

## 水平慣性力を受ける模型盛土に対する補強材打設効果の検証

Verification of the Effect of the Reinforcement Material Installation on the Model Embankment  
Subjected to the Horizontal Inertia Force

川波敏博 Toshihiro KAWANAMI (西日本高速道路エンジニアリング中国(株))  
 下野宗彦 Munehiko SHITANO (西日本高速道路エンジニアリング中国(株))  
 村上豊和 Toyokazu MURAKAMI (西日本高速道路(株))  
 中田幸男 Yukio NAKATA (山口大学大学院創成科学研究科)

巨大地震や異常豪雨により盛土が崩壊する事例は多く、実用的な盛土補強工法の確立が急務の課題である。数年前から高速道路盛土の強靱化対策の一つとされる鉄筋挿入工は、盛土での実績は少なく地震挙動への効果にも不明点が多いため、設計方針の策定や効果の検証が求められている。本研究では、模擬補強材を打設した模型盛土に水平慣性力を与えて補強効果の特徴を把握し、PIV画像解析や一面せん断試験による検証を試みた。その結果、すべり面を越える長さを持つ補強材を、補強材密度0.4本/m<sup>2</sup>以上で、すべり面全体に打設してはじめて、打設角度や長さ等の補強材の特徴が活かされ、補強効果が現れることがわかった。

キーワード：盛土補強，模型実験，鉄筋挿入工，補強効果 (IGC：E06，E12，E14)

## 1. はじめに

近年の日本では、頻発する地震に伴い、盛土を含めた土砂災害の発生件数も増加している。図-1は、1996年から2016年までの年間での地震発生件数とその地震規模を震度別に示したものである。発生件数の増加に加えて、震度5弱以上の強い地震が増加していることがわかる<sup>1)</sup>。

平成23年3月の東北地方太平洋沖地震や平成28年4月の熊本地震<sup>2)</sup>では、斜面崩壊や地すべり、土石流等の土砂災害によって多くの人命や財産が奪われただけでなく、道路や鉄道といったインフラ機能が寸断され、救出・救援活動・復旧工事に支障をきたした状況を目の当たりにしてきた。過去の地震における高速道路盛土被害と応急復旧に要した時間を見ると、路面の段差被害が100cm程度であれば24時間以内には緊急車両が通行可能であった事例が多く、この程度の災害規模に抑制できるような対策を事前に施し、有事の際にもライフラインやインフラ機能を最低限でも維持していくことが、土木業界に課せられた使命の一つである。

道路や鉄道の分野に注目すると、ここ数年、盛土における地震時の強靱化対策の一つとして鉄筋挿入工が採用され始めている。鉄筋挿入工は、これまで切土補強土工法の位置づけで、安定勾配より急な勾配で切土した場合の補強対策として多く採用されてきた。しかし、既設盛土での実績は少なく、切土補強対策の基準やマニュアルを流用して盛土への適用を検討しているのが現状である。切土と盛土を比較した場合、のり面形状や地盤特性、崩壊形態等を見ても性格が大きく異なることは明らかで、設計方針や計算手法、配置計画等、設計全般の見直し、さ

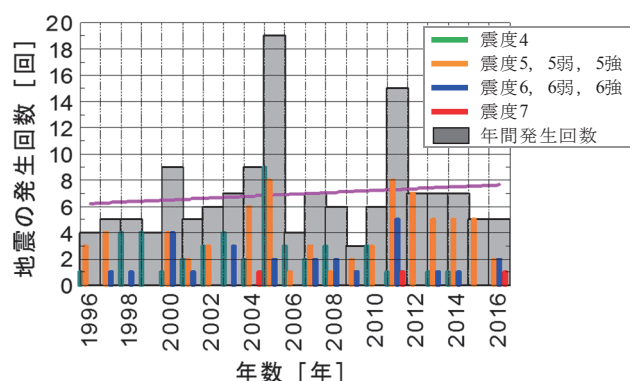
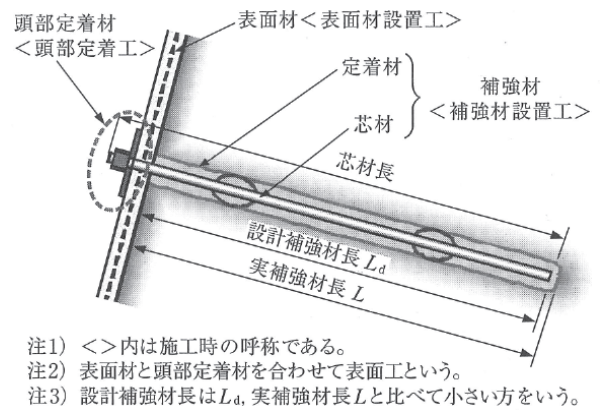


図-1 1996-2016年の地震発生件数（最大震度4以上）<sup>1)</sup>

らには盛土独自の設計指針の策定が求められている。

本研究では、補強材を打設した盛土のり面を模擬した模型土槽に水平慣性力を与え、鉄筋挿入工が地震挙動に対してどのような効果を発揮するかの把握を目的とした。鉄筋挿入工は、補強材を多数挿入することでり面全体の安定を高める工法で、補強材と地盤の一体化が重要となり、地盤との周面摩擦の確保が不可欠となる。これに対して盛土は、建設当時は締固め管理規定に従って造られているが、経年劣化によりN値が10未満と緩い状態や盛土材自体が脆弱で不均質なものに変化したものも多い。これらの地盤に対して鉄筋挿入工が計算通りの効果を発揮するのには不明である。また、盛土に発生する崩壊は移動層と不動層の土質特性が同等の場合が多く、切土に比べて、不動層による補強材周面の許容引抜き抵抗力が小さく、そのために長い鉄筋が必要となる傾向にある。また、施工段階では経年劣化により緩みや間隙が多くなった盛土部においては、グラウト材が拡散し十分な

定着が得られにくいことも懸念される。このように盛土での鉄筋挿入工の採用には多くの課題や懸念事項がある中で、切土と盛土で明らかに異なる点（のり勾配、すべり勾配、すべり層厚）に対する補強材効果の把握が第一と考えた。そこで、今回の研究では補強材の打設角度や補強材長さ、打設本数の違いによる補強効果の影響を把握することとした。また、打設本数の影響については模型実験だけではなく、一面せん断試験装置を用いてより要素的な検討を行い、補強材の効果のみかけの土質定数という観点でも検証した。本研究の成果が、鉄筋挿入工を盛土のり面に用いる場合の一助となれば幸いである。



- 注1) <>内は施工時の呼称である。  
 注2) 表面材と頭部定着材を合わせて表面工という。  
 注3) 設計補強材長は  $L_d$ 、実補強材長  $L$  と比べて小さい方をいう。

図-2 地山補強土工法の基本的な構造<sup>3)</sup>

## 2. 鉄筋挿入工の歴史と工法の特徴

### 2.1 鉄筋挿入工の歴史

鉄筋挿入工（地山補強土工法）<sup>3)</sup>は、1950年代にヨーロッパにおいて、自然地山の斜面あるいは切土のり面に引張補強材を配置し安定化させる工法として開発された。日本では、1970年代にトンネルの支保工として、吹付コンクリートとロックボルトの併用による NATM 工法が技術導入されたのを契機に、トンネル坑口等の斜面安定化工法としても採用されるようになり、当時は「開削 NATM」とも呼ばれていたようである。しかし、坑口だけではなく切土や斜面の安定化工法としても適用が拡大するにつれて「鉄筋補強土工法」という名称が定着した。その後、新たな用途として、掘削仮土留め工や既設盛土のり面の急勾配化施工、基礎の補強工事等にも拡大するようになった。また、補強材として鉄筋以外のものも使われるようになってきたのを受け、「地山安定化工法」に名称が改められている。

また、設計の考え方から見ると、日本での工法導入当時は補強材を打設した範囲の表層土塊が深部の土塊と連結一体化することで斜面全体が安定すると考えられていた<sup>4),5)</sup>。これに対して、1985年頃から設計の考え方が議論され、グラウンドアンカーと同様に補強材1本当りの引抜き力を算出し、不安定土塊の安定化に必要な不足抵抗力分の本数を打設する考え方<sup>6),7),8)</sup>に統一されて現在に至っている。

### 2.2 鉄筋挿入工の特徴

鉄筋挿入工とは、自然斜面や切土のり面あるいは既設盛土のり面を対象に、地盤内に補強材を挿入し補強土構造体を形成する工法である。補強材にはプレストレスを加えずに、地盤の変形に伴い補強材へ受動的に作用する抵抗力により変形を拘束し、地盤を安定化させるため、グラウンドアンカー工とは異なる補強メカニズムを有している。しかし、補強材規模の算出や設計計算においては、グラウンドアンカー工の計算手法が流用されているのが現状である。

図-2に、地山補強土工法の基本的な構造を示す<sup>3)</sup>。本

工法は、地盤内に複数の補強材を配置し、補強材と表面材を頭部定着材で連結することにより地盤の安定化を図るものである。補強材は、芯材と定着材からなり、一般的な施工手順は、始めに削孔を行い、孔内に鉄筋等の比較的短い棒状の引張芯材を挿入後に、定着材を注入することで、地盤に密着した構造体となる。

本工法の特徴を(1)～(5)に示す。なお、グラウンドアンカー工法等の抑止工に比べて簡易であり、狭い占有面積で経済的かつ短期間に施工できる反面、大きな抑止力を必要とする地すべり等に対しては単独での適用が困難となる一面を持っている。

- (1) 補強材、施工機械が軽量・小規模で、施工の省力化が図れる。
- (2) のり面を標準勾配より急勾配とすることで、用地・掘削土量の軽減が図れる。
- (3) 逆巻き施工が可能のため、安全な施工が図れる。
- (4) 動態観測を併用することで、施工時の安全性、経済性の向上が図れる。
- (5) 変状が生じた場合、増打ち等での対応が容易である。

## 3. 模型装置及び実験の条件

### 3.1 模型装置

水平慣性力载荷実験装置の概要を図-3に示す。この装置は震度法による斜面安定解析と同様の応力状態を再現することをイメージした。この模型土槽には車輪があり、傾斜角度  $7^\circ$  のガイドレール上を滑らせて壁に衝突させ急減速することで模型地盤に水平方向の慣性力が作用する仕組みとなっている。なお、模型土槽はガイドレールと同一の傾斜角度を有しているため移動時でも水平を維持することができ、壁への衝突時の衝撃を和らげるためにストローク長 5cm のダンパーを設置した。また、ある程度の衝突回数で崩壊事象が発生するように、試行錯誤を重ねてガイドレールの角度や衝突距離等を設定した。

模型土槽の規模は、幅 700mm、高さ 380mm、奥行 150mm で、実際の 1/50 スケールとした。試料には三河硅砂 V6 号 ( $\rho_{dmin}=1.3g/cm^3$ ,  $\rho_{dmax}=1.60g/cm^3$ ,  $D_{50}=0.295mm$ ,

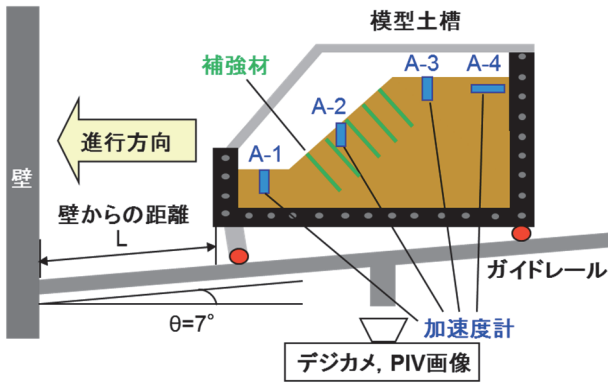


図-3 水平慣性力载荷装置の概要図

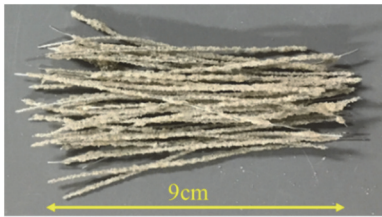


図-4 補強材 (ステンレス針金+三河砂)

$G_s=2.655$ ) を用い、飽和度 50%に相当する含水比 15.4%に調整した湿潤土で、相対密度 56%となるように突固めて斜面勾配  $30^\circ$  の盛土形状を模した。なお、相対密度は Peck の式 ( $\phi_d=0.3N+27$  及び  $\phi_d=30D_r+18$ ) に、締まった状態の砂質土における標準的な相対密度である  $D_r=40\sim 60\%$  及び一般的な  $N$  値である  $N=10\sim 30$  を代入して、 $D_r=0.01N+30$  を求め、これに表層崩壊が発生し易いとされる  $N$  値  $\approx 26$  から、 $D_r=56\%$  とした。

補強材には  $\phi 0.45\text{mm}$  のステンレス針金を用い、図-4 に示すように表面に三河砂を接着させ、鉄筋挿入工を模して摩擦抵抗を大きくした。これらを千鳥状に配置することで、のり面全体に補強効果が現れるように作製した。

この土槽を斜面が崩壊に至るまで繰り返し衝突させ、その変動過程を加速度計とデジタルカメラ、及び PIV 画像解析を用いて観測した。加速度計は、水平方向の外力を計測する目的で図-3 の A-1 (のり先)、A-2 (のり面中央)、A-3 (のり天端) の位置に、鉛直方向の外力計測として A-4 (のり天端) の位置にそれぞれ設置した。また、本実験では衝突 1 回毎にデジタルカメラで土槽の変化を記録し、衝突により発生したすべり面の形状を把握するとともに、PIV 画像解析により砂の動きを確認した。

### 3.2 模型実験の条件

本実験では、模型盛土に様々な条件で補強材を挿入し、補強効果の違いを把握した。補強材打設は、実際の鉄筋挿入工と同様となるように補強材長さや配置を考慮して実験を行った。補強材間隔は、実務での鉄筋挿入工 (切土補強土工) で経験的手法として位置付けられている  $2\text{m}^2$  に 1 本の千鳥配置を想定した。ここでいう経験的手法とは、切土のり面における過去の多くの事例から経験的に妥当とされる間隔や長さを設定したもので、崩壊深度  $2\text{m}$

表-1 実験条件表

Case名	打設角度	長さ (cm)	本数 (本)	間隔 (cm)	段数 (段)
Case1	補強なし	-	0	-	-
Case2	水平	6	45	2.8	10
Case3	水平下向き $30^\circ$	6	45	2.8	10
Case4	のり面垂直	6	45	2.8	10
Case11	補強なし	-	0	-	-
Case12	のり面垂直	6	45	2.8	10
Case13	のり面垂直	9	21	4.2	6
Case14	のり面垂直	9	28	4.2	8
Case15	のり面垂直	6	28	4.2	8
Case16	のり面垂直	6	45	2.8	10
Case17	のり面垂直	8	45	2.8	10
Case18	のり面垂直	12	45	2.8	10

※Case1~Case4: 勾配 $30^\circ$ , 壁までの距離 $60\text{cm}$

※Case11~Case15: 勾配 $30^\circ$ , 壁までの距離 $42\text{cm}$

※Case16~Case18: 勾配 $45^\circ$ , 壁までの距離 $37\text{cm}$

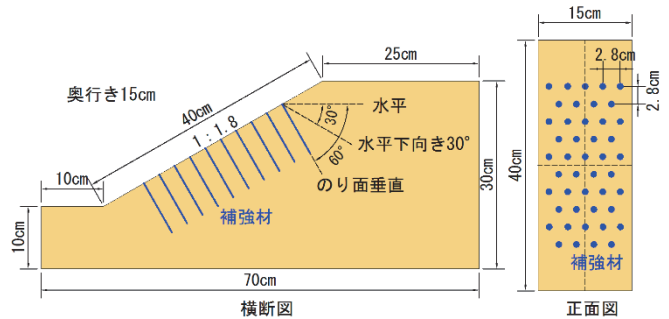


図-5 実験条件 (Case1~4, 11~15) の概要図

程度であれば設計計算を必要とせず打設可能とされており、実施工では頻りに用いられている<sup>9)</sup>。なお、当模型は  $1/50$  スケールのため、 $2\text{m}^2$  に 1 本の配置は実験上では  $2.8\text{cm}$  ピッチとなる。また、相似則 ( $\lambda=50$ ) の関係から模型地盤の応力は  $1/50$  倍、振動数は  $18.8$  倍、周波数は  $0.053$  倍となる。

表-1 及び図-5 に実験条件を示す。なお、Case16~Case18 は、斜面勾配  $45^\circ$ 、飽和度 30%、壁までの衝突距離  $37\text{cm}$  における結果である。

### 3.3 加速度計の基本挙動

図-6 に、本実験の基本となる補強なしモデル (Case11) の衝突 1 回目における加速度計のデータを示す。水平方向の加速度を測定する加速度計 A-1、A-2、A-3 の加速度は、模型土槽が動き出したことにより 1.6 秒付近でマイナスを示した。この時の加速度は鉛直成分として  $9.8\sin 7^\circ = 1.2\text{m/s}^2$  である。次に 2.4 秒付近で壁に衝突するため急激に反応し、2.5 秒付近で最大値 (A-1:  $29.2\text{m/s}^2$ 、A-2:  $25.9\text{m/s}^2$ 、A-3:  $28.8\text{m/s}^2$ ) となり、0.1 秒後に元に戻るという挙動を示した。なお、A-2 と A-3 は最大値の直後に細かく波打っており、前後に振動していることも読み取れる。また、鉛直方向の加速度を測定する加速度計 A-4 では、衝突後に上下に振動していることが確認でき、周期は  $0.05$  秒であった。なお、Case16~Case18 として示す実験での衝突時の最大加速度は加速度計 A-2 で



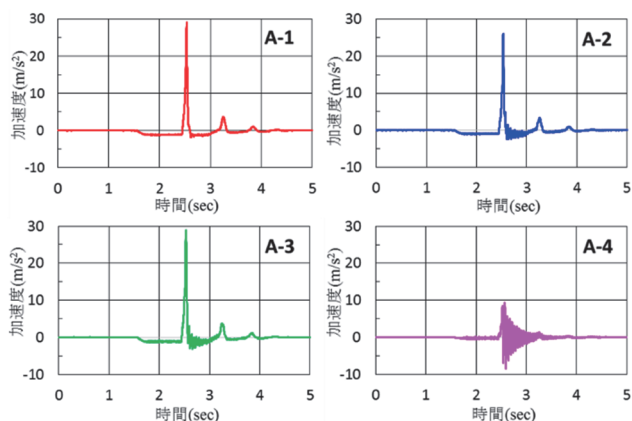


図-6 各加速度計の基本挙動 (Case11)

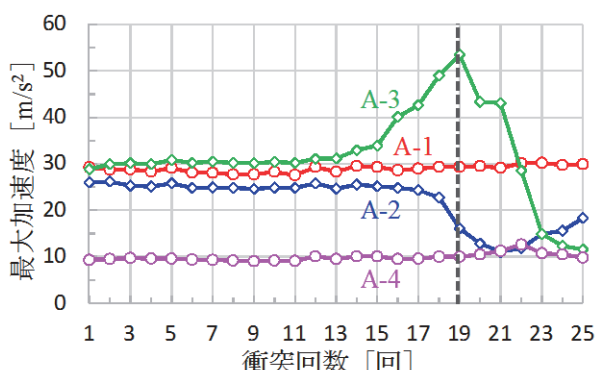


図-7 最大加速度と衝突回数の関係 (Case11)

25.0cm/s<sup>2</sup>を示し、Case11～Case15のものとはほぼ同等であった。また、Case1～Case4の実験における最大加速度は、壁への衝突時の衝撃を和らげる装置の劣化を受けて交換したため、加速度計A-2で見るとやや高めの値となった。なお、Case1とCase11の最大加速度の違いは緩衝装置の交換によるものである。

次に、Case11における加速度波形の最大値と衝突25回目までの関係を示すと図-7となるが、すべり面の発生が目視確認できた衝突19回目を崩壊開始とみなすと、崩壊開始の1回前から、A-2の最大加速度が減少する結果となった。これは、すべり面の発生により、移動土塊が模型地盤から離れた状態となったためと考えられる。

以降で示す最大加速度と衝突回数の関係については、のり中央に設置したA-2加速度計の結果を代表値として用いる。これは、崩壊に至るまでの盛土変動の影響が小さく、崩壊開始後も移動土塊の挙動を捉えていると判断したためである。

#### 4. 補強材打設条件の違いによる補強効果

##### 4.1 補強材打設条件の違いによる実験結果

###### 4.1.1 補強材の打設角度

ここではCase1からCase4の実験結果をもとに、打設角度の違いによる影響を考える。Case2は水平打設、Case3は水平下向き30°打設（グラウンドアンカー工等で最も

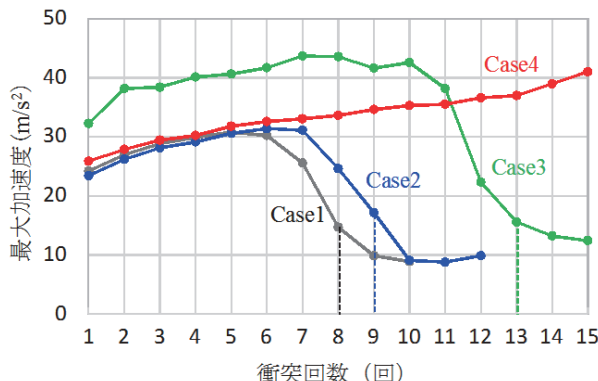


図-8 最大加速度と衝突回数の関係 (A-2 加速度計)

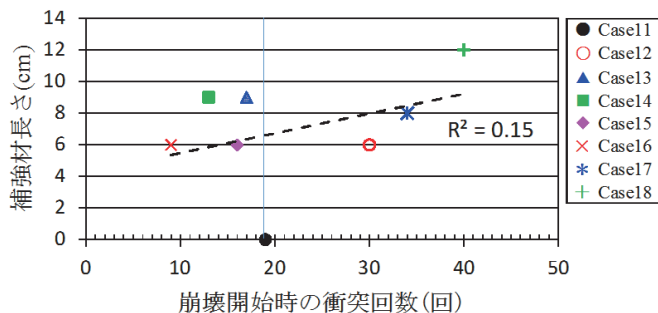


図-9 補強材長さとの関係

理想的とされる角度)、Case4はのり面に垂直打設（一般的な盛土のり面1:1.8勾配に垂直）とした。

各Caseにおける最大加速度と衝突回数の関係を図-8に示す。図に示す点線は各Caseでの崩壊開始時の衝突回数である。Case1、Case2は崩壊発生前の衝突2回前から最大加速度が減少していることが分かる。これは、A-2加速度計の基本的な挙動と類似しており、すべり面の発生により移動土塊が離れた状態になったことで衝突毎に水平方向前面に進む状態となり、密度や剛性が低下し、その結果最大加速度が減少したと考えられる。

Case3ではCase1、Case2と同様に崩壊前に最大加速度は減少するが、より多くの衝突回数に耐えることができ、補強材の効果が現れているといえる。一方、Case4では最大加速度がほぼ一定に保たれ、目視でものり面部でのすべり面の発生は確認されず、代わりに衝突10回目で天端部のみの崩壊が発生した(図-15)。その後さらに5回の衝突を繰り返したがのり面部は崩壊に至らず、補強範囲が一体化したことで衝突に耐えていたと考えられる。

以上のことから、のり面に垂直打設した場合が最も補強効果が高く、次に水平下向き30°打設が良いことがわかった。また、水平打設では、補強なしの場合とほとんど変わらない結果となり、水平方向の慣性力に対してはあまり効果が得られないことがわかった。

###### 4.1.2 補強材の長さ

ここではCase11からCase18の実験結果をもとに、補強材長さの違いによる影響を考える。図-9に補強材長さと衝突回数の関係を示す。最も長い12cmの補強材を打設したCase18では40回の衝突に耐え、次いで8cm補強材

の Case17, 6cm 補強材の Case12 で補強効果が得られた。しかし、これらと同等長さの補強材を打設した Case13～Case16 では Case11 (補強なし) よりも衝突に耐えることができなかった。これらの違いとしては補強材打設本数が考えられ、効果がある Case はいずれも 45 本の補強材が打設されており、単純に補強材を長くするだけでは補強効果に直結せず、打設本数が重要なポイントであると考えられる。

なお、効果が得られなかった各 Case のすべり面形状を図-10 に示す。これらは補強なしである Case11 に比べてすべり面の傾斜が小さく、補強材を越える深度つまり補強材を包括する位置にあり、すべり土塊としては大きくなっている。すべり面角度が緩やかになったということは、安定解析を行った場合では安全率が大きくなる傾向となるため、斜面の安定としては向上しており、ある一定の補強効果が作用していると判断できる。よって、補強材長さは長いほど有効であるという結果となった。そのため、実務での補強材長さは、のり面長や発生するすべり面深度等を考慮して臨機応変に設定していく要素となるといえる。

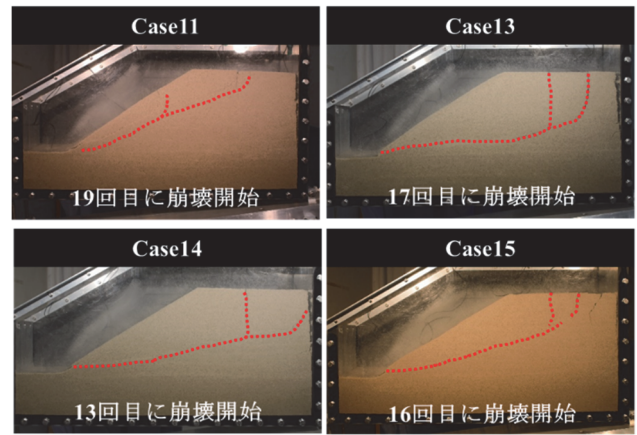


図-10 崩壊発生時のすべり面形状

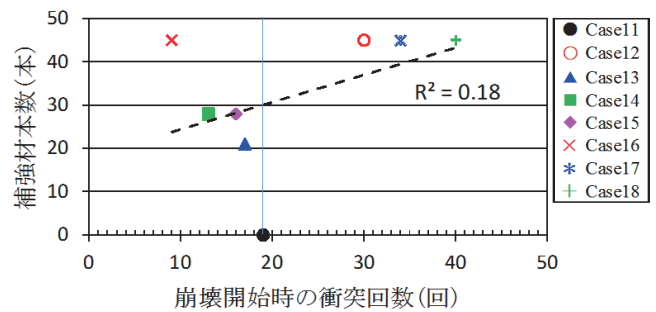


図-11 補強材本数と衝突回数の関係

#### 4.1.3 補強材の打設本数

ここでは Case11 から Case18 の実験結果をもとに、打設本数の違いによる影響を考える。図-11 に補強材本数と衝突回数の関係を示す。図中の点線は近似直線であるが、これを見ると補強材が 30 本を越えた時点で Case11 (補強なし) の衝突回数を上回り、補強効果が得られると判断できる。一方、Case16 の結果から、効果が見られた Case と同じ 45 本の補強材を打設したとしても長さが短いと効果としては小さいという結果となった。このことから、打設本数だけではなく、ある一定以上の長さが必要であるということがわかった。

次に、補強材密度<sup>10)</sup>を以下のように算出し、崩壊開始時の衝突回数と比較した。補強材密度とは、補強材の本数を打設範囲の面積(実際ののり面面積)で除したもので、Case12 (6cm, 45 本)を例にとると、実際ののり面面積は  $0.40 \times 50 \times 0.15 \times 50 = 150 \text{m}^2$  であり、この中に補強材が 45 本打設されているので、 $45 \div 150 = 0.30 \text{ 本/m}^2$  となる。

表-2 に補強材密度の算出結果、図-12 に補強材密度と衝突回数の関係を示す。図中の点線は近似直線であり、補強材密度と崩壊開始時の衝突回数は比例関係にあるといえる。これより、補強材密度が増加すればより多くの衝突に耐えることができ、補強効果も大きくなるといえる。また、補強材密度が  $0.2 \sim 0.3 \text{ 本/m}^2$  以上になると補強効果が現れることとなり、補強効果を考える上では、補強材密度が強く影響していることがわかった。

表-2 補強材密度一覧表

Case名	崩壊開始時の衝突回数(回)	補強材本数(本)	補強材密度(本/m <sup>2</sup> )
Case11	19	0	0.00
Case12	30	45	0.30
Case13	17	21	0.14
Case14	13	28	0.19
Case15	16	28	0.19
Case16	9	45	0.42
Case17	34	45	0.42
Case18	40	45	0.42

※Case11～Case15：勾配30°，壁までの距離42cm  
 ※Case16～Case18：勾配45°，壁までの距離37cm

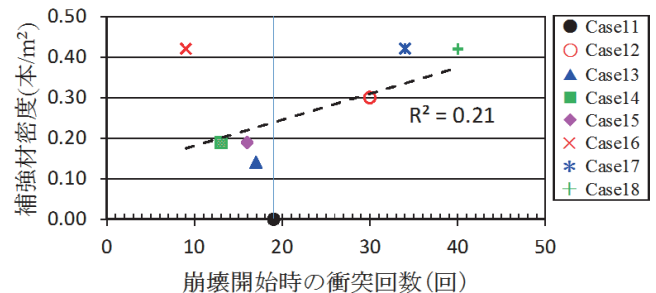


図-12 補強材密度と衝突回数の関係

## 4.2 PIV 画像解析による補強材打設効果の検証

### 4.2.1 PIV 画像解析とその手順

本実験では、衝突 1 回毎に模型土槽の様子をデジタル

カメラで撮影し、これを PIV 画像解析することで砂の動きを確認した。

PIV (Particle Image Velocimetry) 画像解析<sup>11)</sup>の原理は、画像を格子により任意の数に分割し、その格子点を中心に検査領域を設ける。この領域内の輝度パターンが、次の画像でどこに移動しているかについて、評価式を用いて移動量として算出する。



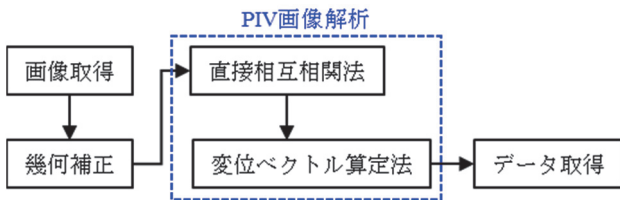


図-13 PIV 画像解析の手順

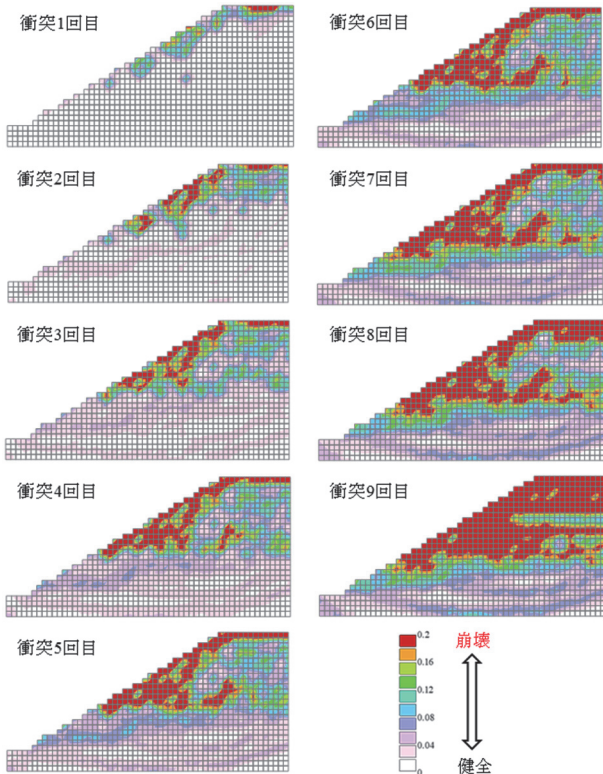


図-14 PIV 最大せん断ひずみコンター図 (Case1)

図-13 に解析手順を示す。初めに衝突毎に撮影したデジタルカメラ画像について幾何補正を行う。幾何補正とは、幾何歪みを持つ画像からその歪みを除去し、歪みのない画像に変換した上で、この画像を用いて PIV 画像解析を行う。次に、直接相互相関法により速度ベクトルを算出し、この速度ベクトルから変位ベクトル算出法により変位ベクトルを算出する。この工程の中で、局所的な変位量や任意の要素における歪みの計測が可能となり、砂の動きを詳細に観察できる。

図-14 に、Case1 (補強なし) の各衝突段階について、PIV 画像解析により得られた最大せん断ひずみコンター図を示す。最大ひずみコンター図では、色調が薄い箇所は移動量が少なく健全で、濃い(赤色)ほどひずみ量が大きく崩壊が発生していることになる。衝突回数が増えるにつれて砂の移動が大きいかつ盛土全体に広がっていき、最終的に崩壊まで至る過程がよくわかる。

#### 4.2.2 PIV 画像解析の結果と考察

ここでは、本文 4.1.1 の補強材打設角度の実験に用いた Case1~Case4 の PIV 画像解析結果について、崩壊時の衝突回数と崩壊領域面積を表-3 に、崩壊時の元画像と最大せん断ひずみコンター図を図-15 に示す。元画像にある赤

表-3 崩壊時の衝突回数と崩壊領域

Case名	崩壊開始時の衝突回数	崩壊領域 (cm <sup>2</sup> )
Case1	9	413
Case2	10	406
Case3	13	479
Case4	10	160

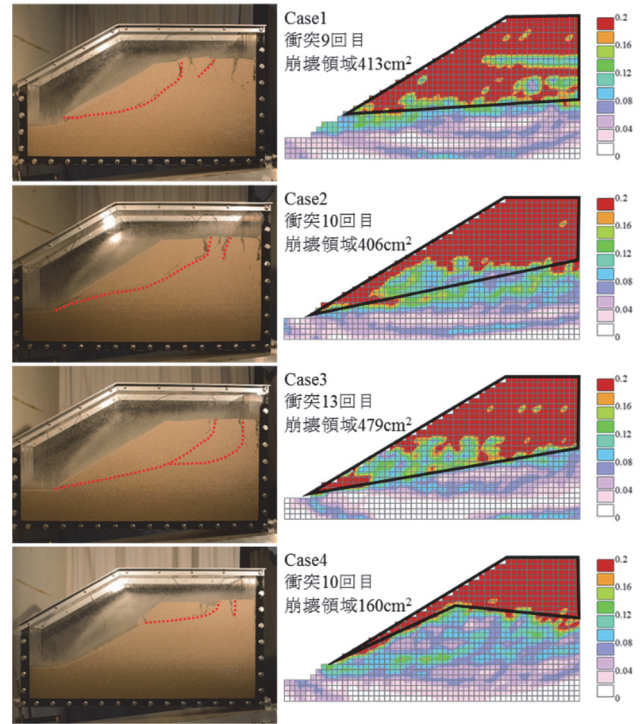


図-15 実験結果 (左：崩壊時の元画像，右：崩壊時の最大せん断ひずみコンター図)

点線は、崩壊発生時のすべり面形状である。

Case2 では、崩壊までの衝突回数や崩壊領域が Case1 とほとんど変わらず、補強材を水平方向に打設した場合は補強効果が小さいと考えられる。Case3 では、Case1 と比べて崩壊までの衝突回数も多く、発生したすべり面は補強材の先端付近に位置している。このことから、補強なしの場合に発生するすべり面位置では補強材による摩擦抵抗が働き、すべり発生が抑制されて多くの衝突に耐えることができ、その結果補強材の外側を包括するように斜面全体が崩壊に至ったものと考えられる。Case4 では、のり面全体のすべりではなく天端のみが崩壊する結果となり、崩壊領域は格段に狭くなった。この後さらに 5 回の衝突を行ったが、のり面部の崩壊は発生しなかった。これは Case3 同様に補強材による摩擦抵抗が働いたことで、補強領域が一体化し衝突に耐えたと推定できる。

#### 4.2.3 PIV 画像解析による補強材打設効果の検証

ここでは、Case11~Case18 の補強材を、補強なしの最大せん断ひずみコンター図に重ね合わせて、補強材の先端到達位置が補強材なしで発生したすべり面を越えた本数を求め表-4 に示し、図-16 には Case16 の例を示す。また、すべり面を越える補強材の本数と崩壊開始時の衝突

表-4 補強材なしでのすべり面を越える補強材本数

Case名	崩壊開始時の衝突回数(回)	すべり面を越える補強材の本数(本)	すべり面を越える補強材の割合(%)
Case11	19	0	0
Case12	30	45	100
Case13	17	21	100
Case14	13	28	100
Case15	16	28	100
Case16	9	31	69
Case17	34	40	89
Case18	40	45	100

※Case11~Case15: 勾配30°, 壁までの距離42cm  
 ※Case16~Case18: 勾配45°, 壁までの距離37cm

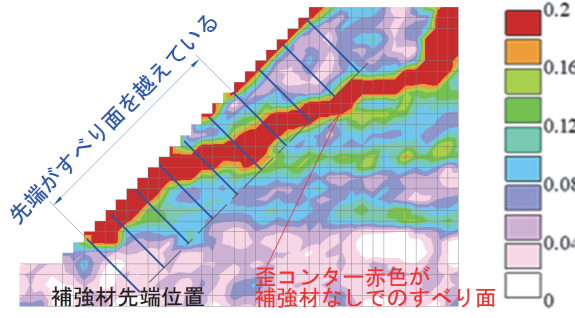


図-16 コンター図に補強材を重ねた図 (Case16)

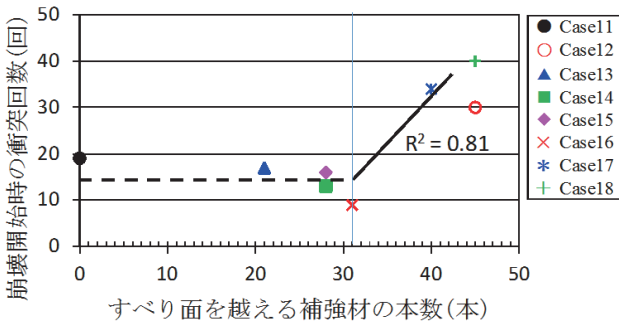


図-17 すべり面を越える補強材本数と衝突回数

回数の関係を図-17に示す。図中の点線は、すべり面を越える補強材の本数が 31 本以下の結果での近似直線である。また、実線はすべり面を越える補強材の本数が 31 本以上の結果から求めた近似直線で、補強材本数 31 本で点線と実線が重なるように修正したものである。これより、すべり面を越える補強材の本数が 31 本以上存在することで補強効果が飛躍的に向上する結果となった。このうち、すべり面を越える補強材を全体本数に占める割合で見ると 89%以上となり、ほぼすべての補強材が補強なしの場合のすべり面を越える必要があることがわかった。このことから、ある程度の補強材密度以上で、かつすべり面全体を補強できる本数があることが、さらにはすべり面を越える補強材長さが必要であると考えられる。

## 5. 一面せん断試験を用いた補強材打設効果の検証

### 5.1 一面せん断試験の方法と結果

補強材が存在する部分にすべり面が発生した場合を模

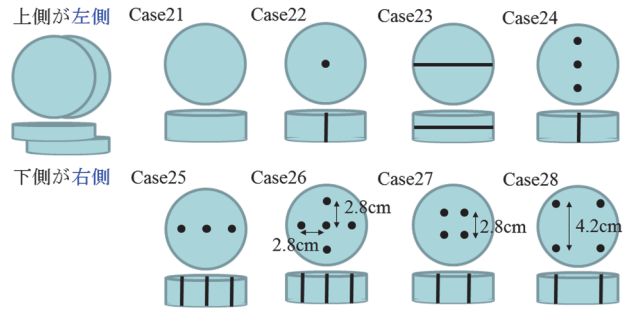


図-18 一面せん断試験条件の概要図

表-5 一面せん断試験結果

Case名	補強条件 補強材の本数(本)	算出した強度定数		
		粘着力 $c_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	内部摩擦角 ( $^\circ$ )	$\tan \phi$
Case21	0	9.2	14.4	0.26
Case22	1	6.0 (-3.2)	17.4 (+3.0)	0.31
Case23	1	6.1 (-3.1)	17.6 (+3.2)	0.32
Case24	3	8.0 (-1.2)	16.9 (+2.5)	0.3
Case25	3	7.6 (-1.6)	15.2 (+0.8)	0.27
Case26	5	9.7 (+0.5)	16.5 (+2.1)	0.3
Case27	4	8.4 (-0.8)	16.9 (+2.5)	0.3
Case28	4	7.6 (-1.6)	16.7 (+2.3)	0.3

※表中( )内の値はCase21との差分

擬した実験で、補強材の本数や配置による強度定数の変化と補強効果の把握を目的に、一面せん断試験<sup>12)</sup>による検証を試みた。

試験箱には模型土槽同様に、三河硅砂 V6 号を用い、飽和度 50%に相当する含水比 15.4%に調整した湿潤土を 6 層に分けて 1 層 200 回の突固めにて供試体 (直径 6cm, 高さ 2cm) を作成した。補強材には  $\phi 0.45\text{mm}$  のステンレス針金を用い、図-18 に示す条件で設置し、垂直応力として  $25\text{kN/m}^2$  (GL-1.5m),  $50\text{kN/m}^2$  (GL-3.0m),  $100\text{kN/m}^2$  (GL-6.0m) を想定してせん断速度  $0.2\text{mm/min}$ , せん断変位最大 7mm にてせん断を行った。その後、最大せん断応力を最大せん断強さとして、垂直応力との関係から強度定数 (粘着力  $c_d$  と内部摩擦角  $\phi_d$ ) を求めた。表-5 に一面せん断試験の結果を示すが、最大せん断強さでは補強材を挿入すると、 $c_d$  が約  $1\sim 3\text{kN/m}^2$  減少し、逆に  $\phi_d$  が約  $2\sim 3^\circ$  増加する結果となった。

### 5.2 補強材間隔と補強効果の関係

補強材間隔と補強効果の関係を把握するため、図-19 にて Case26 と Case27, Case28 の一面せん断試験結果の比較を行った。垂直応力が  $25\text{kN/m}^2$ ,  $50\text{kN/m}^2$ ,  $100\text{kN/m}^2$  のいずれの場合においても、補強材本数が最も多い Case26 が高い値を示した。また、補強材本数が同数の Case27 と Case28 とを比較すると、僅かに Case27 が高い値を示したことから、同一本数の補強材を配置する場合は、間隔を狭くした方が、より高い補強効果を得られることがわかった。この結果は、後述の図-21 中の緑矢印 (Case27→Case28) にも示している。

### 5.3 補強材密度による補強効果の検証

表-5 に示す結果で、補強材なしと比べて  $c_d$  が減少し  $\phi_d$  が増加した。つまり、補強材を打設することで抵抗角の方に効果が現れる結果となった。 $c_d$  の減少は、補強材の挿入により周辺の砂が乱され緩みが生じたことによると考えられる。一方  $\phi_d$  の増加は、垂直応力の作用により緩みが解消されたことで本来の補強材の拘束力が発揮され、砂と補強材との間に摩擦が生じたことによるものと推察する。図-20 に、一面せん断試験における最大せん断強さと垂直応力との関係を示すが、これを見ると各 Case におけるバラツキが小さく、破壊線が直線で近似できることがわかる。また、垂直応力が高い試験の最大せん断強度の方が、Case の違いが明確に現れている。

そこで、 $\tau = c + \sigma \tan \phi$  の関係式を用いて、 $c_d$  を Case21 のものに固定した上で、 $\phi_d$  を逆算にて算出した。また、挿入した補強材の本数を供試体の断面積で除したものを補強材密度と定義した。例えば、Case22 では補強材の本数が 1 本、供試体の断面積が  $3 \times 3 \times \pi = 28.27 \text{ cm}^2$  となるため、補強材密度は  $1 \text{ 本} \div 28.27 \text{ cm}^2 = 0.035 \text{ 本/cm}^2$  となり、単位を変換して  $0.141 \text{ 本/m}^2$  とした。これらの結果を表-6 に示す。また、この逆算で求めた  $\phi_d$  と補強材密度の関係を図-21 に示す。図中の点線は近似直線である。補強材密度が  $0.4 \text{ 本/m}^2$  以上となる場合に補強効果が現れるが、補強材配置によってはその効果が変化することがわかった。

Case22 → Case24 → Case27 → Case26 (図-21 中の赤矢印) を見ると、補強材本数が増加することで、土の強度定数も増加することがわかった。一方、Case24 → Case25

(図-21 中の青矢印) を見ると、補強材本数が同じであってもせん断方向と同一直線状に配置すると強度定数が低下することがわかった。これは、補強材がせん断力に抵抗する時点で、傾いたり歪んだりすることで周辺の地盤が乱され地盤密度が低下するためと考えられ、十分な補強効果が発揮できないものと推定する。また、Case27 → Case28 (図-21 中の緑矢印) を見ると、補強材本数が同じであっても間隔を広げると強度定数が低下することがわかった。

以上の結果をまとめると、補強なしの Case21 に対して 5 本の補強材を打設した Case26 では、 $\phi_d$  が約 2 割増加する結果が得られた。このことから、補強材を打設することで土のみかけの強度定数（主に内部摩擦角）が増加するとし、これを補強効果として評価できるということが検証できた。また、実際の設計では千鳥配置でかつ間隔を広げすぎず、補強材密度が  $0.4 \text{ 本/m}^2$  以上となる鉄筋配置が重要であるといえる。

### 6. まとめ

本研究では、模型土槽に水平慣性力を与える装置を用いて、補強材打設条件（打設角度、補強材長さ、本数）の違いによる補強効果の比較・分析を行った。また、PIV 画

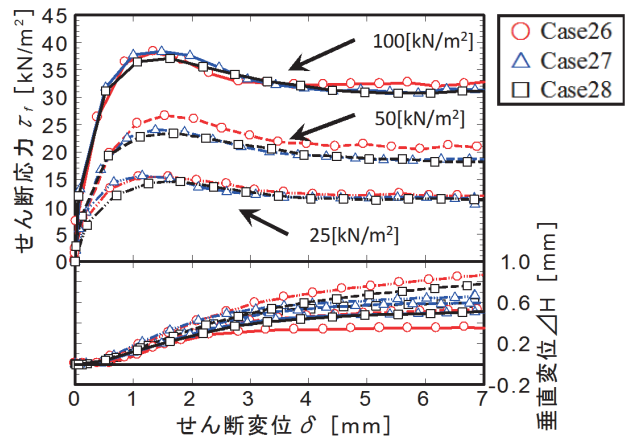


図-19 Case26, Case27, Case28 の比較

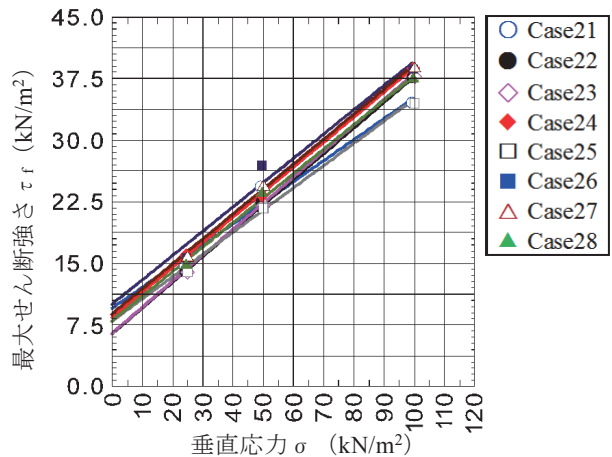


図-20 最大せん断強さと垂直応力の関係

表-6 逆算の  $\phi_d$  と補強材密度

Case名	補強条件		逆算で求めた $\phi_d$ の平均値 (°)
	補強材の本数	補強材密度 (本/m <sup>2</sup> )	
Case21	0	0	14.0
Case22	1	0.141	13.4
Case23	1	0.333	13.7
Case24	3	0.424	15.6
Case25	3	0.424	13.0
Case26	5	0.707	16.7
Case27	4	0.566	15.9
Case28	4	0.566	14.6

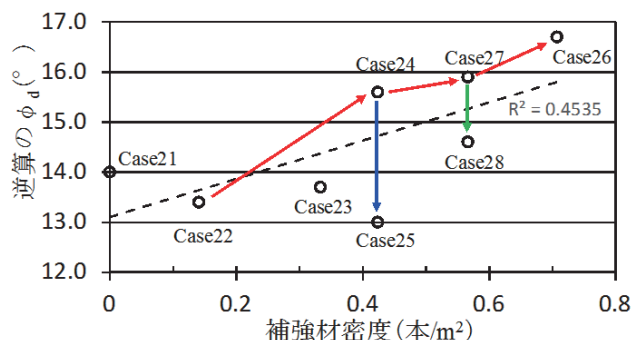


図-21 逆算の  $\phi_d$  と補強材密度との関係



像解析や一面せん断試験から求められる強度定数に着目して補強効果の検証を行った。本研究で得られた知見を以下にまとめて結びとする。

- (1) 補強材の打設角度は、のり面に対して垂直が最も補強効果が高く、次に下向き  $30^\circ$  であり、水平打設は水平慣性力に対しては補強効果が小さくなった。
- (2) 補強材の長さは、長いほど盛土全体で慣性力に耐えることとなり補強効果としては有効であった。しかし、単純に長いだけでは補強効果に直結せず、打設本数や打設間隔とのバランスが重要である。
- (3) 補強材の本数は、すべり面全体をカバーできる本数が必要であるが、打設本数だけではなく、ある一定以上の補強材長さともまって効果が現れた。
- (4) 補強材密度の観点では、補強するのり面に対して  $0.2 \sim 0.3$  本/m<sup>2</sup> 以上の密度で打設した場合に補強効果が現れた。
- (5) 補強材がすべり面を越える長さとなる場合に補強効果が現れた。
- (6) 一面せん断試験による検証では、補強材密度が  $0.4$  本/m<sup>2</sup> 以上の場合に補強効果が現れた。また、補強材の配置はせん断方向に対して連続的な配置を避け、千鳥配置とする方が良い。
- (7) ある程度の長さ(すべり面を越える長さ)を持つ補強材が、ある程度の補強材密度 ( $0.4$  本/m<sup>2</sup> 以上) で、ある程度の範囲(すべり面全体)をカバーできる本数が打設されてはじめて、打設角度や長さ等の補強材の特徴が活かされ補強効果が現れた。

#### 謝辞

本研究の成果をまとめるにあたっては、山口大学大学院創成科学研究科 梶山慎太郎助教にご指導いただいた。また、各種実験やデータ整理については山口大学大学院創成科学研究室の関係諸兄にご協力いただいた。ここに、記して感謝の意を表す。

#### 参考文献

- 1) 気象庁：日本付近で発生した主な被害地震，  
<http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/higai/higai1996-new.html>，(参照 2018.4.18)
- 2) 国土交通調査室：平成 28 年（2016 年）熊本地震の概況，国立国会図書館，p.1，2016.
- 3) 公益社団法人地盤工学会：地山補強土工法設計・施工マニュアル，171pp.，2011.
- 4) 黒瀬正行，木村正昭：斜面安定のための鉄筋挿入効果，土と基礎，Vol.31，No.9，pp.47-53，1983.
- 5) 奥園誠之，寺島治男，則武邦具，安川正春：鉄筋による斜面補強の模型実験と施工例，土と基礎，Vol.31，No.9，pp.55-62，1983.
- 6) 龍岡文夫，Valerio GUTIERREZ，山内裕元，佐藤剛司：鉄筋・繊維材料による地盤・斜面の補強工法，東大生産研究所研究解説，Vol.39，No.1，pp.2-9，1987.
- 7) 地盤工学会：土と基礎 小特集/地山補強土工法の現状と展望，Vol.44，No.10，pp.1-36，1996.
- 8) 総合土木研究所：基礎工 特集/地山補強土工法，Vol.34，No.5，pp.1-88，2006.
- 9) 東日本高速道路(株)・中日本高速道路(株)・西日本高速道路(株)：切土補強土工法設計・施工要領，99pp.，2007.
- 10) 北村照喜，奥園誠之，山田憲夫，佐野信夫：鉄筋による斜面補強工の理論と実際，地盤工学会誌，pp.57-62，1987.
- 11) 西田京助，國生剛治，石澤友浩，原忠：新潟県中越地震における斜面災害の要因分析，土木学会地盤工学論文集（2007 年 8 月），pp.1117-1122.
- 12) 地盤工学会：土質試験基本と手引き（第二回改訂版），pp.120-134，2010.

(2018 年 6 月 25 日 受付)

