

# 小土被り非開削掘削工事長尺先受け工法の開発

稲川 雄 宣      山 本   彰  
 吉 野 拓 也      中 村 俊 明  
 (本社土木本部)

## New Pre-supporting Systems for a Shallow Mountain Tunnel

Yusen Inagawa      Akira Yamamoto  
 Takuya Yoshino      Toshiaki Nakamura

### Abstract

New pre-supporting systems (Geo-Flex Beam) were developed to prevent the cave-ins caused by non-open digging immediately beneath a railway or road. These systems were composed of a packer with grouting that was made in the ground before digging. Centrifuge model tests were used to verify the formation and effect of the beam. An adequate supporting effect was provided by placing the beam in ground. A trial construction was executed in order to research the workability, construction accuracy, and the as-built design of the Geo-Flex Beam. As a result, it was necessary to construct the position roughly according to a schedule, and a reinforcement body with a prescribed diameter was made over the total length. In addition, a field loading test was executed to simulate the tunnel. This allowed failure phenomena to be understood, and we confirmed that the beam provided sufficient strength.

### 概 要

鉄道や道路直下の小土被り非開削掘削に伴う地表面の陥没防止と変形抑制を目的として、自在ボーリングを用いて地表面から施工できる長尺先受け工法(ジオフレックスビーム工法)を開発した。本工法は、非開削掘削に先だて、地盤内に繊維質の袋材にグラウトを充填した梁状の補強体を構築するものである。開発にあたっては、工法の成立性と変形抑制効果について確認するため、遠心模型実験を実施した。その結果、繊維質の袋材にグラウト注入して造成した補強体を地盤中に設置することで、十分な支保効果が得られることを確認した。また、ジオフレックスビーム工法の施工性、施工精度、出来形を確認するため、試験施工を実施した。その結果、概ね計画通りの縦断線形、平面線形で施工できること、全長にわたって所定の径の補強体を造成できることを確認した。さらに、シールドトンネルを模擬した現場載荷実験を実施して、補強体が十分な耐力を有することを確認した。

### 1. はじめに

近年、都市部ではアンダーパス事業や鉄道の地下化に伴い、小土被りや既設構造物に近接した非開削掘削(シールドあるいは推進等)を行う工事が見受けられるようになってきた。道路や鉄道直下を1D(D:シールド径)以下の小土被りで非開削掘削する場合、地盤のアーチアクションの効果が期待できない。そのため、非開削掘削によって地表面に変状を生じやすくなり、最悪の場合には陥没に至るなど工事に伴うリスクが非常に高くなる。

そこで、このような道路や鉄道直下を小土被りで掘削する際の地表面への影響リスクを低減・回避するため、Fig.1 に示すような非開削掘削工事に先立って地盤を補強する長尺先受け工法「ジオフレックスビーム工法」を開発したので、その概要と工法開発にあたって実施した各実験について報告する。

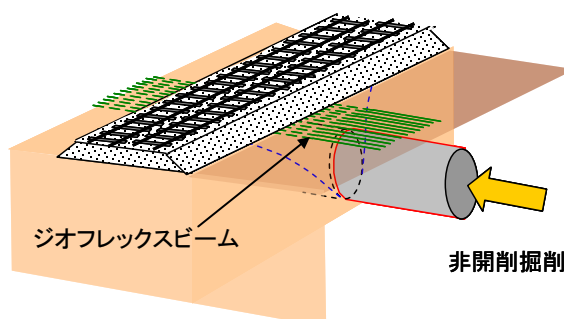


Fig.1 ジオフレックスビームの模式図  
 Pre-supporting systems  
 for a Shallow Mountain Tunnel

## 2. ジオフレックスビーム工法の概要

開発した工法は、小土被りでの非開削掘削に先立ち、袋体にグラウトを充填した梁状の補強体を、小土被りの地盤内に造成することによって、掘削に伴う地表面変位や陥没を防止する技術である。

施工ステップは以下のとおりである。Fig.2に施工ステップを示す。

①Step1～2 自在ボーリングを用いて補強区域外の地表面から地盤を先行削孔し、小土被り地盤内を通過した後、反対側の地表面へと貫通させる。Photo 1 に施工機械を示す。

②Step3 リーマーにて拡径しながら地盤中に繊維質の袋材を引き込む。

③Step4 袋体内にグラウトを注入することによって梁状の補強体を造成する。

補強体の径はφ150mm～φ200mmで、長さは最大50mまで施工可能である。また、自在ボーリングでは、施工時に誘導員がロケータを用いて先端ビットの位置と推進方向を計測し、削孔を誘導するため、埋設管などの地中障害物を避けながら、精度よく補強体を造成することが可能である。

## 3. 遠心模型実験

ジオフレックスビーム工法の成立性と変形抑制効果について確認するため、遠心模型実験を実施している。以下に実験概要とその結果について述べる。

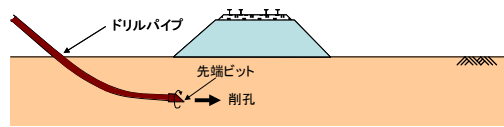
### 3.1 実験概要

遠心模型実験は無対策(Case1)および、ジオフレックスビーム工法による対策有 (Case2)の2ケースについて実施した。遠心模型の概略図(Case2)を Fig.3 に示す。模型のスケールは実物の1/25とし、相似則を考慮した模型寸法は、切羽の高さ200mm(実寸で5.0m)、土被り部60mm(実寸で1.5m)、上部盛土高20mm(実寸で0.5m)、切羽の幅40mm(実寸で1.0m)である。地盤はN値1程度の粘性土地盤を想定し、粘土にセメントを混ぜて低強度の粘性土地盤を作成した。また、上部盛土は珪砂を用いて作成し、土槽側面はシリコングリースとテフロンシートで潤滑層を設けて側面摩擦を低減している。Case2のジオフレックスビーム工法は、実規模の曲げ試験結果から細砂を付着させた厚さ0.8mm、幅5.0mm、長さ320mmのアルミ板を土被り部に水平間隔20mm(実寸で0.5m)で9本千鳥配置した。なお、低強度粘性土の湿潤密度は17kN/m<sup>3</sup>、一軸圧縮強度は100kN/m<sup>2</sup>程度であった。実験では遠心力を徐々に増加させ、Fig.3 に示すように盛土天端3箇所をレーザー変位計で、アルミ板16箇所をひずみゲージで計測した。

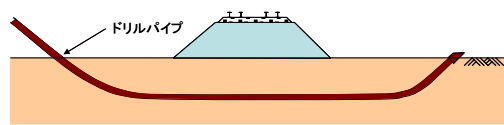
### 3.2 実験結果

3.2.1 変状のプロセスについて Fig.4 は実験中の地盤の変状形態を模式的に示しており、変状状態と遠心

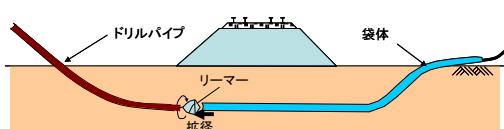
(1)Step1: 自在ボーリングによる削孔(先行削孔)



(2)Step2: 自在ボーリングによる先行削孔終了



(3)Step3: 袋体の引込み



(4)Step4: グラウト注入

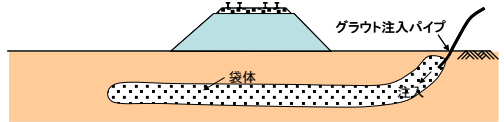


Fig. 2 施工手順  
Construction Process



Photo 1 自在ボーリング機  
Machine of Long Pre-supporting Systems

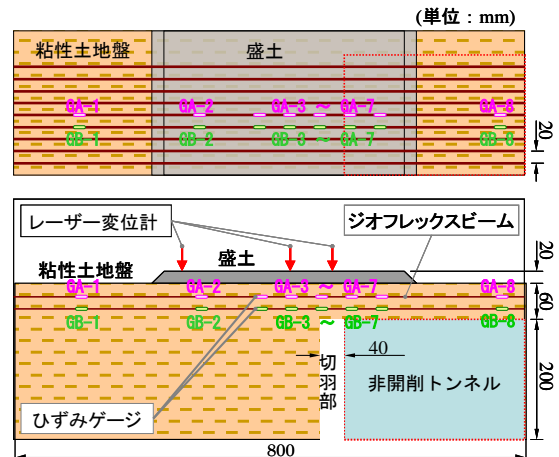


Fig. 3 遠心模型の概略図(Case2)  
[上: 平面図 下: 側面図 模型スケール1/25]  
Centrifuge Model(Case2)

加速度の関係は以下の通りである。

- |       |                        |  |
|-------|------------------------|--|
| Case1 | ①切羽前面が崩壊 (遠心加速度：22.8G) |  |
|       | ②盛土部にクラックが発生 (23.6G)   |  |
|       | ③陥没 (24.0G)            |  |
| Case2 | ①切羽前面が崩壊 (26.9G)       |  |
|       | ②切羽前面の崩壊が拡大 (30.2G)    |  |
|       | ③盛土部にクラックが発生 (35.5G)   |  |
|       | ④地盤天端の沈下 (47.4G)       |  |
|       | ⑤大きく沈下 (47.4G)         |  |

Case1では26.9Gで陥没したのに対し、Case2では47.4Gで大きく沈下したものの陥没は生じておらず、本工法は陥没に対する安全性向上に有効で、十分な支保効果が得られることを確認した。

**3.2.2 補強材の軸ひずみ・曲げひずみの分布** 切羽前面が崩壊した前後の遠心加速度20G、25G、30Gおよび35G段階での、補強材の軸ひずみ・曲げひずみ分布をFig.5に示す。補強材上段(GA)の軸ひずみ分布は、20G～30Gで圧縮を示しており、遠心加速度が大きいほどその値は増加する傾向を示す。ところが、35G付近での切羽前面崩壊の拡大にともない、全長にわたり圧縮から引張に移行する。一方、補強材下段(GB)の軸ひずみ分布は、切羽前方では、遠心加速度の増加にともない圧縮から引張に増分が移行する。また、35Gでは補強材上段(GA)同様、全長にわたり引張ひずみが生じている。

補強材上段(GA)の曲げ分布はS字曲線となっており、遠心加速度の増加にともない曲げひずみが大きくなっている。一方、補強材下段(GB)の曲げひずみ分布は、負の値のみ生じている。また、切羽前面崩壊が拡大する35Gにおいて急激に値が増加している。

そこで、Fig.5からひずみが大きく変化している箇所から切羽先端をL、切羽高さをD(=200mm)としたときのL/Dの関係について着目すると、補強材上段、下段ともに0.7となる。すなわち、本実験では切羽先端から切羽前方0.7Dの範囲で地盤がゆるみや変状を生じていると考えられる。

**3.2.3 補強メカニズムの推定** 先受け工法の補強メカニズムの概念図をFig.6に示す。Fig.5より変状の初期段階では補強材に圧縮ひずみが発生し、曲げひずみはほとんど発生しないことから、切羽の地盤変状に対して補強材が圧縮部材として機能したと考えられる。その後、遠心加速度の増加にともなって、補強材の軸ひずみが圧縮から引張に変化し、切羽前面上の曲げひずみが大きく負側に移行した。このことから、切羽が不安定し、沈下が進行するのにともない、切羽上部の補強材が曲げ部材として地盤の陥没を抑止していることが推察される。その抑止力が切羽付近から両側の補強材に引張力として伝達され(引張部材)、補強材と地盤との摩擦抵抗によって支持されているものと推察される。すなわち、本工法の設計においては、地盤の変形時に発生する補強体曲げ応力と補強体と地盤との摩擦抵抗力が許容値を満足する必要がある。

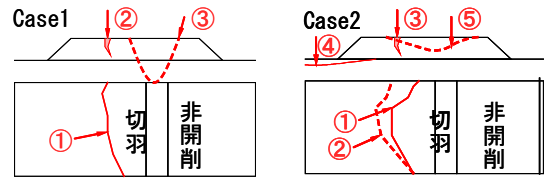


Fig. 4 地盤の変状形態 Surrounding Soil Deformation

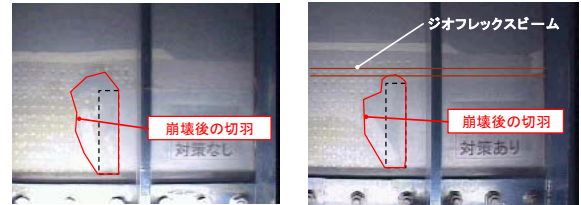


Photo 2 切羽崩壊直後の状況 Tunnel Face Failure

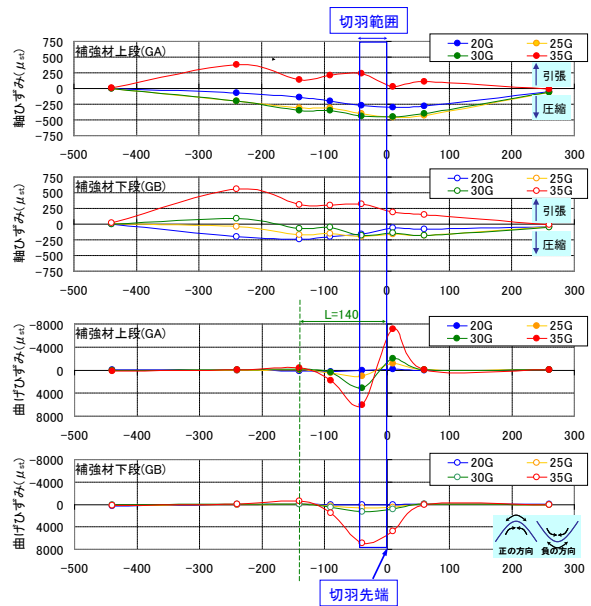
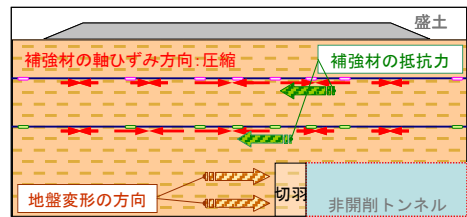
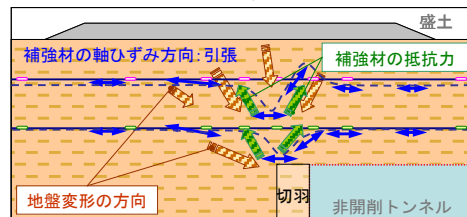


Fig. 5 補強材の軸ひずみ・曲げひずみ分布 Pre-support Tensile and bending Distribution



(a) 切羽付近の変位が小さい場合



(b) 切羽付近の変位が進行した場合

Fig. 6 先受け工法の補強メカニズムの概念図 Pre-supporting Systems Reinforcement Mechanism

## 4. 試験施工

### 4.1 試験施工の概要

試験施工では、Fig.7 に示す3ケースについて実施工を行い、施工精度、地表面に与える影響、出来形、および施工性を確認した。試験施工時の補強体の長さはいずれも30mであり、試験施工を実施した地盤はN値2～5の関東ローム層である。

- Case1 : 水平方向の線形、深さ(GL-1.0m)一定で直線状に補強体を構築する
- Case2 : 途中で施工深さ(縦断線形)を0.5m, 1.0m, 1.5mに変化させて補強体を構築する
- Case3 : 途中で水平方向に線形を変化させて補強体を構築する

試験施工では、グラウトの注入圧と注入量、地表面変位の計測を行った。また、施工後、造成した補強体を試掘して、出来形確認および造成した袋体の位置計測を行った。

### 4.2 試験施工の結果

**4.2.1 施工時の地表面変位** Fig.8 はCase1における地表面変位の経時変化を示しており、図中には施工工程も併せて示している。この図から、地表面変位は削孔時で0.5mm以下、袋体設置時で2.5mm以下、注入時で1.5mm～8.5mmとなっており、注入時の影響(100mm→150mmに拡径)が最も大きくなっている。Fig.9 は各ケースの地表面変位と施工後の施工深度との関係を示している。グラフに記載しているタイプIIは Fig.2 の施工手順による方法であり、タイプIは袋体の設置・注入時に外径φ125mmの保護管を用いる方法である。また、図中には補強体構築に伴う地表面への影響予測を合せて示している。影響予測は、本工法が排土工法(掘削土を搬出しない)であることから、補強体構築の位置において仮想的な排土面積(面積A: φ100mmとφ145mm)を想定し、排土に伴う地盤内の変形が補強体下端部を固定点として、円形状に等体積変化(面積A=B)として伝達されると仮定し、地表面変位を算定している。この予測結果によれば、補強体の設置位置が深くなると急激に地表面への影響は小さくなると予想される。

**4.2.2 補強体の出来形** Fig.10は、試掘したCase1における補強体の縦方向と横方向の直径の実測結果を示している。注入側から13m付近まではやや補強体径が大きくなる傾向が見られ、平均径は160mmを超えている。また、13m～30mでも150mm～160mmの範囲となっており、目標の出来形が直径150mmであることから、全長に渡って目標値を満足していることが分かる。また、縦方向と横方向の直径が概ね等しいことから、補強体は円形断面をなしているといえる。

**4.2.3 補強体構築の施工精度** Photo 2 は、縦断変化および平面変化に対して精度確認のため実施した、実験の施工後に行った補強体(Case2, Case3)の試掘調査状況

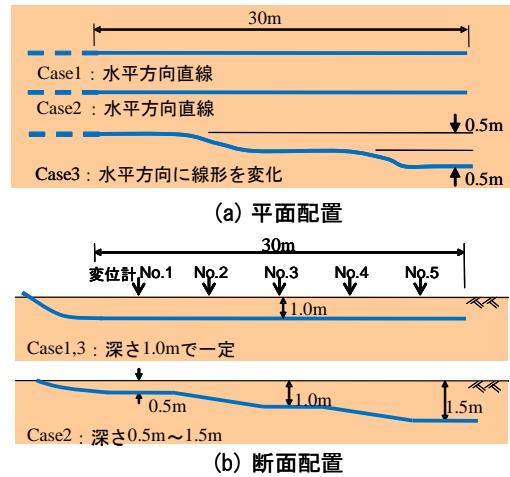


Fig. 7 試験施工ケース  
Plane and Cross Section (Case1～Case3)

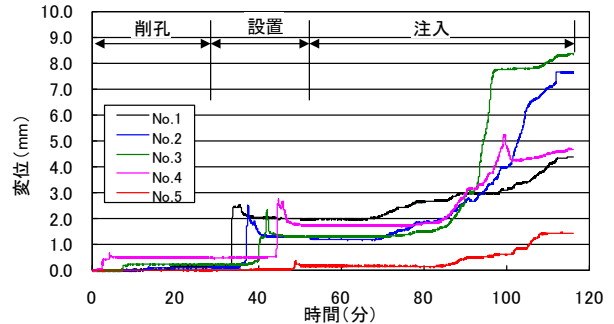


Fig. 8 施工時における地表面変位の経時変化  
Time History of Ground Level during Constructing

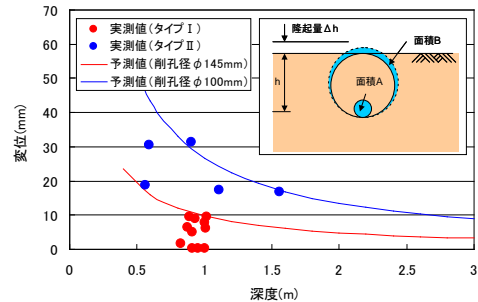


Fig. 9 地表面変位と施工深度  
Ground Level Displacement and Construction Depth

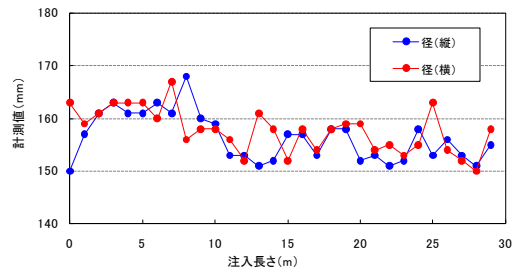


Fig. 10 補強体径の計測結果  
Measurement Result of Beam Diameter

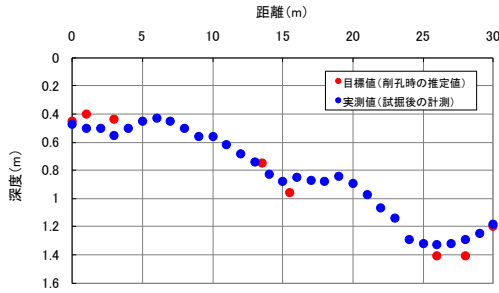


Fig. 11 目標施工深度と実測結果の関係(Case2)  
Target Construction Depth and Measurement Result (Case2)

を示している。

Fig.11 はCase2について自在ボーリング削孔時に目標とした縦断線形の位置(ロケータ計測値)と試掘時の実測結果との比較を示しており、概ね目標深度と実測値は一致している。Fig.12 は各ケースの縦断線形および平面線形の位置の目標値と試掘時の実測値との誤差の頻度分布を示している。この図から、施工誤差は縦断線形で最大20cm以下、平面線形で最大30cm以下となっているが、Case2, 3では自在ボーリング削孔時に急激に線形を変化させて施工したことを考慮すると、縦断線形および平面線形は概ね10~20cm程度の誤差で施工可能と考えられる。

## 5. 現場載荷実験

### 5.1 実験の概要

現場載荷実験では施工した補強体下を疑似掘削し、上部に鉄板で載荷することにより、補強体の地盤中での耐力を確認した。

Table 1 に実験ケースとその仕様、Fig.13 に各実験ケースの模式図(Case2~Case5)を示す。実験は5ケース行っており、各ケースで補強体の本数、段数、ピッチを変化させている。地盤は関東ロームであり、深さ3mまではN値2~5程度である。また、現地の関東ロームをブロックサンプリングし、三軸圧縮試験(CU)を実施した結果、内部摩擦角 $\phi=16.1^\circ$ 、粘着力 $C=68.7\text{kN}/\text{m}^2$ であった。

実験の手順をFig.14に示す、①幅1m、奥行き2m、深さ約2.7m程度を片側から土留め掘削し、空洞部(切羽部)を模擬する深さにEPSを設置する。②EPS上部を石灰改良した土(配合 $40\text{kg}/\text{m}^3$ )にて転圧を行いながら埋め戻す。その後、補強体(全長15m)をEPS上部の土被り部分を横断するように施工する。③EPSを側方から撤去することにより切羽掘削を模擬する。なお、切羽寸法は幅1.0m、奥行き2.0m、高さ1.2mである。④地表面に鉄板等を切羽上部が完全に崩壊するまで順次載荷し、支持耐力を確認する。なお、Case5では沈下量を計測している。

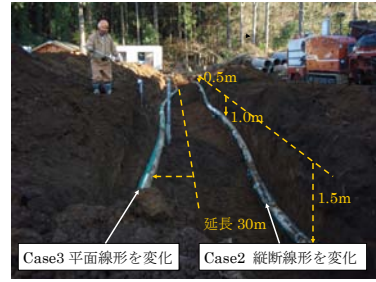


Photo 2 施工後の試掘調査状況 (Case2とCase3)  
Pre-supporting Systems Test Trench

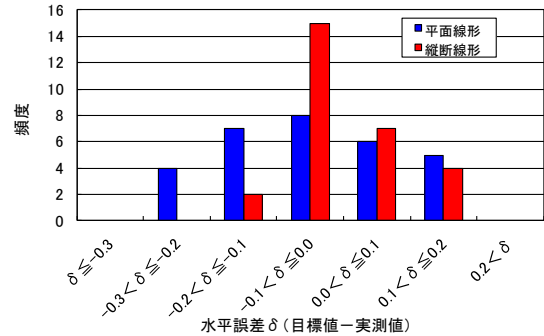


Fig. 12 施工誤差の頻度分布  
Distribution of the Frequencies of Construction Error Margin

ケース	段数、ピッチ	載荷重	崩壊形態
Case1	無対策	0.0kN	EPS引抜き時に土塊崩落
Case2	1段@1.0m	17.0kN	補強体の中抜けによる土塊崩落
Case3	1段@0.67m	42.5kN	袋体の曲げ破壊
Case4	2段@1.0m	52.7kN	袋体の曲げ破壊
Case5	2段@0.67m	55.5kN	安全に対する配慮から、終了

Table 1 実験ケースの仕様および最大載荷重と崩壊時状況  
Cases of Experiment, Maximum Load and Collapsing

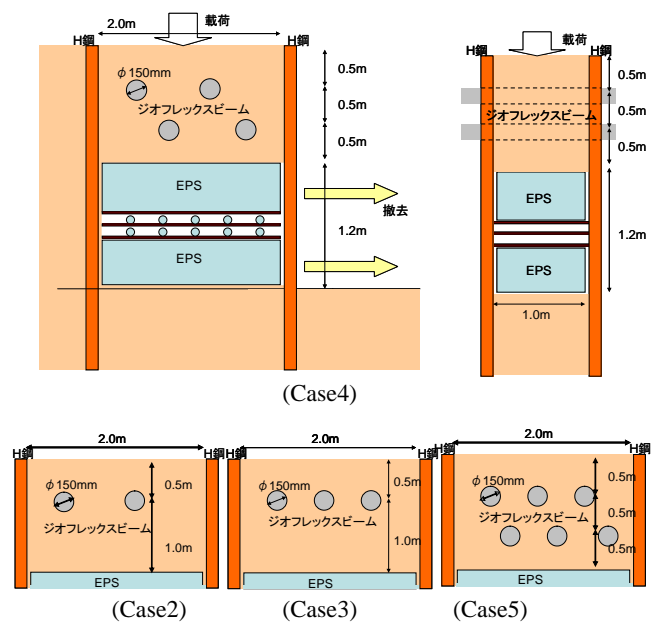


Fig. 13 現場載荷実験模式図  
Models of Field Loading Tests

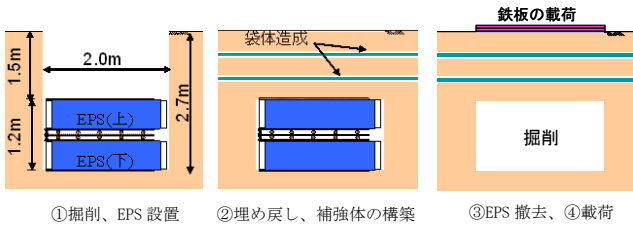


Fig. 14 施工手順概略図  
Construction Procedure

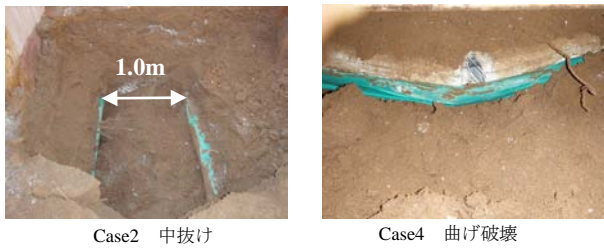


Photo 3 実験状況  
Experiment Condition

## 5.2 実験結果

**5.2.1 崩壊時の状況** 各ケースの最荷重と崩壊時の状況をTable 1 に示す。また、実験状況および実験後の補強体をPhoto 3 に示す。Case1はEPS撤去と同時に地表面が陥没した。従って、土被り部分の土の強度は極めて低く、土自身の強度だけでは空洞は保持できない状態であった。Case2は最大載荷重17.0kNで、補強体の間から土が中抜けを生じて崩落した。Case3は42.5kN、Case4は52.7kNで補強体に曲げ破壊が生じ、地表面が大きく沈下した。Case5は55.5kNまで載荷したが崩壊せず、安全に対する配慮から、実験を終了とした。また、中抜けによる崩落が発生したCase1において、補強体周辺の土砂を撤去し、補強体に直接鉄板を載荷する実験を行なったところ、28kNで曲げ破壊した。

**5.2.2 載荷重と沈下について** Fig.15 にCase5の載荷重と沈下の関係を示す。20kNを越えたあたりから徐々に沈下量が増加しており、沈下勾配の変化点は25kN～30kN付近に認められる。また、20kNまでは沈下量が非常に小さいことから、弾性的な挙動を示していると考えられる。一方、荷重25kNを越えた段階で急激に沈下の勾配が大きくなっているが、その勾配は一定であり、複合地盤として有効に機能していると推察される。沈下が大きく増加した要因としては、補強体の曲げ破壊と地盤の塑性変形が考えられる。

**5.2.3 単位幅当りの補強体本数と載荷重の関係** 単位幅当りに換算した補強体本数と最大荷重の関係をFig.16 に示す。この図から最大荷重と補強体本数の関係は概ね線形関係にあると考えられ、一段配置と二段配置による影響は少ないと推察される。なお、点線は最小二乗法に基づく線形近似曲線である。また、現地地盤で土被り1.5mでの補強体1本あたりの支持耐力は10kN/m<sup>2</sup>程

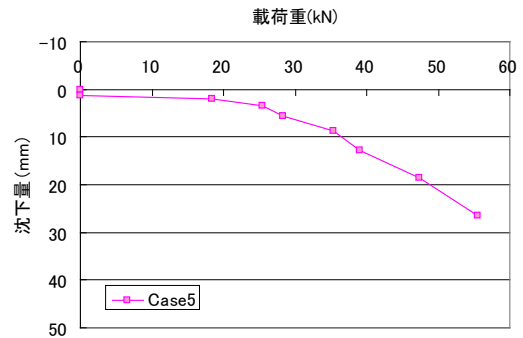


Fig. 15 載荷重と沈下 (Case5)  
Load and Subsidence

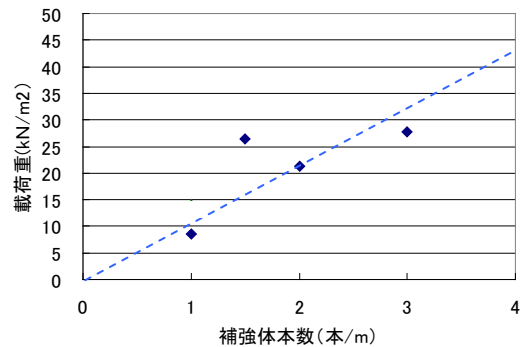


Fig. 16 単位幅当りの補強体本数と載荷重  
Number per Width of Unit of Beam and Load

度であると推察される。被り1.5mでの補強体1本あたりの支持耐力は10kN/m<sup>2</sup>程度であると推察される。

## 6. おわりに

本報告では、小土被りでの非開削掘削工事に伴う地表面変位を抑制するための長尺先受け工法を開発に先立ち実施した遠心模型実験、試験施工および現場載荷実験の結果について述べた。今後、これらの結果を設計法に反映させ、独自性のある工法へと確立していく予定である。

## 参考文献

- 1) 山本 彰, 稲川雄宣, 浜子 正, 柄崎和孝, 駕海政志: 小土被り非開削掘削工事における長尺先受け工法の開発—試験施工による施工性の確認—, 第46回地盤工学研究発表会, pp.1491-1492, (2011)
- 2) 吉野拓也, 山本 彰, 稲川雄宣: 小土被り非開削掘削工事における長尺先受け工法の開発—遠心模型実験結果について—, 第46回地盤工学研究発表会, pp.1493-1494, (2011)
- 3) 稲川雄宣, 山本 彰, 田中 尚, 倉田正博, 大平幹夫: 小土被り非開削掘削工事における長尺先受け工法の開発—現場載荷実験による補強耐力の確認—, 第46回地盤工学研究発表会, pp.1495-1496, (2011)