の発生時あるいは直後に限定して発生する可能性が高い。以上のことから、河川に比べてため池は洪水による一時的な越流が許容できれば、決壊を回避できる可能性が高いと考えられる。

(2) 性能設計

洪水事例解析では Fig. 245に示す2004年台風23号により越流破堤したため池を対象とした。Fig. 246に緊急洪水吐による改修イメージ、既設洪水吐および緊急洪水吐の断面図を示す。緊急洪水吐の設計上の排水性能は、実大スケールの越流破堤実験から得られた越流水深と許容越流継続時間の関係(Fig. 247, 越流破堤に対する性能

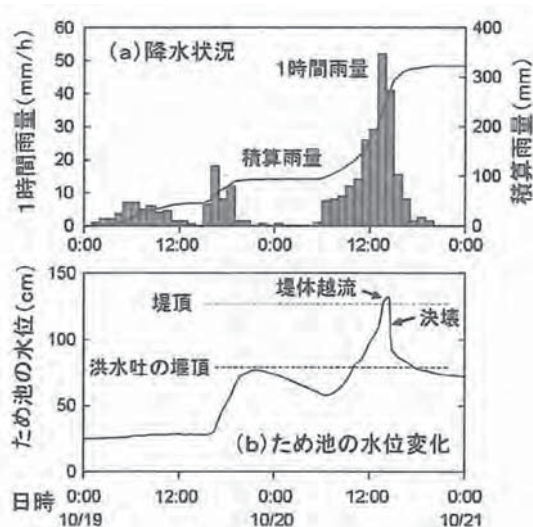


Fig. 244 2004年台風23号により越流破堤した吉佐古新池の実測された水位変化と降雨状況(福本ら, 2007より引用)

Measured water level in totally collapsed Yoshisako Reservoir by overflow and rainfall during the Tokage typhoon No. 200423

曲線; Matsushima et al. 2008b)に基づいて、以下のよう

- ① 実用的な設計条件(堤体の損傷度が小さい安全側の基準)
  - ・設計上の許容越流水深 0.32 m 以下(侵食の発達速度が極めて遅い)
  - ・越流許容時間は十分に長い。
- ② 限界状態を想定した設計条件(堤体の損傷度が大きいが決壊しない限界状態の基準)
  - ・設計上の許容越流水深 0.50 m 以下
  - ・越流水深 0.32 m ~ 0.50 m までの越流許容時間は180分以内(侵食の発達速度が早く、長時間の越流は許容できない)

洪水解析には土地改良事業設計指針「ため池整備」(2000)で示されている貯留効果を考慮した計算方法を採用した。なお、降雨直前の貯水位は満水位であると仮定した。Table 29に洪水事例解析の対象とした2004年台風23号により越流破堤したため池の諸元を示す。Fig. 248に越流破堤したため池の近接地点で観測された10分降雨量のハイトグラフ(淡路島群家における気象庁観測データを引用)および洪水解析により計算した越流水深  $h_c$  の経時変化を示す。既設洪水吐のみの場合では、排水能力不足により経過時間520分の時点で堤体越流が発生していることがわかる。堤体越流の継続時間は10mm/10mins以上の高い降雨強度が記録された時間帯にほぼ一致しており、およそ2~3時間以内であることがわかる。この間に堤体下流斜面の侵食が進行し、決壊に至ったものと考えられる。

次に、緊急洪水吐による排水対策を行った条件で得られた緊急洪水吐の幅  $B_t$  とピーク時の越流水深  $h_{max}$  の関

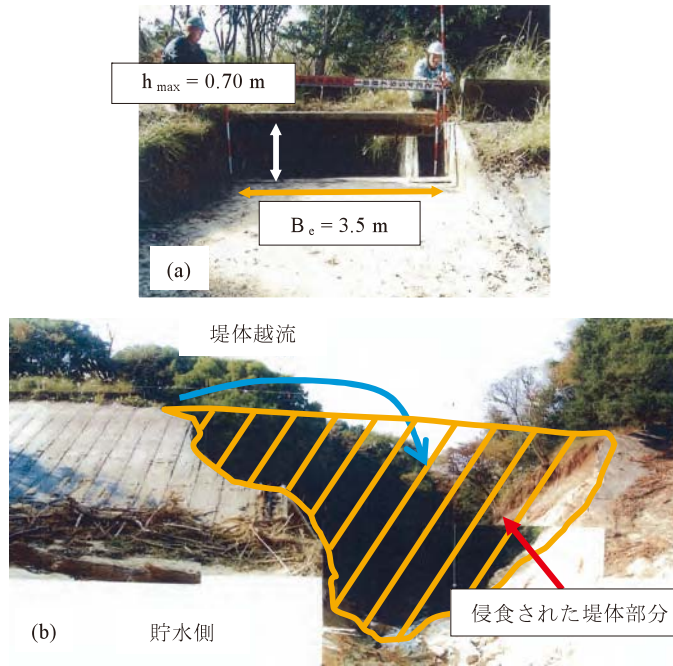


Fig. 245 2004年台風23号の集中豪雨により越流破堤したため池(淡路島)：  
(a) 排水能力が不十分な洪水吐；および (b) 越流により侵食された堤体

Totally collapsed small earth dam in on Awaji Island caused by overtopping during the Tokage typhoon No. 200423:  
(a) existing spillway with inadequate drainage capacity; and (b) embankment eroded by overtopping

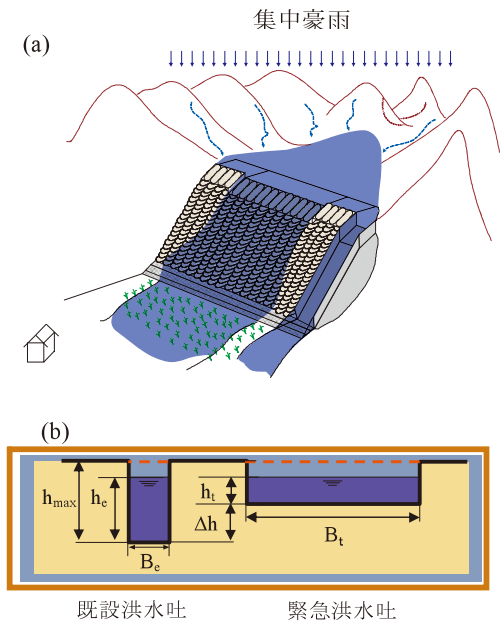


Fig. 246 緊急洪水吐により排水能力の向上対策を図った設計例：  
(a) 緊急洪水吐を適用したため池のイメージ；および (b) 既設洪水吐と緊急洪水吐の位置関係

Example of design to increase the drainage capacity of spillway:  
(a) image of rehabilitated small earth dam adopted as an emergency spillway; and (b) positional relationship between the existing spillway and the emergency spillway

係を Fig. 249 に示す。なお、洪水解析で用いた緊急洪水吐の流量係数  $C_t$  は 1.2 を用いた。Fig. 249 に示した曲線は既設洪水吐と緊急洪水吐の底面の高低差  $\Delta h$  が異なる条件で得られた解析結果である。堤体越流の発生水位は既設洪水吐の底面から 0.70m の位置にあるため、堤体

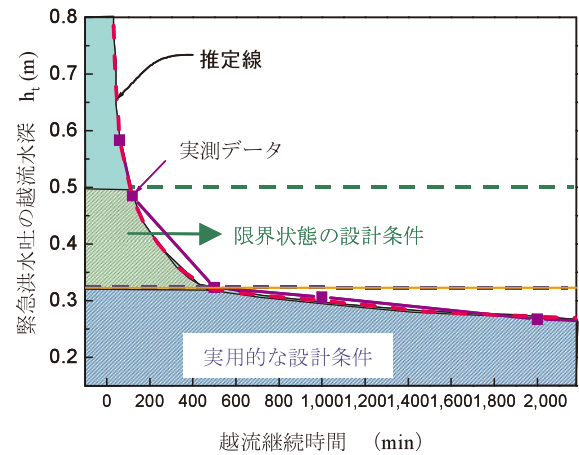
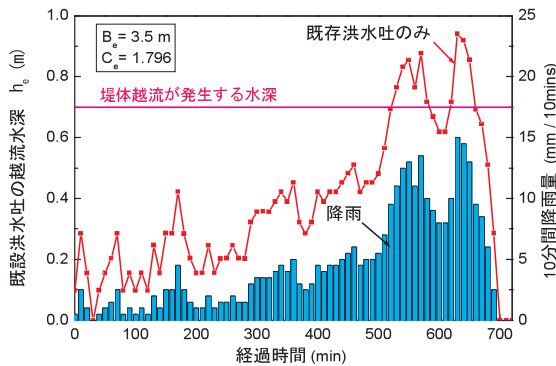


Fig. 247 実物大の越流破堤実験から推定された土嚢積層システムを適用した斜面の性能曲線  
Estimated performance curve of protection slope using the soil bag system obtained from the hydraulic overflow induced collapsed test of the full-scale model

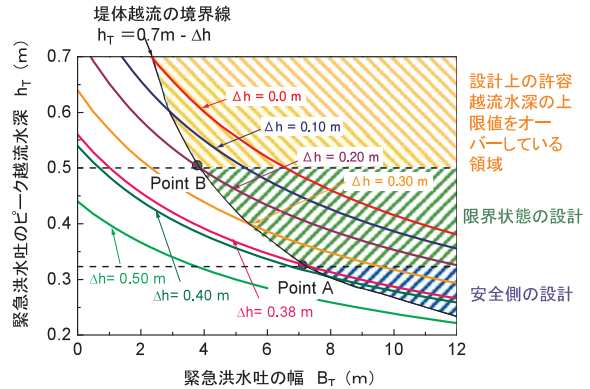
越流の境界線は  $B_t - h_{tmax}$  の曲線と  $h_{tmax}=0.70\text{ m} - \Delta h$  の交点を結んだ線で表される。したがって、堤体越流が発生しない領域は境界線より右側の領域となる。一方、緊急洪水吐の許容越流水深  $h_t$  は 0.50m 以下であると定めているので、この領域のうち排水対策が有効な領域は、 $h_t=0.50\text{ m}$  (図中の破線) より下側の斜線部となる。ただし、限界状態を想定した越流水深 ( $0.32\text{ m} < h_t < 0.50\text{ m}$ ) では、許容できる越流継続時間が 180 分以内に制限されるので、別途、越流継続時間を照査する必要がある。以下に 2 つの設計条件ごとに求められた緊急洪水吐の幅  $B_t$

**Table 29** 洪水事例解析の対象とした2004年台風23号により越流破堤したため池の諸元  
Properties of the total collapsed small earth dam used in the flood analysis

既設洪水吐の幅 $B_e$	堤体越流が発生する越流水	流量係数 $C_e$	集水面積	満水面積	流出係数 $f$
3.5m	$h_{e,max} = 0.70m$	1.796	0.2384km <sup>2</sup>	0.0013km <sup>2</sup>	0.8



**Fig. 248** 2004年台風23号で観測された10分間降雨量のハイエトグラフと洪水解析により得られた越流破堤したため池の越流水深  $h_e$  の経時変化  
History of 10 minute rainfall records and overflow depth  $h_e$  of total collapsed small earth dam obtained from flood analysis during the Tokage typhoon No. 200423 in Awaji Island



**Fig. 249** 異なる  $\Delta h$  に対する緊急洪水吐の幅  $B_T$  とピーク越流水深  $h_T$  の関係  
Relationship between the width of emergency spillway  $B_T$  and peak overflow depth  $h_T$  under different  $\Delta h$

と  $\Delta h$  について説明する。

- ① 実用的な設計条件(許容越流水深  $h_t < 0.32 m$ )  
洪水時にもっとも排水効率が高い条件は、**Fig. 249** 中の点 A であり、緊急洪水吐の幅  $B_t$  は 7.5m、既存と緊急洪水吐間の底面の高低差  $\Delta h$  は 0.38 m となる。この条件( $B_t=7.5 m, \Delta h=0.38 m$ )における越流水深  $h_e$  の経時変化を **Fig. 250** に示す。ピーク時の越流水深がカットされ、堤体越流が回避できていることが確認できる。
- ② 限界状態を想定した設計条件(許容越流水深  $h_t < 0.50 m$ )  
限界状態を設定した条件では、**Fig. 249** 中の点 B ( $\Delta h=0.20 m$ ) がもっとも排水効率が高く、洪水吐の幅  $B_t$  は 4.0 m となり、緊急洪水吐の規模をさらに縮小することができる。点 B の条件( $B_t=4.0 m, \Delta h=0.20 m$ )における洪水解析結果を **Fig. 251** に示す。ピーク越流水深は堤体越流が発生する水位には達せず、堤体越流を回避できていることが確認できる。また、越流許容継続時間が制限されている  $h_t=0.32 m \sim 0.50 m$  間での越流継続時間は 122 分であり、設計上の許容越流継続時間 180 分以内に収まっていることがわかる。

以上の洪水解析結果から、実用的な設計条件および限界状態を想定した設計条件とも現実的に施工可能な規模に収まり、現場レベルの洪水に対して有効であることがわかった。

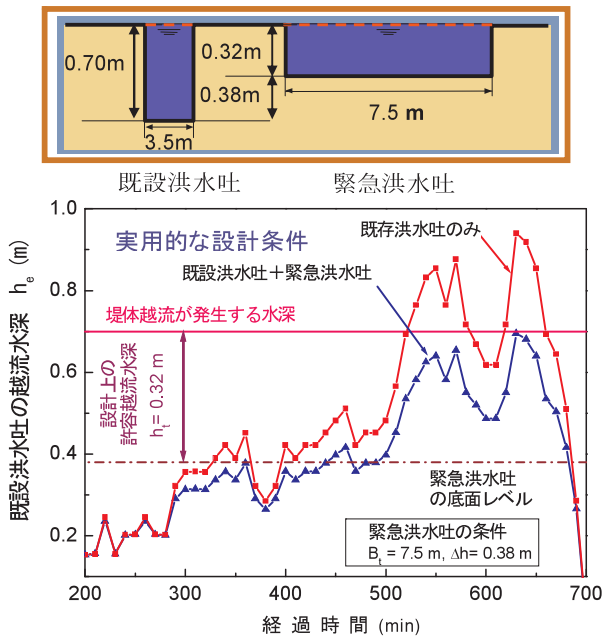
**f. 耐侵食性に関するまとめ**

本節では、土嚢積層システムを適用した補強堤体の排水性能を明らかにするため、小規模および実大規模の越

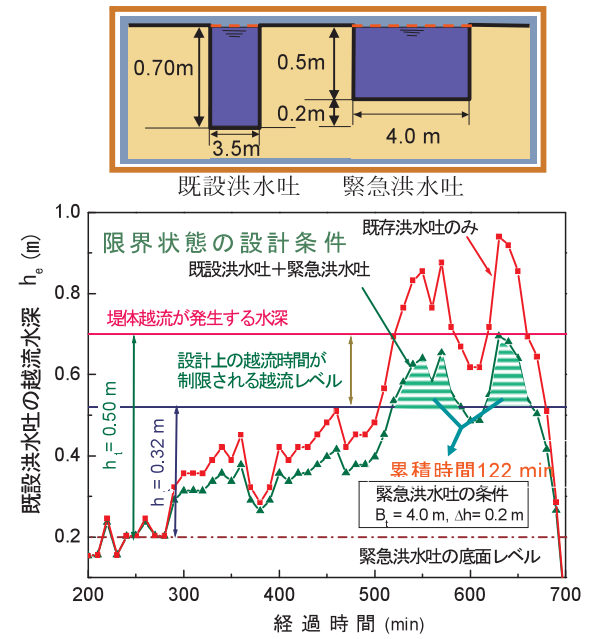
流破堤実験を実施した。さらに、排水能力が不十分な老朽化ため池をモデルケースとして洪水事例解析を実施し、緊急洪水吐による排水対策の有効性を検証した。以下に本節で得られた結論を示す。

- ① 堤体の耐侵食性を向上させるためには、土嚢単体よりも、むしろ土嚢積層構造体としてのウィークポイントを把握することが重要である。具体的には掃流力や浸透力に対して土嚢の引抜け・滑動および堤体土と土嚢間のすべりを防止することが重要であり、土嚢間に十分なオーバーラップ長を確保し、土嚢の傾斜積みやジオグリッドを併用することが有効であることがわかった。
- ② 上記の構造的なポイントを踏まえ、テールとウィングを連結した扁平状の大型土嚢を傾斜積層した堤体モデルを考案した。さらに、実大規模の越流破堤実験により実スケールでの耐侵食性能について評価した。
  - ・越流水深  $h < 0.32 m$  以下(Skimming flow)では、堤体下流斜面の土嚢間の隙間から土嚢背面の堤体土の吸い出し、および、流水による掃流力や衝突力により土嚢材の摩耗やパンチング穴が形成された。また、人工的に損傷を与えた条件では、通水直後に一時的に中詰め材が洗い出されるが、密に配置された土嚢材とわずかに固結した中詰め材を組み合わせることにより、侵食の発達速度は極めて遅く、一時的な越流に対しては十分な耐侵食性を有していることがわかった。
  - ・越流水深  $0.32 m < h < 0.58 m$ (Free fall flow)では、下流法肩で大きな剥離が生じ、厚い水脈の落流





**Fig. 250** 実用的な設計条件( $\Delta h = 0.38$  m)での越流水深  $h_0$  の経時変化  
History of overflow depth  $h_0$  in the practical design ( $\Delta h = 0.38$  m)



**Fig. 251** 限界状態を想定した設計条件( $\Delta h = 0.20$  m)での越流水深  $h_0$  の経時変化  
History of overflow depth  $h_0$  at  $\Delta h = 0.20$  m in the critical design

によって土嚢材が破断した。そのため、進行的に堤体内部に侵食が発達し、深刻な損傷が発生した。ただし、無対策の斜面に比べると侵食の発達速度は遅く、突発的な越水に抵抗できることがわかった。また、堤体下流斜面の洗堀により急峻な侵食崖が形成された状態でも堤体内に残存した引張り補強材(ジオテキスタイル)によって補強されているため、堤体の構造的安定性が維持され、決壊を回避することができた。

- ③ 2004年台風23号により越流破堤したため池をモデルケースとして洪水事例解析を実施し、緊急洪水吐による排水対策の有効性を検証した。その結果、設計上必要な緊急洪水吐の幅  $B_1$  は、実用的な設計条件で  $B_1 = 7.5$  m、限界状態を想定した設計条件では  $B_1 = 4.0$  m となり、現実的な施工範囲に収まることが明らかとなった。

以上のことから、提案する改修技術は地震だけではなく洪水時の排水対策として有効であることが明らかとなった。また、通常の土のみの堤体に比べると、侵食の発達速度が遅いため、応急的な水防活動や下流住民の避難時間を確保することができ、決壊による下流地域の二次災害の質的軽減(減災技術)に役立てられる可能性があることがわかった。

#### 4 構造設計法および施工法

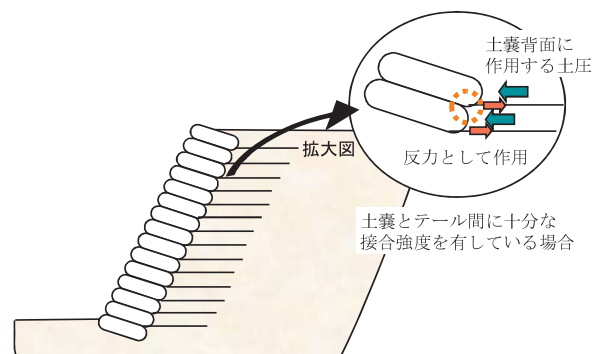
##### a. 土嚢積層システムの構造設計(Multi-Wedge 法)

##### (1) 壁面工の役割

本研究で提案した土嚢積層システムは Fig. 252 に示すように土嚢とテールを組み合わせることにより、土嚢背

面の作用土圧に対して補強材(テール)が引張り抵抗するため、背面土の拘束力を高めることができる。この効果を有効に発揮させるためには、壁体(土嚢積層体)とテール(補強材)間に十分な接続強度を確保しておくことが、本質的に重要な要素となっている(Huang, 2000, Huang and Wu, 2006&2007)。実際に、鉄道盛土で採用されている RRR 工法(Tatsuoka, 1993)は、一体化した剛な壁体にジオシンセティックスを完全に結合させることにより、高剛性・高強度な擁壁を構築することができる。しかしながら、実務上の設計、たとえば、円弧すべり法(Janbu, 1973)や補強土の設計法(e.g. ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル, 2000, Ismeik and Guler, 1998, Ling and Leshchinsky, 1998)では、上記の壁面工の役割を考慮することができない。

本研究で提案する土嚢積層システムでは、次のような



**Fig. 252** 土嚢とテールの接続効果による土嚢積層背面での拘束圧の増加  
Increased confining pressure behind soil bag slope due to connection between the soil bags and tails

補強効果が得られており、合理的な設計を構築するためには、これらの補強効果を積極的に取り入れておく必要がある。

- ① 傾斜積層による滑動抵抗力の向上効果
  - ② 土嚢積層体とテールの一体化による引張り拘束効果
- そこで、本節では Multi-wedge 法(すべり面を多角形形状に分割する方法)を拡張し、①の土嚢の積層構造の違いによる強度異方性と、②の一体化による引張り補強効果を統一的に評価できる新しい構造安定解析手法を提案した(Huang et al. 2008)。

(2) Multi-Wedge 法

Multi-Wedge 法は Fig. 253 のように領域を分割し、それぞれ Fig. 254 および Fig. 255 のように Facing および Wedge の領域での極限力の釣合いから、領域間の力のバランスに基づいて安全率を算出する方法である。以下に

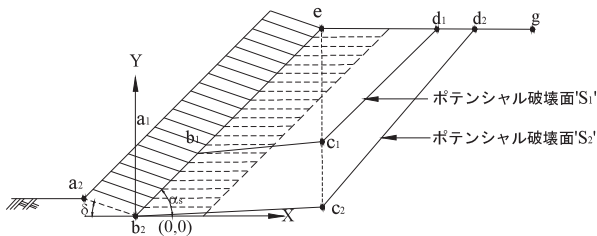


Fig. 253 Multi-wedge 法における試行くさび面の模式図 (Huang et al. 2008 より引用)  
Schematic of the trial-and-error failure surfaces by the Multi-wedge method

それぞれの領域での極限力の釣合い式を示す。

(i) Facing (土嚢積層体)の極限力の釣合い

Fig. 254 から土嚢積層体に作用する水平方向の力の釣合いを考えると、次式が得られる。

$$R_w \cdot \sin \eta - P_F \cdot \cos \mu + C_w \cdot \cos \delta - C_{FW} \cdot \cos \alpha_s + (T_w - k_h \cdot W_w - q_{hfc}) = 0 \quad (109)$$

同様に、鉛直方向の力の釣合いを考えると、次式が得られる。

$$[W_w \cdot (1 - k_v) + q_{vfc}] - R_w \cdot \cos \eta + P_F \cdot \sin \mu + C_w \cdot \sin \delta + C_{FW} \cdot \sin \delta = 0 \quad (110)$$

さらに、(109)および(110)式から未知数  $R_w$  を消去すると、

$$P_F = \frac{\{[q_{vfc} + W_w \cdot (1 - k_v)] \cdot \sin \eta + (T_w - k_h \cdot W_w - q_{hfc}) \cdot \cos \eta + C_w \cdot \cos(\delta - \eta) + C_{FW}(\sin \alpha_b \cdot \sin \eta - \cos \alpha_s \cdot \cos \eta)\}}{\cos(\mu + \eta)} \quad (111)$$

が得られる。なお、 $\eta$  および  $\mu$  はそれぞれ次のようである。

$$\eta = \phi_{sb} + \delta \quad (112)$$

$$\mu = \alpha_s + \phi_{FW} - 90^\circ \quad (113)$$

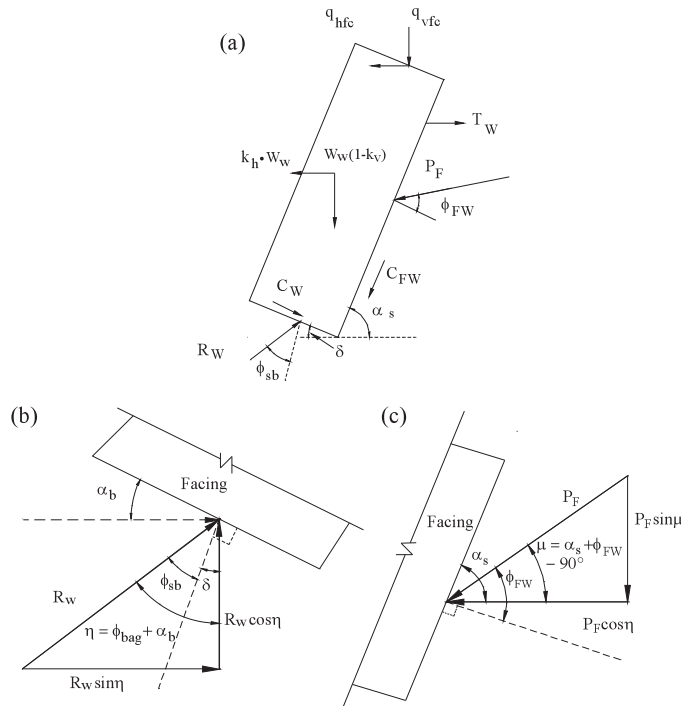


Fig. 254 土嚢積層体(Facing)における極限力の釣合い状態: (a)Facing に作用する力; (b)土嚢底面に作用する力; および (c)土嚢積層体背面に作用する力 (Huang et al. 2008 より引用)

Limit equilibrium at the facing: (a) forces acting on the facing; (b) forces acting on the bottom of the soil bag slope and (c) forces acting behind the soil bag slope

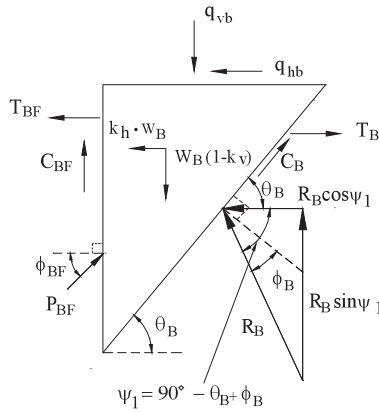


Fig. 255 Wedge Bにおける極限力の釣合い状態 (Huang et al. 2008 より引用) Limit equilibrium at Wedge B

ここで、

- $W_w$ : 土嚢積層体の自重 (kN/m)
- $\delta$ : 土嚢の傾斜角 ( $^\circ$ )
- $\alpha_s$ : 斜面勾配 ( $^\circ$ )
- $\phi_{FW}$ : 土嚢積層背面と堤体土の間におけるインターフェース上の摩擦角 ( $^\circ$ )
- $C_{FW}$ : 土嚢積層背面と堤体土の間におけるインターフェース上の粘着力 (kN/m)
- $\phi_{sb}$ : 土嚢材間の摩擦角 ( $^\circ$ )
- $C_w$ : 土嚢底面に作用する粘着力 (kN/m)
- $P_F$ : 土嚢積層背面に作用するスラスト力 (kN/m)
- $R_w$ : 土嚢底面に作用する反力 (kN/m)
- $T_w$ : 土嚢積層背面と堤体土間のインターフェース上に作用する水平方向の総引張り力 (総接合力) (kN/m)
- $k_h, k_v$ : 水平および鉛直震度
- $q_{hb}, q_{vb}$ : 土嚢積層体の上面に作用する水平および鉛直荷重 (kN/m)

(ii) Wedge B における極限力の釣合い

Fig. 255 から Wedge B に作用する水平方向の力の釣合いを考えると、次式が得られる。

$$P_{BF} \cdot \cos\phi_{BF} - R_B \cdot \cos\psi_1 + (T_B - T_{BF} - k_h \cdot W_B - q_{hb}) + C_B \cdot \cos\theta_B = 0 \quad (114)$$

同様に、鉛直方向の力の釣合いを考えると、次式が得られる。

$$W_B + q_{vb} - P_{BF} \cdot \sin\phi_{BF} - R_B \cdot \sin\psi_1 - C_{BF} - C_B \cdot \sin\theta_B = 0 \quad (115)$$

さらに、(114) および (115) 式から未知数  $R_B$  を消去すると、

$$P_{BF} = \frac{\{[W_B \cdot (1 - k_v) + q_{vb}] \cdot \cos\psi_1 - (T_B - T_{BF} - k_h \cdot W_B - q_{hb}) \cdot \sin\psi_1 - C_B \cdot \sin(\theta_B + \psi_1) - C_{BF} \cdot \cos\psi_1\}}{\sin(\psi_1 + \phi_{BF})} \quad (116)$$

が得られる。なお、 $\psi_1$  は次のようである。

$$\psi_1 = -90^\circ + \theta_B + \phi_s \quad (117)$$

ここで、

- $W_B$ : Wedge B の自重 (kN/m)
- $\phi_B$ : 堤体土の内部摩擦角 ( $^\circ$ )
- $C_B$ : Wedge B のポテンシャルすべり面上の粘着力 (kN/m)
- $P_{BF}$ : Wedge B と F 間のスラスト力 (kN/m)
- $T_B$ : Wedge B の底面の補強材に作用する総引張り力 (kN/m)
- $T_{BF}$ : Wedge B と F 間のインターフェース上に作用する総引張り力 (kN/m)
- $\theta_B$ : Wedge B ポテンシャルすべり角度 ( $^\circ$ )
- $q_{hb}, q_{vb}$ : Wedge B の上面に作用する水平および鉛直荷重 (kN/m)
- $\phi_{BF}$ : Wedge B と F 間のインターフェース上の摩擦角 ( $^\circ$ )
- $R_B$ : Wedge B の底面に作用する反力 (kN/m)

(iii) Wedge F における極限力の釣合い

Fig. 256 から土嚢積層体に作用する水平方向の力の釣合いを考えると、次式が得られる。

$$P_{EX} + P_F \cdot \cos(-\mu) + T_{BF} + T_F - (T_w + k_h \cdot W_F + q_{hf}) - R_F \cdot \cos\psi_2 - P_{BF} \cdot \cos\phi_{BF} + C_{FW} \cdot \cos\alpha_s + C_F \cdot \cos\theta_f = 0 \quad (118)$$

同様に、鉛直方向の力の釣合いを考えると、次式が得られる。

$$W_F \cdot (1 - k_v) + q_{vf} + P_F \cdot \sin(-\mu) - R_F \cdot \sin\psi_2 + P_{BF} \cdot \sin\phi_{BF} - C_{FW} \cdot \sin\alpha_s - C_F \cdot \sin\theta_f + C_{BF} = 0 \quad (119)$$

さらに、(118) および (119) 式から未知数  $R_F$  を消去すると、

$$P_{EX} = \frac{\{[W_F \cdot (1 - k_v) + q_{vf}] \cdot \cos\psi_2 - P_F \cdot \sin(\mu + \psi_2) + P_{BF} \cdot \sin(\phi_{BF} + \psi_2) + (T_w + k_h \cdot W_F + q_{hf} - T_{BF} - T_F) \cdot \sin\psi_2 - C_{FW} \cdot \sin(\alpha_s + \psi_2) - C_F \cdot \sin(\theta_f + \psi_2) + C_{BF} \cdot \cos\psi_2\}}{\sin\psi_2} \quad (120)$$

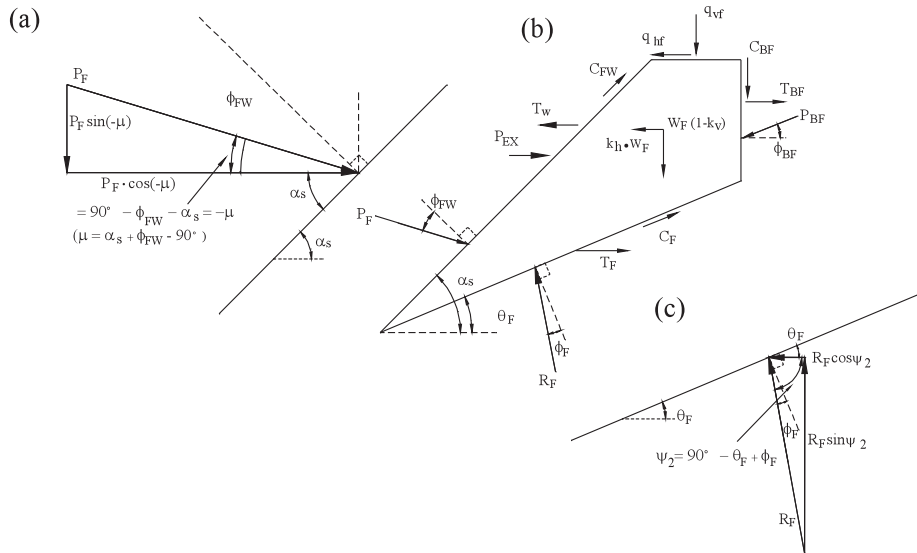
が得られる。なお、 $\psi_2$  は次のようである。

$$\psi_2 = 90^\circ - \theta_F + \phi_F$$

ここで、

- $W_F$ : Wedge F の自重 (kN/m)
- $\phi_F$ : 堤体土の内部摩擦角 ( $^\circ$ )
- $C_F$ : Wedge F のポテンシャルすべり面上の粘着力 (kN/m)
- $P_F$ : 土嚢積層斜面により引き出された拘束力 (kN/m)
- $P_{EX}$ : 仮定の水平方向のスラスト力 (kN/m)
- $T_F$ : Wedge F の底面の補強材に作用する総引張り力 (kN/m)
- $T_w$ : Wedge B と F 間のインターフェース上に作用する総引張り力 (kN/m)
- $\theta_f$ : Wedge F のポテンシャルすべり角度 ( $^\circ$ )





**Fig. 256** Wedge Fにおける極限力の釣合い状態；(a)Facing とのインタフェース上に作用する力；(b)Wedge F に作用する力；(c)Wedge F の底面に作用する力 (Huang et al. 2008 より引用)

Limit equilibrium at Wedge F: (a) forces acting on the interface of the facing; (b) forces acting on Wedge F; (c) forces acting on the bottom of Wedge F

$q_{h_f}, q_{v_f}$ : Wedge F の上面に作用する水平および鉛直荷重 (kN/m)

次に、安全率の算出方法を以下に示す。

- ① 土嚢積層間に最大動員摩擦角  $\phi_{sbmax}$  が発揮されると仮定して、式(111)により土嚢積層体が主働土圧に抵抗し得る  $P_F$  を算出する。
- ② 仮想的な水平方向の残差力  $P_{EX}$  が無視できるほど小さい値(本解析では  $P_{EX} < 0.01N/m$  とした)となる  $P_{BF}$ (式(117))および  $P_{EX}$ (式(120))を繰り返し計算によって求める。
- ③ その値を用いて安全率  $F_s$  を求める。
- ④ 上記の計算を試行すべり面ごとに行い、そのうち、

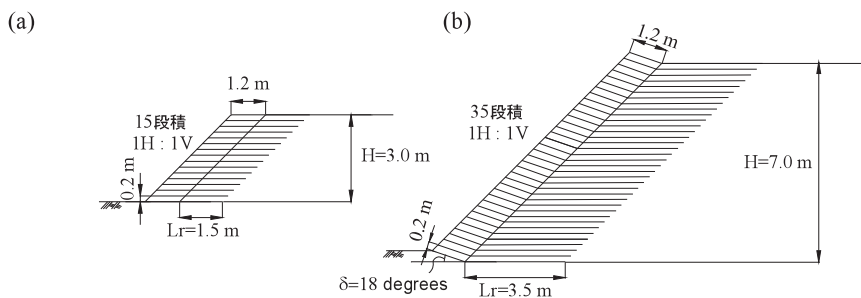
最小となる安全率  $F_s$  を算出する。

**(3) 計算例**

全国のため池の規模を堤高別に区分した **Table 30** によると(老朽ため池整備便覧, 1982), 堤高 10m 以下のため池が全体の 8 割を占めている。そのため、本研究では代表的なため池堤体として堤高 10m 以下の堤体を解析対象とし、傾斜積み工法およびテールによる引張り補強対策が補強ため池堤体の地震時の安全率  $F_s$  に寄与する影響を解析的に調べた。**Fig. 257** に標準的なため池の規模として堤高  $H=3.0m$ , および  $H=7.0m$  である補強堤体断面図を示す。**Table 31**, **Table 32** にそれぞれ解析ケースおよび入力パラメタを示す。

**Table 30** 日本におけるため池の堤高別の分類(老朽ため池整備便覧, 1982 より引用)  
Classifications according to height of small earth dams in Japan

堤高別	規模	~ 5m	5 ~ 10m	10 ~ 15m	15m ~	不明	合計
	構成率		32%	48%	13%	5%	2%



**Fig. 257** 代表的な解析モデル：例えば (a) 堤高 3.0m 条件で水平積み+テール (Case H+T-S) の断面；(b) 堤高 7.0m 条件で傾斜積み+テール (Case I+T-L) の断面

Typical models for limit analysis: for examples (a) 3.0 m height slope that consisted of horizontal stacked soil bags with extended tails; (b) 7.0 m height slope that consisted of inclined stacked soil bags with extended tails

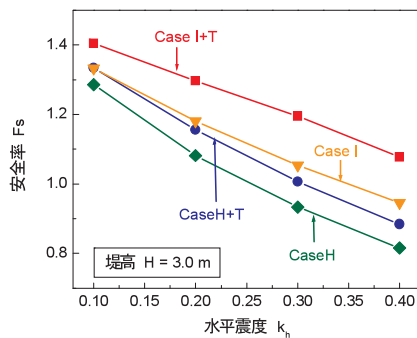
**Table 31** 代表的な堤高別の解析ケース  
Typical model conditions classified by height of small earth dams

	堤高 H	傾斜角 $\delta$	テール長 $L_r$
Case H-S	3.0m	0°	無し
Case H-L	7.0m	〃	〃
Case I-S	3.0m	18°	〃
Case I-S	7.0m	〃	〃
Case H+T-S	3.0m	0°	1.5m (= 1/2H)
Case H+T-L	7.0m	〃	3.5m (= 1/2H)
Case I+T-S	3.0m	18°	1.5m (= 1/2H)
Case I+T-S	7.0m	〃	3.5m (= 1/2H)

解析結果から得られた堤高 H=3.0m および H=7.0m 条件での水平震度に対する堤体斜面の安全率の変化を Fig. 258 に示す。Fig. 258(a) の堤高 H=3.0m の場合では、滑動抵抗力の低い水平積層した Case H がもっとも安全率が低くなった。また、水平積みにテールを付帯した Case H+T では、Case H に比べて安全率が改善されるものの、傾斜積層した Case I の方が Case H+T よりも高い安全率が得られた。一方、傾斜積みにテールを付帯した Case I+T では、傾斜積みとテールによる補強効果が相乗的に発揮されるため、安全率ももっとも大きくなった。これに対して、Fig. 258(b) の堤高 H=7.0m の場合では、Case H に対する安全率の増加は Case I よりも Case H+T の方が大きくなった。これは、ため池の堤高が大きくなるにつれて、堤体全体の安全性に寄与する割合が傾斜積みの効果よりもテールによる引張り補強効果の方が相対的に大きくなるためである。また、 $k_h=0.3$  を想定した場合には、Case I+T のみしか安全率  $F_s=1.0$  を上回らなくなった。このように、堤体の規模が大きくなると、傾斜積みだけでは背面土圧に十分に抵抗することができず、テールの併用が設計上必要になる。

**b. テールとウィングが連結した土嚢袋の特徴と製作方法**

本研究で開発したテールとウィングが連結した土嚢は、Fig. 259 に示すように一枚のジオテキスタイル(織布)



(a) 堤高H=3.0 m条件における解析結果

**Table 32** Multi-Wedge 法に用いた入力パラメータ  
Parameters used in Multi-wedge method

堤体土, 土嚢材およびテール間の摩擦角と粘着力	
内部摩擦角 $\phi_s$	38°
粘着力 c	0.0 kN/m <sup>2</sup>
土嚢材間の摩擦角 $\phi_{sb}$ *	23°
土嚢材間の粘着力	0.0 kN/m <sup>2</sup>
テールと堤体土の摩擦角	32°
土嚢材と堤体土の粘着力	0.0 kN/m <sup>2</sup>
Facing と Wedge F 間の摩擦角 $\phi_{FW}$	27°
Wedge B と Wedge F 間の摩擦角 $\phi_{BF}$	20°
土嚢積層体(Facing)	
土嚢の傾斜角 $\delta$	0° & 18°
土嚢の奥行き長 $L_{sb}$	1.2m
土嚢の高さ h	0.20m
テール	
テール長 $L_r$ (H は堤高)	1/2H
テールに動員される最大引張り力 $T_m$	3.0 kN/m
単位体積重量	
堤体土の単位体積重量 $\rho_t$	14.0 kN/m <sup>3</sup>
土嚢の単位体積重量 $\rho_t$	17.0 kN/m <sup>3</sup>

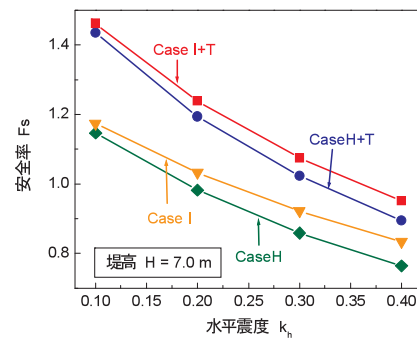
(\*SBST の試験結果に基づく)

で構成されている。ジオテキスタイルを二つ折りにして、A-A' および B-B' の部分のみを縫い合わせるだけで、簡易に製作することができる。通常の土嚢と異なり、中詰め材の投入口は堤体内側に向けて設置するため、袋とじする必要がない。また、テールおよびウィングと土嚢本体は元々一枚の織布であり、十分な接続強度が確保されている。そのため、十分な引張り補強効果を発揮させることができる。ただし、堤体表面の土嚢材は長期的に紫外線劣化が避けられないので、覆土や植生など表層を保護しておく必要がある。

**c. 土嚢積層システムの施工方法**

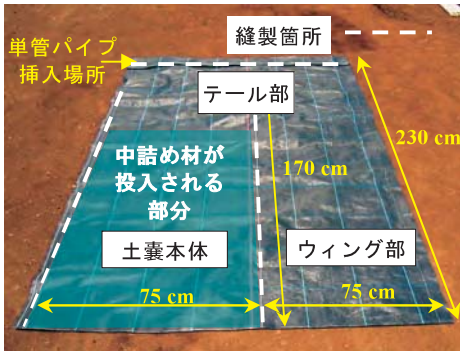
**(1) 中詰め材の投入方法**

中詰め材を土嚢袋に投入する作業は施工手間がかかるので、土嚢を用いた工法を普及する上で、中詰め材の投



(b) 堤高H=7.0 m条件における解析結果

**Fig. 258** 解析結果から得られた各ケースの水平震度に対する安全率の変化  
Relationship between horizontal seismic coefficient and safety factor obtained from analytical results



(図中の寸法は参考値である)

Fig. 259 土嚢袋の形状  
Features of geosynthetic soil bags

入作業を効率化することが最大のポイントとなる。以下に2通りの中詰め材の投入方法について紹介する。

(i) 砂礫材を中詰め材とする場合

本工法専用バックホウに装着可能な中詰め材投入機を開発した(Fig. 260(a))。砂礫系の中詰め材をあらかじめシュート部に投入し、Fig. 260(b)のようにオーガーにより中詰め材を土嚢袋に送出する。この装置の最大のメリットは所定の設置位置で土嚢を作成できるため、土嚢の運搬・設置作業を省力化することができる。ただし、本装置が可動できるスペースを確保する必要があるため、工事用地に制限を受ける場合がある。

(ii) 粘着性の地盤材料を中詰め材とする場合

前出の中詰め材投入機は粘性分を含む土質材料の場



Fig. 260 中詰め材投入機を用いた土嚢の作成方法 : (a) 中詰め材投入装置をバックホウに取り付けた様子 ; (b) 再生砕石を土嚢袋に投入している状況

Procedure for making soil bags with a screw extruder: (a) backhoe with the screw extrusion device; (b) Infilling recycle concrete aggregates into the geosynthetic soil bags



Fig. 261 中詰め材充填用型枠を用いた土嚢の作成方法 : (a) バックホウを用いて関東ロームを土嚢袋に投入している状況 ; (b) 拡大図 ; (c) 運搬用吊り具を取り付けた土嚢 ; および (d) 土嚢の運搬状況

Procedure for making soil bags with skeleton frame for infilling: (a) Infilling loamy soil into soil bags with backhoe; (b) enlargement; (c) geosynthetic soil bag with hoisting attachment for transportation; and (d) transportation of geosynthetic soil bag



合、シュート部をすべり落ちないため、使用することができない。そのため、Fig. 261(a)&(b)のように土嚢を吊り下げる型枠を作成し、バックホウを用いて中詰め材を土嚢袋に投入する方法を採用した。この方法は、特殊な施工機械を必要としないというメリットがあるが、Fig. 261(c)&(d)のように所定位置まで土嚢を運搬する必要がある。

(2) 土嚢積層システムの施工手順

Fig. 262 に示す土嚢積層システムの施工手順について説明する。

- ① 土嚢を傾斜積層するため、所定の傾斜角度(Fig. 263,  $\delta=18^\circ$ )になるよう基盤面を形成する。
- ② 土嚢を堤体斜面に設置し、その背面に裏込め材を撒きだす(Fig. 264)。

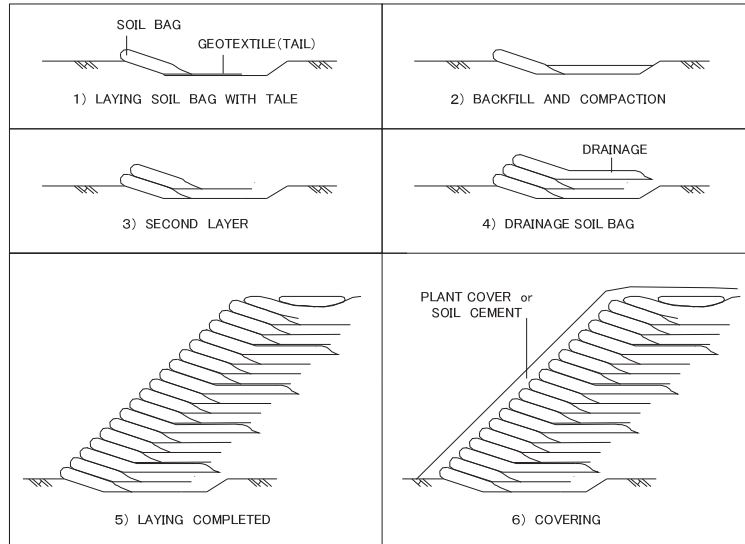
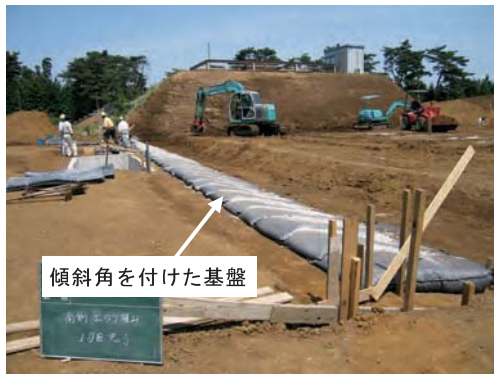


Fig. 262 土嚢積層システムの施工手順  
Construction procedure of soil bag system



傾斜角を付けた基盤

Fig. 263 土嚢の設置状況  
Installation of geosynthetic soil bags



Fig. 264 土嚢背面に裏込め材を巻き出した状況  
Backfilling behind soil bags stacked on the slope



1ton級振動ローラ

(a) 土嚢背面の締固め状況



バックホウに取り付けた角度調整が可能な油圧式コンパクター

(b) 土嚢の転圧状況

Fig. 265 転圧の状況  
Compaction of backfill materials and geosynthetic soil bags



Fig. 266 所定の段数まで土嚢を積み上げた状況  
Completion of stacking geosynthetic soil bags up to prescribed steps



Fig. 268 平田ため池の位置  
Location of Hirata Reservoir



Fig. 267 土嚢積層斜面の植生工による土嚢材の紫外線劣化対策  
Protection of slope surface by plant cover to prevent ultraviolet ray degradation



Fig. 269 2007年能登半島地震被災した平田ため池堤体のすべり崩壊状況(毛利ら, 2007より引用)  
Sliding failure of Hirata reservoir embankment with the 2007 Noto Peninsula earthquake

- ③ 裏込め材と土嚢を十分によく締める(Fig. 265(a)&(b))。
- ④ ②, ③を所定の土嚢段数になるまで繰り返す(Fig. 266)。
- ⑤ ソイルセメントや植生などで覆土し, 土嚢材を紫外線から保護する(Fig. 267)。

なお, 土嚢の傾斜角は, 急なほど, 高い滑動抵抗力が得られるが, 土嚢材間の摩擦角よりも大きくすると, 転圧や設置時に背面側にズレ落ちてしまう。また, 転圧面が傾斜しているので, 施工性が困難になる。そのため, 傾斜角  $\delta < 20^\circ$  以下とすることが現実的である。

#### d. 能登半島地震により被災したため池の強化復旧事例

2007年能登半島地震により被災した平田ため池(石川県羽咋郡富来町笹波内, 所在地: Fig. 268)は, Fig. 269のように堤体長で30m以上の広い範囲で上下流法面がすべり崩壊し, 決壊に至った。被災前の平田ため池は, 堤高:4.9m, 堤頂長:48m, 天端幅:3.5m, 貯水量:6,000m<sup>3</sup>,

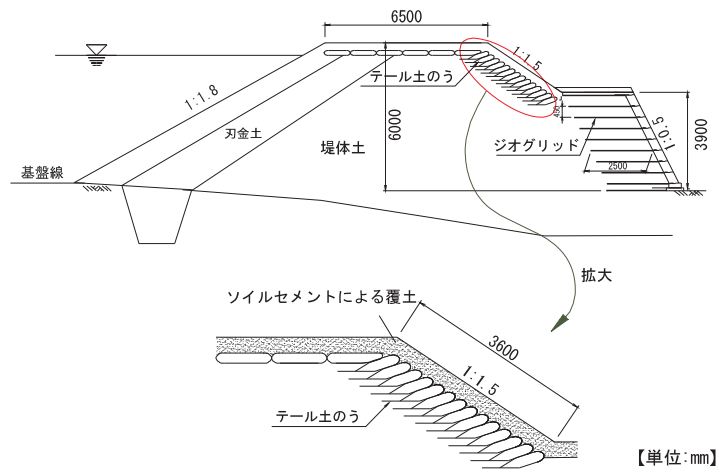
法面勾配: 上流 1.5H: 1V, 下流 1.3H: 1Vである。

災害復旧事業では, 本研究で紹介した改修技術が採用され, 強化復旧を図ることとなった(農研機構プレスリリース, 2008)。上述のように平田池は堤体強度が不足しているだけでなく, Fig. 270のように既存洪水吐の排水能力が不十分であったため, 堤体強化と排水対策を同時に行った。Fig. 271に堤体改修断面を示す。補強区間は堤軸方向に幅14.6mである。土嚢の総段数は15段であり, 1段には背面側に18°の傾斜した土嚢が約25個敷き並べられている。総計で約650袋の土嚢(1袋当たり重量200kgf, 中詰め材:再生碎石)を使用した。Fig. 272(a)に土嚢積層システム完成後の様子を示す。築堤後は土嚢材の紫外線劣化を防止するため, 層厚50cmのソイルセメントを土嚢斜面に覆土した(Fig. 272(b))。ため池堤体の構築に要した期間は2008年3月から4月まで約2ヶ月間であり, 1日に平均して3~4段の土嚢を積み上げることができた。





**Fig. 270** 排水能力が不十分な洪水吐の断面  
(毛利ら, 2007 より引用)  
Existing old spillway with inefficient drainage capacity



**Fig. 271** 土嚢積層システムを採用した平田ため池の改修断面図  
Cross section of rehabilitation work using soil bag system adopted for the Hirata Reservoir



(a) 土嚢積層システム構築後の状況



(b) ソイルセメントにより覆土処理した状況

**Fig. 272** 2007年能登半島地震により被災したため池の強化復旧例  
Reinforcement remedy work for the damaged small earth dam by the 2007 Noto Peninsula earthquake

## VII 結言

本研究は、全国に2万箇所存在する老朽化ため池など、早急な補強対策が必要な水利構造物を対象として、ジオシンセティックスおよび土嚢積層システムを用いた新しい改修技術の適用性について実験的、解析的に検討した

ものである。

これらの新しい人工材料を導入するに当たっては、設計の基礎となるジオシンセティックスと土質材料から構成される複合材料(補強土および土嚢)の強度変形特性に基づいた設計方法を見出す必要がある。このため、ジオグリッドにより引張り補強された土の直接せん断(DS)試験および土嚢積層体の力学試験を実施し、補強材と土



の相互作用による引張り補強メカニズムについて詳細な検討を行った。

これらの成果に基づき実用化技術として自然災害(地震・洪水)に強いため池堤体を開発した。提案したジオシンセティックスと土嚢を組み合わせた新しい堤体構造の有効性を実物大の振動実験および越流破堤実験により確認し、実務上の設計方法ならびに施工技術を構築した。さらに、被災したため池の強化復旧工法として現場適用を図った。

以下に各章で得られた結論を整理するとともに、全体的なまとめ、残された課題および今後の展望について示す。

Iでは、本研究の背景と目的ならびにジオシンセティックスを用いた水利構造物の補強対策の必要性を説明した。

IIでは、本研究で用いた土質材料およびジオシンセティックス材料について説明した。

III・IVでは、引張り補強された土の直接せん断試験を実施し、せん断過程における補強材と土のひずみの発達過程を実験的・解析的に把握し、設計の基本となる引張り補強効果による強度発現メカニズムを明らかにした。以下に得られた知見および結論を示す。

## 1 補強メカニズムの解明

### a. 補強土の DS 試験結果の取扱いおよび活用方法について

土の変形モードから区分される2つの引張り補強効果の働きの違いから補強土の直接せん断(DS)試験および平面ひずみ圧縮(PSC)試験で表れる引張り補強メカニズムの類似点と相違点を明らかにした。さらに、これらの試験と実際の補強土構造物で発揮される引張り補強メカニズムの対応関係を整理し、本研究で実施する補強土のDS試験の目的および位置づけを示した。

- ① 土の変形モードは一樣なひずみ場と不連続なひずみ場の2つが存在し、補強材はそれぞれの変形モードで本質的に異なる補強効果を発揮する。
- ② 一樣なひずみ場では土のポアソン効果に起因する引張りひずみの発達を補強材が拘束する効果、本研究で言う伸張効果が発揮される。一方、不連続なひずみ場では土塊間の不連続な変位を拘束する引留め効果が発揮される。
- ③ 実際の補強土構造物では伸張効果と引留め効果が混在して発揮される。ただし、その発生順序は共通して、土のひずみ軟化が生じる前(すべり破壊に近い状態になる前)に、伸張効果が優位に発揮される。これに対して、引留め効果はかなり局所的な変形が進んだ終局的な状態で発揮される。
- ④ 補強土のPSC試験では土の一樣なひずみに起因する伸張効果が卓越して生じるが、補強土のDS試験ではせん断領域でしか伸張効果が発揮されな

いため、これが強度発現の主因とはなりにくい。むしろ、せん断変位量が大きくなった段階で発揮される引留め効果が強度発現に大きな役割を占める。そのため、補強土のDS試験は、すべり破壊に近い終局的な状態での補強メカニズムを再現する試験法であると位置づけられる。

- ⑤ 一方、DS試験の境界条件においては、せん断中に補強材に作用する面圧が増加しにくいので、せん断変形が生じないアンカー領域に引張り力が再配分されやすい。そのため、現場条件やPSC試験に比べて、土のひずみ軟化を抑制する効果が低く、かつ、補強材定着長の影響を受けやすい。このことを十分に認識して試験結果を評価する必要がある。

### b. 従来試験法の課題と解決策

補強土のDS試験では、補強材とせん断面が交差する部分(せん断領域)で補強材に引張りひずみが発生し、それに応じた引張り力が補強材の上下端部に向かって再配分される。さらに、その引張り力が補強材の引抜き抵抗力(アンカー力)を上回ると、供試体上下境界の補強材端部がせん断領域に向かって引抜ける。しかしながら、既往の補強土のDS試験では、上記の①せん断領域で発生する補強材引張り力の発達と、②補強材端部への引張り力の再配分過程および③補強材端部での引抜け挙動が把握されていないため、補強材引張り力の発達過程および補強材定着条件の違いが強度発現に及ぼす影響が明確に理解されていなかった。本研究では、これらの課題を解決するため、補強材端部の拘束条件を制御できる大型直接せん断試験機を開発した。以下に、本試験機および試験法の特徴をまとめる。

- ① せん断箱の高さを大きくすることにより、従来に比べて長い補強材を敷設できる分だけ、せん断中により大きな補強材引張り力を発生させることができる。さらに、補強材端部の拘束条件を制御することにより、より長い定着条件を再現することができる。
- ② 上記に加えて、補強材に発生する引張りひずみと補強材端部の引抜け挙動を計測することにより、せん断領域に維持される補強材引張り力の大きさと補強材定着長の関係を把握することができる。
- ③ また、粒子特性(粒径・形状)が異なる土質材料を使用することにより、粒子特性によって定着条件の違いが強度発現に与える影響をよりよく理解することができる。

### c. 引張り補強効果による強度発現メカニズムの解明

DS試験の境界場で表れる補強材引張り力の発生メカニズムを理解するため、せん断領域内で発達する補強材引張り力と、アンカー領域での補強材引張り力の再配分プロセスを把握し、補強材定着条件の違いが強度発現に

及ぼす影響を明らかにした。また同時に、土質材料の粒子特性が補強効果に及ぼす影響を明らかにした。

- ① 土の変形に伴う補強材引張り力は、せん断領域での①土のダイランシーと、②水平せん断に伴う補強材の幾何学的な形状変化によって発生する。ただし、①と②による引張り補強効果は、同時併行的には発揮されない。供試体膨脹が発生するせん断変位量が小さい段階では、①が卓越して発揮されるが、局所的なせん断変形が進んだ段階では、①はほとんど発揮されず、それに替わって、②の効果が発揮される。
- ② さらに、せん断領域に維持される補強材引張り力の大きさは、アンカー領域に再配分される引張ひずみの累積値と補強材端部での引抜き量の合計値、すなわち、せん断領域への補強材の引込み量に影響を受ける。この値が大きいほど、せん断領域での補強材引張り力の低下が生じる。例えば、土中での補強材の引抜きに対する剛性が低い場合では、同一の引抜き抵抗力が得られるまでに、土中に再配分される引張ひずみの累積値が大きく、かつ、補強材端部での引抜きが生じやすいので、せん断領域への引込み量が増加する。そのため、せん断変位量が小さい段階では十分な引張り補強効果が得られない。
- ③ これを回避するには、補強材引張ひずみの発生源である供試体膨脹量を大きくするだけでなく、補強材に再配分される引張ひずみの発生量を抑制して、せん断領域内の補強材引張り力を解放しにくくすることが重要となる。これを実現するには、ダイランシーの発生量が大きく、より大きなせん断変位量まで高い強度を発揮できる土質材料を良く締固めることが有効であることがわかった。以下にその理由を記す。
  - ・ダイランシーの発生量が大きな土質材料ほど、供試体膨脹量が大きくなる分、せん断領域での補強材引張ひずみの発生量が大きくなる。
  - ・また同時に、補強材の引抜きに伴うダイランシーの発生量も大きくなるので、補強材に作用する面圧が増加し、より大きな引抜き抵抗力が発揮できる。これにより、補強材引張ひずみがアンカー領域に再配分されにくくなる。つまり、せん断領域での補強材引張り力の低下を防止できる。
  - ・さらに、ピークせん断強度発揮時のせん断変位量が大きくなった分だけ、引張り拘束による土の強度増加が効果的に発揮される。
- ④ 上記の理由により、小粒径材の豊浦砂では、補強材引抜き抵抗力が小さいため、補強材引張り力が補強材端部に伝達されやすい。その結果、強度発現が補強材端部の拘束条件に強く依存する。一方、大粒径材の礫材では、引抜き抵抗力が大きいため、

引張り力が伝達されにくい。その結果、補強材定着長の影響を受けにくくなる。また、ピーク強度発揮時のせん断変位量が大きくなるため、土の拘束効果による強度増加が大きく高い引張り補強効果が発揮できる。

- ⑤ ただし、小粒径の豊浦砂でもせん断領域より外側にアンカープレートを補強材に取り付けると、せん断領域への補強材の引込みの問題が人工的に解消されるため、せん断領域内に高い補強材引張り力を維持することができ、高い引張り補強効果が発揮できる。

#### d. 補強材種類などその他の諸要因の影響

- ① 形状・引張剛性が異なる9種類の補強材を用いた豊浦砂のDS試験結果によると、土のひずみ軟化が生じる以前の小さなせん断変位量では、補強材に作用する引張ひずみレベルが小さいため、引張剛性が高い補強材の供試体ほど大きな補強材引張り力が動員されるので高い補強効果が得られる。一方、土のひずみ軟化以降での比較的大きなせん断変位量では、せん断領域に維持される補強材引張り力の大きさは引張剛性ではなく、土中での引抜き抵抗力の大きさに依存するため、引張剛性が低い補強材の供試体でも強度回復する。このことから、せん断変位量が小さい段階から大きな段階まで継続的に引張り補強効果を引き出すためには、補強材の引張剛性のみならず、土質材料との組み合わせによって決まる引抜き剛性を高めることが重要であることがわかった。
- ② 拘束レベルが異なる豊浦砂による補強供試体のDS試験結果によると、拘束圧増加による土質材料の強度増加と同じ割合で補強材引張り力が発達しないため、拘束レベルが増加すると、相対的に補強効果が全体の強度発現に占める割合が低下することがわかった。
- ③ 供試体の初期密度が異なる豊浦砂による補強供試体のDS試験結果によると、緩詰め砂の補強供試体では供試体膨脹に起因する伸張効果は発揮されないが、せん断変位量が大きくなると、引留め効果が発揮されるため、緩詰め砂の補強供試体でもせん断強度が増加することがわかった。

#### e. 補強材と土の釣合い条件

一様なひずみ場で発揮される伸張効果は土の摩擦力と補強材引張り力は互いに釣合うが、不連続なひずみ場で発揮される引留め効果は、土の摩擦力だけでなく、土塊の支持力との釣合いが生じる。本研究では、補強材引張り力による土塊の支持力分担メカニズムを力学モデルにより表現し、新しいせん断強度の推定式を提案した。さらに、DS試験から得られた実験結果をシミュレートし、推定式の妥当性を検証した。以下に主要な結論を示す。

- ① 現行設計法の考えに基づいた推定値は、補強材引

張り力と土の摩擦力の釣合いを仮定しているため、供試体膨脹による伸張効果が卓越して生じるせん断変位量が小さい段階では、実験値とよく一致するが、せん断変位量が大きくなると土塊の支持力との釣合いが発生するため、実験値を過大評価することがわかった。一方、提案式は、土塊の支持力との力の釣合いを考慮することにより、せん断変形量が小さい段階から大きな段階まで適切に実験値を推定することができた。

- ② 提案した力学モデルによると、補強材の引込み量が大きくて補強材の幾何学的な形状変化が狭い領域で発達するほど、鉛直上向きの支持力が発生するため、補強材引張り力の一部がせん断抵抗として働かず、引張り補強効果が効率的に発揮されないことがわかった。これを回避するためには、土中での引抜け剛性が高い補強材と土質材料を組み合わせることが重要であることがわかった。

IVでは、砂のひずみ軟化を考慮できる弾塑性有限要素法により供試体内の応力・ひずみ状態を再現し、補強材と土の相互作用による引張り補強メカニズムについて検討を行った。以下に得られた知見を示す。

- ① 無補強供試体のDS試験では、受働的な側壁が強制的に供試体内部に押し込まれることによって供試体内部の主応力方向がせん断とともに回転することが再現できた。さらに、供試体内部に受働的な領域と主働的な領域が形成され、受働的な領域間に応力の伝達経路が形成されることが把握できた。これらの解析結果は、本実験で得られた供試体内部の土圧分布と整合した。また、Dyner(1986)の実験事実とも一致した。
- ② 無補強供試体では、せん断中央面付近にせん断ひずみが集中するが、補強供試体では局所的なせん断変形の発達が補強材によって拘束されるため、せん断領域が紡錘状に拡大した。この結果は、本実験で得られた供試体内部の観察結果、Jewell&Wroth(1987)およびPalmeria&Milligan(1989)の実験結果と定性的に一致した。
- ③ 補強供試体では供試体膨脹および水平せん断によってせん断中央面上に補強材を引込む力が働き、せん断中央面に向かって土の摩擦力が作用する過程を再現することができた。その結果、せん断中央面上に高い応力領域が形成されることが明らかとなった。

## 2 土嚢積層システムの力学特性の解明

Vでは、土嚢積層体の圧縮および水平せん断試験を実施し、圧縮時の強度発現メカニズムおよび水平せん断時の滑動抵抗メカニズムを明らかにした。さらに、実験結果および理論に基づいて強度・剛性に優れた土嚢積層システムを考案した。以下に土嚢積層システムの設計上の

課題と本研究で得られた解決策を示す。

### a. 設計上の課題点

土嚢は、土嚢材引張り力を発生する方向に载荷を受ける場合、土嚢材が破断しない限り、土嚢内部に作用する拘束圧が高まるため、極めて高い支持力を発揮する。いわゆる、自己拘束メカニズムが発揮される。その一方、強度発現には、必然的に圧縮変形が不可欠であるため、設計上必要な強度が得られるまでに、過大な圧縮変形量が生じる可能性がある。

また、土嚢材間の積層面に平行な方向にせん断を受ける場合、土嚢材は土嚢のせん断変形に対して引張り力が働きにくく、自己拘束メカニズムが発揮されにくい。さらに、圧縮強度に比べて遙かに小さなせん断力で土嚢材間の滑動が生じやすい。この構造的な欠点は背面土圧や地震力に対する設計を行う上で最もクリティカルな課題となる。

以上のことから、土嚢を土構造物に適用するためには、次のような設計上の課題を解決しておく必要がある。

- ① 土嚢は終局的な圧縮強度は高いが、圧縮変形量が極めて大きい。
- ② 圧縮強度に比べて水平方向の滑動抵抗力が遙かに小さい。

### b. 圧縮剛性の改善策

土嚢の圧縮変形メカニズムを解明するため、土嚢材引張り力による中詰め材の拘束効果をモデル化し、土嚢の圧縮変形量の予測式を導いた。さらに、一連の土嚢積層体の圧縮試験結果から得られた圧縮特性をシミュレートした。その結果、圧縮剛性を改善するには、同一の圧縮変形量に対して高い拘束効果を発揮させることが重要であることがわかった。これを実現するためには、中詰め材の投入量(7~8割程度)を調整し、十分な転圧を実施して、土嚢側面がよく張出した扁平状にすること。また、中詰め材は強度が高く、よく締固まるダイレタンシーの発生量が大きい大粒径材を使用すること。さらに、土嚢材はできるだけ高い引張剛性を持つ材料を選定することが有効であることがわかった。

### c. 滑動抵抗力の改善策

土嚢積層体の構造的強度異方性に注目して、通常のように水平に土嚢を積む方法ではなく、石垣のように背面側に土嚢を傾斜して積む方法を考案した。実験では異なる鉛直拘束圧条件( $\sigma_v = 30 \text{ kPa}$ ,  $150 \text{ kPa}$  そして  $300 \text{ kPa}$ )での水平積み( $\delta=0^\circ$ )および傾斜積み( $\delta=18^\circ$ )した3段の大型土嚢の水平せん断試験を実施し、水平方向の滑動抵抗力の向上効果を検証した。土質材料には粒度分布が悪く、きれいな砂(豊浦砂)と粒度分布が良い再生砕石を用いた。その結果、水平に土嚢を積層した場合に比べて、背面側に土嚢を傾斜積層すると、積層面に作用する垂直力が増加するため、滑動抵抗力が約2倍に増加することがわかった。また、再生砕石を用いた土嚢では水平もしくは傾斜積層した条件にかかわらず、いずれの鉛直拘束圧



でも土嚢積層体の破壊は土嚢材間の積層面に沿った滑動が支配的となった。一方、水平積層した豊浦砂を用いた土嚢では、いずれも滑動破壊が生じるが、高拘束圧条件で傾斜積層した場合では、土嚢材間の滑動モードが生じるよりも前に、中詰め材のせん断破壊が引き起こされるため、傾斜積みによる滑動抵抗力の向上効果が低下することがわかった。これらの結果から、通常のように土嚢を水平に積層するのではなく、土嚢を適切な角度で傾斜積層すると、せん断強度を簡易かつ効果的に高められることが明らかとなった。また、効率的に土嚢の傾斜積みによる効果を引き出すためには、積層面の摩擦角、中詰め材の強度、そして中詰め材の拘束圧を高めることが重要であり、粒度分布の良く、粒子径が大きな中詰め材を使用し、十分に転圧することが有効であることがわかった。

上記の実験および理論から強度・剛性に優れた土嚢積層システムを開発することができた。主要なポイントを以下にまとめる。

- ① 中詰め材の投入量を調整して、十分に転圧した扁平状の土嚢を用いる。
- ② できるだけ引張剛性の高い土嚢材を用いる。
- ③ 拘束レベルが高い領域には、強度が高くダイレタンシーの発生量が大きな中詰め材を使用する。
- ④ 上記の土嚢を背面側に傾斜積層する。

### 3 自然災害(地震・洪水)に強いため池堤体の開発

Ⅵでは、自然災害(地震・洪水)に強いため池堤体を開発するため、Ⅲ～Ⅴで得られた知見から導かれたジオシンセティックスと土嚢を組み合わせた新しい改修技術を考案した。そして、その適用性を検証するため、実物大の振動実験および越流破堤実験を実施し、現場レベルでの耐震対策および洪水による排水対策の有効性を明らかにした。さらに、実用化に結びつけるため、土嚢積層システムの構造設計手法ならびに施工技術を開発した。

#### a. 土嚢積層システムの耐震性

土嚢積層システムによる耐震性の向上効果を検証するため、通常のように土嚢を水平積層した Case H、水平方向の滑動抵抗力を高めるため、堤体内側に傾斜積層した Case I、さらに、テールを連結した土嚢を傾斜積層した Case I+T の3つの堤体モデルについて実物大の振動実験を実施した。以下に本実験により得られた結果を示す。

- ① 土嚢を水平積層した Case H では、最大入力加速度 500gal の加震で土嚢材間の滑動が生じた。さらに、最大入力加速度 700gal の加震時では土嚢材間に顕著な滑動破壊が生じ、完全に崩壊した。一方、土嚢を傾斜積層した Case I では、極めて大きな地震力(最大加速度 1,000gal の加震)でも、土嚢間に顕著な滑動が生じず、より大きな背面土圧に抵抗できた。

- ② 上記の土嚢積層構造の違いによる耐震性の相違は、主動方向に加震されるときに積層面上に発達する応力状態で説明することができる。Case I は積層面が背面側に傾斜しているため、水平積層した Case H よりも、より大きな垂直応力が作用するため、積層面上に発達する垂直応力とせん断応力の比、つまり、せん断応力比が大きくなりやすい。その結果、Case I では極めて大きな加震力が作用しても、土嚢材間の滑動破壊は生じない。ただし、傾斜積層した土嚢は、水平積層した土嚢に比べて高い圧縮力およびせん断力が土嚢に作用するので、土嚢自体の過度なせん断変形が生じないよう高い強度・剛性を確保しておく必要がある。

- ③ 一方、堤体の規模が大きくなるにつれて、相対的に土嚢積層体が抵抗できる背面土圧が小さくなるので、十分な安定性を確保できなくなる。また、土嚢積層体の底面には応力が集中するため、良好な支持地盤を確保しておく必要があることがわかった。これらの問題に対応するには、傾斜積み土嚢にテールを組み合わせることが有効である。以下にその理由を示す。

- ・土嚢積層体とテールにより引張り補強した領域が一体的な擁壁として機能するため、より大きな背面土圧に抵抗できる。これにより堤体の大規模化に適応でき、設計上の問題をクリアできる。
- ・また、一体化した領域に背面土圧が分散されるため、支持地盤の負担を軽減できる。

- ④ 傾斜積層した Case I や Case I+T では、堤体に極めて大きな変状が生じていても、土嚢が背面側の変形に対して柔に土嚢が追従するため、土嚢と背面土の間に剥離が生じないことがわかった。そのため、貯水位を下回る沈下が天端に生じた段階でも、土嚢積層構造が維持できるため、堤体越流に対する耐侵食性が損なわれず、決壊を回避できる可能性が高いことがわかった。

以上のことから、傾斜積み工法にテールを組み合わせることにより、安定的な堤体構造を構築することができ、飛躍的に耐震性が向上することが明らかとなった。

#### b. 洪水による排水対策としての有効性—堤体越流に対する耐侵食性の評価—

洪水による排水対策を強化するため、堤体越流を許容できる堤体構造を越流破堤実験により見出し、洪水事例解析により現場レベルでの排水対策としての有効性を明らかにした。以下に本節で得られた結論を示す。

- ① 予備的検討として土嚢の形状・寸法ならびに積層構造が異なる小規模模型を用いた越流破堤実験を実施した。その結果、耐侵食性を向上させるには、掃流力や浸透力に対して土嚢の引抜け・滑動および堤体土と土嚢の滑動を防止することが重要であり、土嚢材間に十分なオーバーラップ長を確保す

ること、および、土嚢の傾斜積層やジオグリッドの併用が有効であることがわかった。

- ② 上記の構造的な補強ポイントに基づきテールとウィングを連結した扁平状の大型土嚢を傾斜積層した堤体モデルを考案し、実物大の越流破堤実験により実スケールでの耐侵食性能を評価した。

・越流水深  $h < 0.32\text{m}$  以下 (Skimming flow) では、堤体下流斜面の土嚢間の隙間から土嚢背面の堤体土の吸い出し、および、流水による掃流力や衝突力により土嚢材の摩耗やパンチング穴が形成される。また、人工的に土嚢材に損傷を与えた条件では、通水直後に一時的に中詰め材が洗い出されるが、密に配置された土嚢材とわずかに固結した中詰め材が組み合わさることにより、侵食の発達速度は極めて遅い。そのため、一時的な越流に対しては十分な耐侵食性を有していることがわかった。

・越流水深  $0.32\text{m} < h < 0.58\text{m}$  (Free fall flow) では、下流法肩で大きな剥離が生じ、厚い水脈の落下流によって土嚢材が破断する。そのため、進行的に堤体内部に侵食が発達し、深刻な損傷が発生した。ただし、無対策の斜面に比べると侵食の発達速度は遅く、突発的な越水に抵抗できることがわかった。また、堤体下流斜面の洗堀により急峻な侵食崖が形成された状態でも堤体内に残存した引張り補強材 (ジオテキスタイル) によって堤体補強されるため、堤体の構造的安定性が維持され、決壊を回避できる可能性が高いことがわかった。

- ③ 2004年台風23号により越流破堤したため池をモデルケースとして洪水事例解析を実施し、緊急洪水吐による排水対策の有効性を検証した。その結果、設計上必要な緊急洪水吐の幅  $B_1$  は、実用的な設計条件 (設計許容越流水深  $h < 0.32\text{m}$ ) で  $B_1 = 7.5\text{m}$ 、限界状態を想定した設計条件 (設計許容越流水深  $h < 0.50\text{m}$ 、設計許容越流継続時間  $t = 180\text{mins}$ ) では  $B_1 = 4.0\text{m}$  となり、現実的な施工範囲に収まることが明らかとなった。このことから、現場レベルの洪水対策として有効であることが明らかになった。

以上のことから、提案する改修技術は地震だけでなく洪水対策にも有効であることが明らかとなった。また、通常の土のみの堤体に比べて、侵食の発達速度が遅いため、応急的な水防活動や下流住民の避難時間を確保できるため、決壊による下流地域の2次災害の質的軽減 (減災技術) に役立てられる可能性があることがわかった。

### c. 構造設計手法の開発

本研究で提案する土嚢積層システムは土嚢積層体とテールによる一体的な壁面構造により次のような補強効果を有しており、これらの補強効果を積極的に設計に取り入れる必要がある。

- ① 傾斜積層による滑動抵抗力の向上効果

② 土嚢積層体とテールの接続による引張り拘束効果  
しかしながら、現行の設計法では上記の2つの補強効果を統一的に取り扱えないため、本研究では Multi-wedge 法 (すべり面を多角形状に分割する方法) を拡張し、①の土嚢積層体の構造的強度異方性と、②の壁体としての一体化効果を統一的に評価できる新しい安定解析手法を開発した。その結果、土嚢積層角の違いによる構造的安定性と、テールと土嚢積層体の接続効果を表現でき、構造設計に必要な土嚢やテールの配置などを決定することができた。具体的な設計例を挙げると、堤高が低い場合 ( $H=3.0\text{m}$ )、テールが付帯していなくても土嚢を傾斜積層することにより十分な耐震性を確保できるが、堤高が高くなると ( $H=7.0\text{m}$ )、所定の安全率を確保するには、テールを併用する必要があることなどが示された。

### d. 施工技術の開発

#### ① 特殊形状の土嚢袋

土嚢本来の強度特性と、ジオシンセティックスによる引張り補強効果の双方のメリットを活かしたテールとウィングが連結した特殊形状の大型土嚢を開発した。本土嚢袋は極めてシンプルな形状で、一枚の織布を縫い合わせて作製することができる。また縫合箇所を最小化することにより、作製に要する手間を省力化している。通常は必要となる土嚢の袋とじ部も、中詰め材の投入口を堤体内側に土中敷設するため、袋とじ部が不要となっている。

#### ② 中詰め材の投入方法

土嚢袋に中詰め材を投入する作業は手間がかかるので、土嚢工法を普及するには、中詰め材の投入作業を効率化することが最大のポイントとなる。本研究では以下の2通りの中詰め材の投入方法を採用した。

- ・砂礫材を中詰め材とする場合

本工法用に開発したバックホウに装着可能な中詰め材投入機を用いた。この装置の最大のメリットは土嚢の設置位置で中詰め材を投入できる点にある。そのため、土嚢の運搬・設置作業を省略することができる。

- ・粘着性の土質材料を中詰め材とする場合

粘性分を含む土質材料は前出の中詰め材投入機が使用できないため、土嚢袋を吊り下げる型枠を用いて、バックホウにより中詰め材を土嚢袋に投入する。この方法は、特殊な施工機械を必要としない点ではメリットがあるが、その反面、所定位置まで土嚢を運搬・設置する必要がある。

#### ③ 土嚢積層システムの施工方法

施工試験により、中詰め材に適切な土質材料と土嚢袋が入手できれば、特殊な施工技術や機械を要せずに比較的簡単に堤体を構築できることがわかった。また、土嚢の傾斜角  $\delta$  は、急なほど、水平力に対して高い滑動抵抗力が得られるが、土嚢材間の摩擦角  $\phi_{sb}$  よりも傾けると、

転圧や設置時に背面側にズレ落ちてしまい、施工が困難になる。そのため、現場では傾斜角は $\delta$ を $20^\circ$ 以下とすることが現実的であることがわかった。また、土嚢材は紫外線劣化するため、設計上の供用期間に対して耐候性が確保できない場合は、ソイルセメントや植生などで覆土する必要がある。

#### e. 災害復旧事業への適用

2007年能登半島地震により被災した平田ため池の災害復旧事業への適用例について紹介した。被災した平田池は堤体強度の不足だけでなく、洪水吐の排水能力が不足しているため、堤体強化と洪水による排水対策を同時に行った。

補強区間は堤軸方向に幅14.6mである。土嚢の総段数は15段であり、1段には背面側に $18^\circ$ の傾斜した土嚢を約25個敷き並べた。総計で約650袋の土嚢(一袋当たり重量200kgf, 中詰め材:再生砕石)を使用した。ため池堤体の構築に要した期間は2008年3月から4月まで約2ヶ月間であり、1日に平均して3~4段の土嚢を積み上げることができた。さらに、紫外線劣化防止のため、土嚢積層斜面をソイルセメントで覆土処理した。現地での災害復旧事業を通じて、特別な施工技術を要しないことが確認できた。

### 4 残された課題と今後の展望について

#### a. 補強土工法の合理的な設計法の確立に向けて

現行設計法では、土と補強材の相互作用が十分に表現されていないため、補強土構造物が限界状態に至るまでの破壊プロセスを正確に評価することができない。この課題を解決するには、設計の基本となる土と補強材の2種からなる複合材料の強度変形特性を把握することが必要不可欠である。このため、直接せん断(DS)試験や平面ひずみ圧縮(PSC)試験などの要素試験が実施されてきた。無補強供試体と異なり、補強材の存在によって非一様な応力・ひずみ状態が形成されるため、供試体のような変形を仮定した要素試験ではなくなってしまう。その結果、補強供試体の試験結果から得られた見かけ上の内部摩擦角や粘着力などの強度定数、特定の境界場で得られたインデックスに過ぎず、設計には直接反映できない。

これまでに多くの既往研究で実践されてきたように、本質的な理解を得るためには、土と補強材の相互作用を検証するための一つの手段であると捉えて、実験的なノウハウを駆使して供試体内部の変状や補強材引張り力の発達過程などの詳細な情報を収集することが重要となる。

さらに、その上で、補強材と土の相互作用による強度発現プロセスを読み解くには、補強領域全体に働く「伸張効果」と局所的なせん断領域に働く「引留め効果」の2つの引張り補強効果を区別して分析することが重要となる。すなわち、土の変形モードや載荷ステージによって補強効果の働き方が異なることから、試験で与えられ

た境界場によってどのような補強効果が卓越して供試体に発揮されるかを見極めることが必要である。

本研究で取り上げた補強土のDS試験では、せん断領域が規定されているため、局所的なせん断変形が生じた状態で発揮される補強効果が現れる。これに対して、補強土のPSC試験では、補強領域全体に発揮される伸張効果が卓越して現れる。つまり、本質的に発揮される補強効果が異なる。

上記の事象を理解した上で、それぞれの引張り補強効果がどのような境界場あるいは載荷モードによって現れるのか。また、これをどう設計に結びつけていくのか、これらの課題は引き続き検討すべき課題である。今後とも、先進的な取組みによって補強原理の本質を理解し、合理的な設計法(例えば、限界状態における補強土構造物の変形量の算定など)の確立に向けた取組みが必要である。

#### b. 土嚢積層システムの普及に向けて

本研究では、土嚢材と土から構成される複合材料である土嚢積層体の力学的な挙動に基づいて土嚢の形状や積み方などの使用方法を定めた。これにより、従来では一時的な応急復旧対策としてしか見なされてこなかった土嚢を恒久材として利用できる道筋を付けることができた。これにより、ため池堤体をはじめ、河川堤防、水路、道路盛土、鉄道盛土など恒久的な土構造物への適用が可能となり、強化復旧対策として普及が期待できる。

一方、土嚢は、中詰め材の投入、運搬・設置など煩雑な作業が普及のネックとなりやすいが、軽量の土嚢袋と現地で入手できる土質材料さえあれば、特殊な機械や施工技術を要せず作成することができる。コンクリートや鉄に替わって環境に優しい代替資材として利用が期待できる。また、人件費が安価な発展途上国では、土嚢の作成に要するコストを低く抑えることができるため、受け入れられやすい技術であると考えられる。特に、開発した土嚢積層システムは、越流や波浪などの侵食作用への高い抵抗性が期待できるため、洪水問題が深刻な東南アジア地域などにおいて普及が見込まれる。

### 参考文献

- 1) Abe, K. and Ziemer, R. R. (1991) : Effect of tree roots on a shear zone: modeling reinforced shear stress, *Can. J. For. Res.*, **21**, 1012-1019.
- 2) Allen, T.M., Bathurst, R.J., Holtz, R.D., Walters, D.L. and Lee, W.F. (2003) : A new working stress method for prediction of reinforcement loads in geosynthetic walls, *Canadian Geotechnical Journal*, **40** (5), 976-994.
- 3) Aqil, U., Matsushima, K., Mohri, Y., Yamazaki S. and Tatsuoka F. (2006a) : Lateral shearing tests on geosynthetic soil bags, *Proc. 8th Int. Conf. on Geosynthetics*, 1703-1706, Yokohama, (eds. Kuwano & Koseki) Japan.



- 4) Aqil, U., Matsushima, K., Mohri, Y., Yamazaki, S. and Tatsuoka, F. (2006b) : Application of stacked soil bags to repair and maintenance works of small earth dams, *Proc. Annual Sym. on Irrigation Drainage and Reclamation Eng.*, 592-593.
- 5) Aqil, U., Matsushima, K., Mohri, Y., Yamazaki, S. and Tatsuoka, F. (2006c) : Failure mechanism of geosynthetic soil bags in lateral shearing, *Proc. of 41st Conf. on Japanese Geotechnical Eng.*, Kagoshima, 687-688.
- 6) Aqil, U., Tatsuoka, F., Uchimura, T., Lohani, T., Tomita, Y. and Matsushima, K. (2005) : Strength and deformation characteristics of recycled concrete aggregate as a backfill material, *Soils and Foundations*, **45** (5), 53-72.
- 7) Aqil, U., Uchimura, T., Tatsuoka, F., Matsushima, K. and Mohri, Y. (2004) : Viscous properties of recycled concrete aggregate in triaxial compression, *Proc. of 39th Conf. of Japanese Geotechnical Eng.*, Niigata, 611-612.
- 8) 有吉 充・毛利栄征・松島健一・堀俊和・五十嵐由一(2007) : 固化処理土の強度特性について, 農業農村工学会大会講演要旨集, 900-901.
- 9) Bauer, G. E. and Zhao, Y. (1993a) : Evaluation of shear strength and dilatancy behavior of reinforced soil from direct shear tests, *Geosynthetic soil Reinforcement Testing Procedures, ASTM STP 1190*, S. C. Jonathan Cheng, Ed., ASTM, Philadelphia, 138-151.
- 10) Bauer, G. E. and Zhao, Y. (1993b) : Shear strength tests for coarse granular backfill and reinforced soils, *Geotechnical Testing Journal*, GDJODJ, **16** (1), 115-121.
- 11) Bergado, D. T., Teerawattanasuk, C. and Long, P. V. (1999) : Localized mobilization of reinforcement force and its direction at the vicinity of failure surface, *Geotextiles and Geomembranes*, **18**, 311-331.
- 12) Bolton M.D. (1986) : The strength and dilatancy of sands, *Geotechnique*, **36** (1), 65-78.
- 13) Bolton M.D. (1987) : The strength and dilatancy of sands, *Geotechnique*, **37** (2), 219-226.
- 14) City of Winnipeg 1997 Building a dike (2007)  
[http://www.winnipeg.ca/Services/CityLife/HistoryOfWinnipeg/flood/flood\\_dike\\_construction.stm](http://www.winnipeg.ca/Services/CityLife/HistoryOfWinnipeg/flood/flood_dike_construction.stm) (accessed in 2007 on Oct.)
- 15) 財団法人ダム技術センター(2005) : 多目的ダムの建設, 第5巻, 第26章, 132-199.
- 16) 財団法人土木研究センター(1997) : 土木系材料技術審査証明報告書「テンサー」
- 17) 財団法人土木研究センター(1998) : 土木系材料技術審査証明報告書「スーパー G グリッド」
- 18) 財団法人土木研究センター(2000) : ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル改訂版
- 19) 社団法人土木学会(2000) : 土木構造物の耐震設計法に関する第3次提言と解説
- 20) 土木研究所資料(1984) : 越水堤防調査最終報告書－解説編－, 土研資料第2074号, ISSN0386-5878
- 21) 独立行政法人土木研究所(2004) : 建設発生土利用技術マニュアル第3版
- 22) Dyer, M. R. (1985) : Observation of the stress distribution in crushed glass with applications to soil reinforcement, PhD. Thesis, University of Oxford, UK.
- 23) Fatani, M. N., Bauer, G. E. and Al-Joulani, N. (1991) : Reinforcing soil with aligned and randomly oriented metallic fibers, *Geotechnical Testing*, GTJODJ, **14** (1), 78-87.
- 24) 福本昌人・吉村亜希子・島崎昌彦(2005) : 2004年の台風23号による香川県内のため池の決壊の実態, 近畿中四国農業研究センター研究報告, 第6号, 167-176.
- 25) 箱石憲昭(2000) : 世界における階段式洪水吐き(Stepped Spillway)の現状, 大ダム, No. 172, 20-29.
- 26) 林 雄介・井沢 淳・石濱吉郎・桑野二郎・高橋章浩(2002) : ジオグリッドの引き抜き特性に及ぼす粒子径の影響, ジオシンセティックス論文集, **17**, 153-158.
- 27) 林 重徳(2003) : 遺跡に“古代の建設技術”を読む～特別史跡・水城を中心として～, ジオシンセティックス論文集, **18**, 1-12.
- 28) Hoe, I. L. and Leshchinsky, D. (1998) : Effects of vertical acceleration on seismic design of geosynthetic-reinforced soil structures, *Geotechnique*, **48** (3), 347-373.
- 29) 堀 俊和(2005) : 農業用ため池の豪雨災害に関する研究, 農工研報, 第44号, 139-247.
- 30) Huang, C.C., Matsushima, K., Cheng, C., Mohri, Y. and Tatsuoka, F. (2008) : Stability analysis of sand slope stabilized with facing of Soil Bags Tailed with Reinforcement Strips, *Geosynthetics International*, **15** (4), 232-245.
- 31) Huang, C.C. and Wu, S.H. (2006) : Simplified approach for assessing seismic displacements of soil-retaining walls- (I) Geosynthetic-reinforced modular block walls, *Geosynthetics International*, **13** (6), 219-233.
- 32) Huang, C.C. and Wu, S.H. (2007) : Simplified approach for assessing seismic displacements of soil retaining walls-(II) Geosynthetic-reinforced walls with rigid panel facing, *Geosynthetics International*, **14** (5), 264-276.
- 33) Huang, C.C. (2000) : Investigations of soil retaining structures damaged during the chi-chi (Taiwan) earthquake, *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, **23** (4), 417-428.
- 34) Hubert, C. (1994) : Hydraulic design of stepped cascades, channels, weirs and spillways, *Pergamon*, First edition
- 35) Hydraulics of Stepped Spillways (2000) : *Proc. of the Int. Workshop on Hydraulics of Stepped Spillways*, Balkema Zurich, Switzerland, March 22-24, ISBN:9789058091352
- 36) 兵庫県(2008) : 平成16年災害復旧誌, 3月25日公表
- 37) 石濱吉郎・桑野二郎・高橋章浩・井沢 淳(2001) : ジオグリッドの伸び特性が引き抜き特性に及ぼす影響, ジオシンセティックス論文集, **16**, 13-18.
- 38) Ismeik, M. and Guler, E. (1998) : Effect of wall facing on the seismic stability of geosynthetic-reinforced retaining walls, *Geosynthetics International*, **5** (1-2), 41-53.

- 39) 井沢 淳・木村博憲・桑野二郎・高橋章浩・石濱吉郎(2000) : ジオグリッド形状が引き抜き特性に及ぼす影響, ジオシンセティックス論文集, 15, 28-37.
- 40) Janbu, N. (1973) : Slope stability computations, Hirschfeld, R.C. and Poulos, S.J. (eds.), Embankment Dam Engineering, Casagrande Vol., 47-86. John Wiley and Sons, New York.
- 41) Jewell, R.A. and Worth, C.P. (1987) : Direct shear tests on reinforced sand, *Geotechnique*, **37** (1), 53-68.
- 42) Jewell, R.A. (1989) : Direct shear tests on sand, *Geotechnique*, **39** (2), 309-322.
- 43) Jewell, R.A., Milligan, G.W.E., Sarsby, R.W. and DuBios, D. (1984) : Interaction between soil and geogrids, *Proc. Sym. on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering*, 1-13.
- 44) 社団法人地盤工学会(2000) : 地盤工学会基準, 「土の圧密定圧一面せん断試験方法(JGS0561-2000)」, 土質試験の方法と解説—第一回改訂版, 563-600.
- 45) 国際ジオシンセティックス学会日本支部(2001) : ジオシンセティックス入門, 理工図書, 40.
- 46) 国際ジオシンセティックス学会日本支部(2001) : ジオシンセティックス入門, 理工図書, 第2編 ジオグリッドの設計・施工, 32-58.
- 47) ジオテキスタイル技術委員会(2004) : ジオテキスタイル補強土工法の限界状態設計法導入に関する検討, IGS 日本支部, 第2ステージ委員会報告書, 平成16年3月, 192-208.
- 48) JISA1210(1999) : 突固めによる土の締固め試験方法, 社団法人地盤工学会
- 49) JISA1218(1998) : 土の透水試験方法, 社団法人地盤工学会
- 50) JISA1055(1987) : カーテンの遮光性試験方法, 社団法人繊維評価技術協議会
- 51) JIS L 1096(1999) : 一般織物試験方法, 社団法人繊維評価技術協議会
- 52) JIS L 1908(2000) : ジオテキスタイル試験方法, 社団法人地盤工学会
- 53) 河村 隆・落合英俊・平井貴雄(1998) : ジオグリッド補強土構造物の拘束効果と補強材形状について, ジオシンセティックス論文集, 13, 307-316.
- 54) Kobayashi, J., Yasuda, Y. and Ohtsu, I. (2006) : Effect of aerated in flows on characteristics of hydraulic jumps in sloping channels, *J. Hydr. Engrg.* JSCE, **50**, 631-636.
- 55) 小林 純・安田陽一・大津岩夫(2006) : 傾斜水路の跳水特性に対する気泡混入射流の影響, 水工学論文集, 土木学会, **50**, 631-636.
- 56) 木暮敬二・軽部大蔵(1994) : 新規制定の学会基準案「土とジオテキスタイルの摩擦特性試験法」について, 土と基礎, **42**(1), 92-102.
- 57) Kongkitkul, W., Hirakawa, D., Tatsuoka, F. and Kanemaru, T. (2007) : Effects of geosynthetic reinforcement type on the strength and stiffness of reinforced sand in plane strain compression, *Soils and Foundations*, **47** (6), 1109-1122.
- 58) Kotake, N. (1998) : FEM simulation of deformation and failure of reinforced soil, PhD. Thesis, University of Tokyo, Japan.
- 59) Krahn, T., Blatz, J., Alfaro, M. and Bathurst, R. J. (2007) : Large-scale interface shear testing of sandbag dyke materials *Geosynthetics International*, **14**(2), 119-126.
- 60) 久保哲也・横田善弘・辻慎一郎(2007) : 能登半島地震による道路盛土の被災状況調査と復旧, ジオシンセティックス論文集, 22, 199-206.
- 61) 桑野二郎・高橋章浩・木村博憲(1999) : 日本で使用されているジオグリッドの材料特性と引抜き特性, ジオシンセティックス論文集, 14, 195-204.
- 62) Ling, H. I., Burke, C., Mohri, Y. and Matsushima, K. (2002) : Shear parameters of soil-geosynthetic interfaces under low confining pressure using a tilting table, *Geosynthetics International*, **9** (4), 373-380.
- 63) Lohani, T. N., Matsushima, K., Mohri, Y. and Yamazaki, S. (2004a) : Deformation behavior of recycled concrete aggregate confined with geosynthetics soil bag, *Proc. of the 39th Japanese Conf. on Geotechnical Eng.*, **39**, Niigata, 647-648.
- 64) Lohani, T. N., Matsushima, K., Mohri, Y. and Tatsuoka, F. (2004b) : Stiffness of soil bags filled with recycled concrete aggregate in compression, *Int. Conf. on Geosynthetics and Geoenvironmental Eng.*, India, 106-112.
- 65) Lohani, T. N., Matsushima, K., Aqil, U., Mohri, Y. and Yamazaki, S. (2005) : Applicability of geosynthetics soil bags in permanent civil engineering works, *Proc. of the 40th Japanese Conf. on Geotechnical Eng.*, Hakodate, 733-734.
- 66) Lohani, T. N., Matsushima, K., Aqil, U., Mohri, Y. and Tatsuoka, F. (2006) : Evaluating the strength and deformation characteristics of a soil bag pile from full-scale laboratory tests, *Geosynthetics International*, **13**(6) 246-264.
- 67) Matos, J., Quintela, A., Sanchez Juny, M. and Dloz, J. (2000) : Air entrainment and safety against cavitation damage in stepped spillways over RCC dams, *Hydraulic of Stepped Spillways*, Minor&Hager (eds), Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 135 X.
- 68) 松岡 元・陳 越・児玉 仁・山路耕寛・田中竜一(2000) : 「土嚢」の力学特性および耐圧試験, 第35回地盤工学研究発表会, 1075-1076.
- 69) Matsuoka, H., Liu, S. H. and Yamaguchi, K. (2001) : Mechanical properties of soilbags and their application to earth reinforcement, *Proc. of the Int. Symp. on Earth Reinforcement*, **1**, 587-592.
- 70) Matsuoka, S.H., Liu, Shimao, R. and Hasebe, T. (2003) : Environment-friendly Earth Reinforcement Method by Soilbag (“Donon”), *Proc. of the 12th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics & Geotechnical Eng.* 501-504.
- 71) 松島健一・呉博凱・内村太郎・龍岡文夫・毛利栄征(2002) : 直接せん断試験による補強土のせん断パターンについて, 第37回地盤工学研究発表会, 大阪, 765-767.
- 72) 松島健一・毛利栄征・龍岡文夫(2004) : 大型直接せん断試験による補強土の粒子径効果, 第39回地盤工学研究発表会, 鹿児島, 665-666.

- 73) 松島健一・毛利栄征・堀 俊和・龍岡文夫(2005a): 大型直接せん断試験による補強土の強度発現について, 第40回地盤工学研究発表会, 729-730.
- 74) 松島健一・Lohani, T. N.・Aqil, U.・毛利栄征・山崎真司(2005b): 土嚢の圧縮特性に関する研究-ため池堤体への適用性-, ジオシンセティックス論文集, 20, 101-108.
- 75) 松島健一・山崎真司・毛利栄征・Arangelovski, G.(2005c): 土嚢を用いたため池堤体の越流模型実験, 第40回地盤工学研究発表会, 1995-1996.
- 76) 松島健一・山崎真司・毛利栄征・Arangelovski, G.(2005d): 越流許容型ため池越流実験-土のうを用いたため池堤体-, 農業土木学会大会講演会講演要旨集, 606-607.
- 77) 松島健一・Aqil, U.・毛利栄征・龍岡文夫・山崎真司(2006a): 水平および傾斜積層した土嚢のせん断特性, ジオシンセティックス論文集, 21, 145-152.
- 78) 松島健一・山崎真司・毛利栄征・Aqil, U.・龍岡文夫(2006b): 越流許容型ため池堤体の構造的特徴と施工試験, 農業土木学会大会講演会講演要旨集, 594-595.
- 79) 松島健一・毛利栄征・Arangelovski, G.・Aqil, U.・弘中淳市・山崎真司(2006c): 土嚢を用いたため池堤体の振動実験, 第41回地盤工学研究発表会, 685-686.
- 80) 松島健一・Aqil, U.・毛利栄征・龍岡文夫・山崎真司(2006d): 水平および傾斜積層した土嚢のせん断特性, ジオシンセティックス論文集, 21, 145-152.
- 81) Matsushima, K., Mohri, Y., Aqil, U., Yamazaki, S. and Tatsuoka, F. (2007a): Mechanical behavior of reinforced specimen using constant pressure large direct shear test, *Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis, Proc. of Geotechnical Sym., March 16 & 17, Roma, 2006*, Ling et al. (eds.), 837-847.
- 82) Matsushima, K., Yamazaki, S., Mohri, Y., Hori, T., Ariyoshi, M. and Tatsuoka, F. (2007b): Large-scale overflow failure tests on embankments using soil bags anchored with geosynthetic reinforcements, *Int. Sym. on Earth Reinforcement Practice*, IS Kyushu '07, Otani, Miyata & Mukunoki(eds), Balkema, 881-888.
- 83) 松島健一・毛利栄征・龍岡文夫・Kongkitkul, W.・田中忠次(2007a): 大型直接せん断試験における引張り補強効果の発現メカニズム-補強材定着条件と粒子径が補強効果に及ぼす影響-, ジオシンセティックス論文集, 22, 145-152.
- 84) 松島健一・毛利栄征・龍岡文夫・田中忠次・堀 俊和・有吉 充(2007b): 補強材端部を引張制御した大型直接せん断試験による補強土のせん断特性, 第62回土木学会年次学術講演会, 169-170.
- 85) 松島健一・山崎真司・毛利栄征・堀 俊和・有吉 充・後藤真宏・龍岡文夫(2007c): 実規模大の越流許容型ため池堤体の越流破堤実験, 農業農村工学会大会講演会講演要旨集, 722-723.
- 86) Matsushima, K., Aqil, U., Mohri, Y. and Tatsuoka, F. (2008a): Shear strength and deformation characteristics of geosynthetic soil bags stacked horizontal and inclined, *Geosynthetics International*, 15(2), 119-135.
- 87) Matsushima, K., Yamazaki, S., Mohri, Y., Hori, T., Ariyoshi, M. and Tatsuoka, F. (2008b): Design of earth dams allowing temporary overtopping based on hydraulic failure experiments and flood analysis, *Proc. of the 4th Asian Regional Conf. on Geosynthetics*, Shanghai, 757-762.
- 88) 松島健一・田中忠次・毛利栄征(2008a): 矢板引抜きに伴う地盤と地中構造物の相互作用に関する研究-不連続な地盤面の接触を考慮した弾塑性有限要素解析-, 農業農村工学会論文集, 67-76.
- 89) 松島健一・毛利栄征・堀 俊和・有吉 充・龍岡文夫(2008b): 引張り補強土の大型直接せん断試験による補強効果の発現メカニズム-一定着条件および粒子径の影響-, 第43回地盤工学研究発表会, 585-586.
- 90) 松島健一・毛利栄征・堀 俊和・有吉 充・龍岡文夫(2008c): 直接せん断試験における補強土の引張り補強効果の発現メカニズム-引抜け抵抗力の違いが及ぼす強度発現の影響-, 第63回土木学会年次学術講演会, 509-510.
- 91) 松島健一・呉博凱・毛利栄征・龍岡文夫(2008d): 補強土の直接せん断試験による引張り補強効果の強度発現メカニズムとその評価, ジオシンセティックス論文集, 23, 15-22.
- 92) 松島健一・毛利栄征・山崎真司・堀 俊和・有吉 充(2008e): 水平および傾斜積層した土嚢堤体の耐震性, 農業農村工学会大会講演会講演要旨集, 458-459.
- 93) 宮田喜壽・Bathurst, R.B.(2008): 補強土壁の限界状態設計のための補強材力推定モデル, 第43回地盤工学会研究発表会, 1523-1524.
- 94) 毛利栄征・松島健一・堀 俊和・谷 茂(2005): ため池の被害と復旧の考え方, 基礎工, 33(10), 62-65.
- 95) 毛利栄征・堀 俊和・有吉 充・山崎真司・林田洋一(2007): 2007年能登半島地震によるため池・海岸施設災害の現地調査報告, 農研機構 農工研, つくば市
- 96) 森 洋・田中忠次(2004): 弾塑性有限要素解析を用いた一面剪断試験による上下剪断箱間隔の影響, 農土論集, No.231, 11-17.
- 97) 村本嘉雄(1983): 洪水時における河川堤防の安全性と水防技術の評価に関する研究, 文部省科学研究費自然災害特別研究報告(昭和58年度)・研究成果(昭和54-58年度)収録
- 98) 村本嘉雄(1986): 洪水時における河川堤防の安全性と水防技術の評価に関する研究, 第23回自然災害総合シンポジウム要旨集(自然災害科学総合研究所)
- 99) 日本石灰協会(1983): 石灰による軟弱地盤の安定処理工法
- 100) 農林水産省構造改善局建設部設計課監修(2000): 平成12年2月土地改良事業設計指針「ため池整備」, 社団法人農業土木学会発行
- 101) 農林水産省構造改善局(2000): ため池緊急整備計画の策定とその結果について, 3月29日, プレスリリース
- 102) 農林水産省(2003): 土地改良事業設計指針「ため池整備」, 社団法人農業土木学会発行
- 103) 農林水産省(2003): 農業水利ストックの資産価値, プレスリリース, 平成15年3月13日



- 104) 農林水産省(2005): 食料・農業・農村計画, 閣議決定, 平成 17 年 3 月 25 日付け
- 105) 農林水産省(2008): 食糧自給表, 農林統計協会発行
- 106) 農研機構 農工研(2007): 能登半島地震で被災したため池を強化復旧-災害に強い「越流許容型ため池工法」で被災地の水源をよみがえらせる-, プレスリリース, 6 月 17 日
- 107) 小川憲保(2004): 補強土壁工法 FAQ50, 理工図書
- 108) 大阪府狭山池博物館(2001): 常設展示案内資料
- 109) Palmeira, E. M. (1987): The study of soil-reinforcement interaction by means of large scale laboratory tests, Ph.D. Thesis, The University of Oxford, UK
- 110) Palmeria, E. M. and Milligan, W. E. (1989): Large scale direct shear tests on reinforced soil, *Soils and Foundations*, **29**(1), 18-30.
- 111) Palmeria, E. M. and Matsushima, K. (2008): personal discussion, June 17th, Shanghai, China.
- 112) Palmeria, E. M. (2008): Soil-geosynthetic interaction modeling and analysis mercer lecture 2007-2008, *Proc. of 4th Asian Regional Conf. on Geosynthetics*, June 17-20, Shanghai, China, 35-61.
- 113) Qiu, J. Y.・龍岡文夫・内村太郎(1998): 補強土の定圧及び定体積直接せん断特性, ジオシンセティック論文集, 13, 296-305.
- 114) Qiu, J.Y., Tatsuoka, F. and Uchimura, T. (2000): Constant pressure and constant volume direct shear tests on reinforced sand, *Soils and Foundations*, **40** (4), 1-17.
- 115) 老朽ため池研究会監修(1982): 「老朽ため池整備便覧」, 昭和 57 年度版 14.
- 116) 劉斯宏・松岡 元・長谷部智久・島尾 陸・服部真人・山本春行(2003): 土嚢の摩擦特性と滑動抵抗増大のための工夫, 第 38 回地盤工学研究発表会(秋田), 869-870.
- 117) サップの製品情報(2009): [http://www.e-ryoshizai.com/library\\_cate/comfort\\_4/t1200.html](http://www.e-ryoshizai.com/library_cate/comfort_4/t1200.html) (最終アクセス日, 平成 21 年 1 月 23 日)
- 118) 社団法人セメント協会(2003): セメント系固化材による地盤改良マニュアル第 3 版
- 119) 千田昌平・見波 潔・村田 修(1986): 補強土工法, 土質基礎工学ライブラリー 29, 土質工学会 第 1 編, 第 1 章, 3-15.
- 120) Assessment of Water Resources and Water Availability in the World, I, A. Shiklomanov(1996) (WHO 発行)
- 121) 四国新聞社(2008): 県, 防災考慮し小規模ため池の機能を廃止, 2008 年 3 月 12 日
- 122) Stockholm Environment Institute, Comprehensive Assessment of the Fresh-water Resources of the World (1997)
- 123) アグリシートの製品情報(2009): <http://www.sunsunnet.co.jp/product/agri.html>(最終アクセス日, 平成 21 年 1 月 23 日)
- 124) 高橋正行・安田陽一・大津岩夫(2003): 階段状水路における Skimming flow の流水抵抗, 土木学会, 流体力の評価とその応用に関する研究論文集第 2 巻, 40-44.
- 125) 高橋正行・安田陽一・大津岩夫(2004): 階段状水路における射流のエネルギー損失, 水工学論文集, 土木学会, 48, 871-876.
- 126) 高橋正行・安田陽一・大津岩夫(2005): 階段状水路における空気混入射流の特性, 水工学論文集, 土木学会, 49, 829-834.
- 127) Tanaka, T., Matsushima, K. and Mohri, Y. (2001): Sheet pile extraction analysis by pinball algorithm and excavation method, *The 10th Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, 1619-1623.
- 128) 田中忠次(1992): 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(第 1 回改訂版), 土質工学会 109-154.
- 129) 田中忠次・阿部剛士(2002): 弾塑性有限要素解析による一面剪断試験の解析, 農土論集, No.218, 137-143.
- 130) 谷 茂(2007a): 基礎の設計・耐震設計のポイント-兵庫県南部地震以後のレベル 2 地震動を踏まえた最近のポイント-, 基礎工, 35(3), 100-102.
- 131) 谷 茂(2007b): 土地改良施設の耐震設計の歴史, 現状および展望, 基礎工, 35(1), 46-49.
- 132) 龍岡文夫(1986): 補強土工法, 土質基礎工学ライブラリー 29, 土質工学会 第 2 編, メカニズムと設計の基本, 25-52.
- 133) Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T. and Fukushima, S. (1986): Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures, *Soils and Foundations*, **26** (1), 65-85.
- 134) Tatsuoka, F. (1993): Roles of facing rigidity in soil reinforcing, Keynote lecture, *Proc. of the Int. Sym. on Earth Reinforcement Practice*, IS Kyushu92', Ochiai et al. (eds.), **2**, 831-870. Balkema, Rotterdam.
- 135) Tatsuoka, F. (2004): An approximate isotropic perfectly plastic solution for compressive strength of geosynthetic-reinforced soil, *Geosynthetics International*, **11**(5), 390-405.
- 136) Tatsuoka, F., Tateyama, M., Mohri, Y. and Matsushima, K. (2007): Remedial treatment of soil structures using geosynthetic-reinforcing technology, *Geotextiles and Geomembranes*, **25** (4-5), 204-220.
- 137) 龍岡文夫(2007): 地盤工学から見た耐震設計の現状と課題, 基礎工, 35(3), 2-14.
- 138) 富田佑一・井口雄介・龍岡文夫・平川大貴・松島健一(2005a): 土質研砕コンクリートの変形強度特性の拘束圧依存性, 第 2 回地盤工学会関東支部研究発表会発表講演要旨集, 5-8.
- 139) 富田佑一・山田康裕・Luca, Lovati・龍岡文夫・松島健一(2005b): 盛土材としての研砕コンクリートの変形強度特性に及ぼす締固め密度の影響, 第 40 回地盤工学研究発表会発表講演集, 625-626.
- 140) 内村太郎・龍岡文夫・館山 勝・古関潤一・前田 崇・鶴英樹(1996): プレローデッド・プレストレスト補強盛土のメカニズム-原理実験・実大模型実験・実施工, ジオシンセティックスシンポジウム発表論文集, 11, 73-81.
- 141) 内村太郎・Aqil, U.・龍岡文夫・松島健一・毛利栄征(2004): 研砕コンクリート廃材とその他の地盤材料の変形強度特性の比較, 第 39 回地盤工学研究発表会, 727-728.
- 142) World Hunger Series (2007): Hunger and Health Published by

- Earthscan in the UK and USA in 2007, ISBN: 978 1 84407 546 1
- 143) World population prospects The 2006 Revision (2007) : United Nations, Department of Economic and Affair Division, New York.
- 144) 呉博凱・Qiu, J. Y.・龍岡文夫(1999): 補強砂の定圧一面せん断試験における強度発現機構, ジオシンセティック論文集, 14, 186-194.
- 145) Wu, P., Matsushima, K., Tatsuoka, F., Uchimura, T. (2002) : Shear zone formation in reinforced soil subjected to direct Shear, *37th annual conf. of Japanese Geotechnical Eng.*, Osaka pp. 767-768.
- 146) Wu, P. (2003) : Particle size effects on soil-reinforcement interaction in direct shear tests, PhD. Thesis, University of Tokyo, Japan.
- 147) Wu, P., Matsushima, K. and Tatsuoka, F. (2008) : Effects of specimen size and some other factors on the strength and deformation of granular soil in direct shear tests, *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, **31** (1).
- 148) 山本晃一・末次忠司(1981): 越水堤防調査最終報告書-越流水の水理特性と越水堤防の導入に伴う問題点の検討-, 土研資料, No.2081.
- 149) 山本春行・松岡 元・島尾 陸・長谷部智久・服部真人 (2003): 土嚢積層体の繰返しせん断特性と減衰定数, 第38回地盤工学研究発表会(秋田), 2271-2272.
- 150) 山内豊聡・後藤恵之輔(1979): 敷網工の実用支持力公式の一提案, 九大工学集報, 52(3), 201-207.
- 151) 山内裕元(1987): 粘性土盛土の不織布による補強法, 博士論文, 東京大学大学院
- 152) Yasuda, Y. and Ohtsu, I. (1999) : Flow resistance of skimming flows in stepped channels, *Proc. of 28th IAHR Congress*, Grz, Austria, Session of B14 (CD-ROM)
- 153) 安田陽一・高橋正行・大津岩夫(2004): 階段状水路における Skimming flow の内部特性, 水工学論文集, 土木学会, 48, 499-504.
- 154) 吉野文雄(1985): 洪水による河川堤防災害の実態と要因に関する研究, 洪水時における河川堤防の安全性と水防技術の評価に関する研究-研究成果中間報告-, 自然災害特別研究(1), 4-9.

# Study on Reinforcement Mechanism in Geosynthetic Reinforced Soil and Its Applicability to Soil Structures for Irrigation

MATSUSHIMA Kenichi

## Summary

In order to develop cost-effective practical methods that can protect and mitigate hazards caused by overflow-induced and earthquake-induced slope failures of soil irrigation structures, a new type of reinforcement technology combined with geosynthetic reinforced soil and a soil bag system was proposed.

A new type of reinforcement technology combined with geosynthetic reinforced soil and a soil bag system was proposed to develop cost-effective practical methods that can protect and mitigate hazards caused by overflow-induced and earthquake-induced slope failures of soil irrigation structures.

First, a series of laboratory tests with a pile of soil bags and tensile-reinforced soil and simulations were conducted to understand the stress-strain characteristics of geosynthetic-reinforced soil. As a result, it was found that the tensile-reinforcement mechanism in developing strength was associated with deformation of backfill materials, and strongly influenced by the deformation modes and particle sizes of backfill materials. Moreover, the sliding resistance of a pile of soil bags against lateral loading can be significantly improved by stacking soil bags inclined with the inner end placed lower than the front end, similar to a masonry wall.

Second, shaking table tests and hydraulic overflow-induced collapse tests were conducted in a full-scale model to validate the effectiveness of the newly designed reinforcement technology. Shaking table test results showed that slippage among bag-to-bag interfaces easily occurred in a horizontal stacked soil bag slope. On the other hand, the soil bag slope stacked inclined were stable against lateral seismic loads. Furthermore, slope facing with soil bags that have a geosynthetic reinforcement tail significantly increased substantial seismic stability. As far as erosion resistance against overflow, a slope face reinforced by soil bags with a geosynthetic sheet embedded as a tail in the embankment was very stable against temporary flooding at high overflow levels required in the field.

Finally, in the field tests, it was confirmed that the construction procedures were not only simple, but also didn't need heavy machineries and costly materials (i.e., concrete and steel). This rehabilitation technology also could be successfully applied to the small earth dam damaged by the 2008 Noto Peninsula earthquake. In the practical design, the Multi-wedge method was applied for stability design of reinforced slopes. Simulation results showed that this method could be expressed the effect of the stack inclined method, and connections between soil bags and tails. It's concluded that, the reinforcement technology proposed in this study is a simple and cost-effective technology to prevent the collapse of the downstream slope by natural disasters. This method can be applied to small earth dams as well as canals, road embankments, railways, river dikes, etc.

**Keywords:** geosynthetic-reinforced soil, soil bag system, reinforcement mechanism, seismic resistance, overflow, reinforcement technology