

III-58

東京湾横断道路シールドトンネル覆工荷重確認実験（その3）

－実験結果（1）－

東京湾横断道路幹

元山 宏

東京湾横断道路幹

正会員 林 光俊

大成建設幹

正会員 ○二村 敦

西松建設幹

栗原和夫

1. 実験ケース

ケース1～6の実験ケースを表-1に示す。各ケースの目的は次のとおりである。

ケース1 : 無覆工（覆工模型なし）時の地山の自立性を検討（混合処理盛土地盤）

ケース2 : 裏込め圧の検討（混合処理盛土地盤）

ケース3～6 : 図-1に示す地山のゆるみおよび地山の応力状態が①セグメントに生じる断面力、②慣用設計法に用いる側方土圧係数 λ 、地盤反力係数 k 、および③外力分布に与える影響（混合処理盛土地盤と海底平坦部地盤）

2. 実験結果

表-1 実験ケース

ケース1（混合処理盛土地盤の自立性に関する検討）

上載荷重 $\sigma_1 = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ の場合には、側方荷重 σ_3 の変化（ $0.1 \text{ kgf/cm}^2 \sim 0.025 \text{ kgf/cm}^2$ ）に関係なく模型地盤は自立し、上載荷重 $\sigma_1 = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ の場合には、最大側方荷重（ $\sigma_3 = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ ）で破壊した。写真-1にその時の破壊状況を示す。実際の混合処理盛土地盤の上載荷重は、相似則を考慮した実験での 0.1 kgf/cm^2 に相当することから、山岳素掘りの場合、斜路部の混合処理盛土地盤は自立するものと推定される。さらに、実際は泥水圧も働いており、より安全側である。

FEM線形弾性解析結果を図-2に示す模型材料のCU試験から得られた c 、 ϕ （全応力）を破壊規準として安全率の分布を示したもので、安全率が1を下回る領域が発生していることがわかる。

ケース	材料*1	地山のゆるみ（注入厚）*2	δ_3/δ_1
ケース1	A	無覆工*3	$1 \rightarrow 0.667 \rightarrow 0.5 \rightarrow 0.333 \rightarrow 0.25$
ケース2	A	強制破壊*4	1
ケース3	A	2mm (1mm)	$1 \rightarrow 0.667 \rightarrow 0.5 \rightarrow 0.333 \rightarrow 0.25$
ケース4	A	1mm (2mm)	$1 \rightarrow 0.667 \rightarrow 0.5 \rightarrow 0.333 \rightarrow 0.25$
ケース5	B	2mm (1mm)	$1 \rightarrow 0.667 \rightarrow 0.5 \rightarrow 0.333 \rightarrow 0.25$
ケース6	B	1mm (2mm)	$1 \rightarrow 0.667 \rightarrow 0.5 \rightarrow 0.333 \rightarrow 0.25$

*1 模型地盤の強度 A材料: $q_u = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ (斜路部の模型地盤)
B材料: $q_u = 0.05 \text{ kgf/cm}^2$ (平坦部の模型地盤)

*2 地山のゆるみ量をグラウト注入厚で制御。

*3 グラウト注入無しで行う。

*4 土被り部を内部により強制破壊させる。

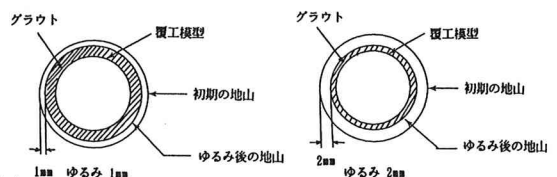


図-1 ゆるみの模式図

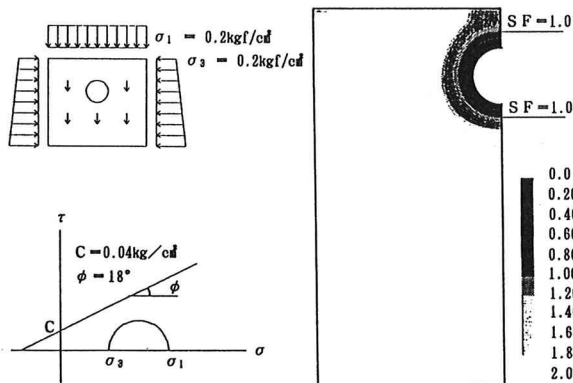
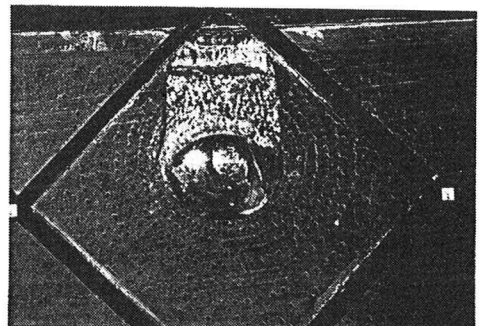
図-2 安全率分布図（ステップ1, $\sigma_3/\sigma_1 = 1.0$ ）

写真-1 無覆工時の地山の崩壊

ケース2（混合処理盛土地盤の裏込め圧に関する検討）

このケースは、覆工模型と模型地盤のすきまにゴム膜を介して 3mmの水が満たされている状態で、 σ_1 、 $\sigma_3 = 0.1\text{kgf/cm}^2$ 一定のまま、すきまの中の水圧（内空圧 σ_t ）を徐々にあげ、覆工模型に働く軸力および地盤の破壊領域の拡大をみるのが目的である。実験の観察によると、すきまの中の水圧が 0.18kgf/cm^2 の時小さなクラックが生じ始めたが、 0.30kgf/cm^2 に上げるまではクラックは進展しなかった。 0.32kgf/cm^2 に上げると、上方斜め 45° 方向に大きなクラックが生じた。

写真撮影による変位分布について説明する。図-3は、 $\sigma_t = 0.0\text{kgf/cm}^2 \rightarrow 0.36\text{kgf/cm}^2$ の時の相対変位ベクトルを示す。天端付近を除いて円周方向に一樣な変位ベクトルとなっており、模型地盤の変形は天端に集中していることがわかる。

図-4は、2つの主ひずみの値とその方向を示す。主ひずみの計算に用いたメッシュは 530節点、496要素で、覆工に近いメッシュを小さくとってある。観察された大きなクラックに沿って10~20%の圧縮ひずみが、また、クラックと垂直な方向に10~20%の引張ひずみが発生していることがわかる。図-5は、写真から求めた変位分布より計算した鉛直および水平方向の内空変位を、内空圧 σ_t に対してプロットしたものである。同じ図に、一樣応力場で円形トンネル内に圧力が働くときの弾性解を破線で示す。前にも述べたように、実験中の観察によると、 $\sigma_t = 0.3\text{kgf/cm}^2$ までは、クラックの進展は見られなかったが、 $\sigma_t = 0.32\text{kgf/cm}^2$ に上げるとクラックの大幅な進展が見られた。図-5によると、 $\sigma_t = 0.3\text{kgf/cm}^2$ を越えると内空変位（ U_v および U_h ）が急増し、 U_v は弾性解から急に離れる傾向にある。

3. 結論

(1) ケース1において実際の混合処理盛土地盤の上載荷重は、相似則を考慮した実験での 0.1kgf/cm^2 に相当することから、山岳素掘りの場合、斜路部の混合処理盛土地盤は自立するものと推定される。さらに、実際は泥水圧も働いており、より安全側である。

(2) ケース2における破壊圧は、相似則を考慮すると約 10.0kgf/cm^2 の裏込め圧に相当するので、現実の裏込め圧（水圧+1~2 kgf/cm^2 ）の範囲では、斜路部の混合処理盛土地盤に破壊は生じないものと推定される。

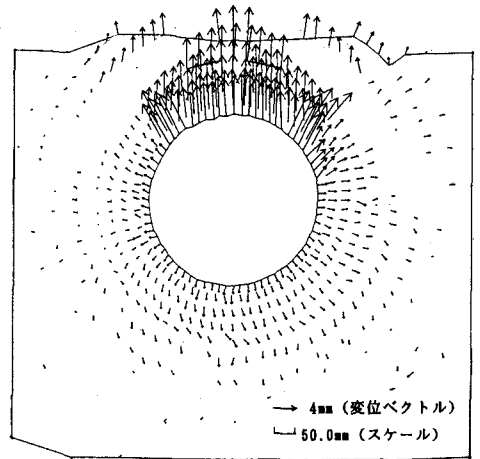


図-3 相対変位ベクトル図

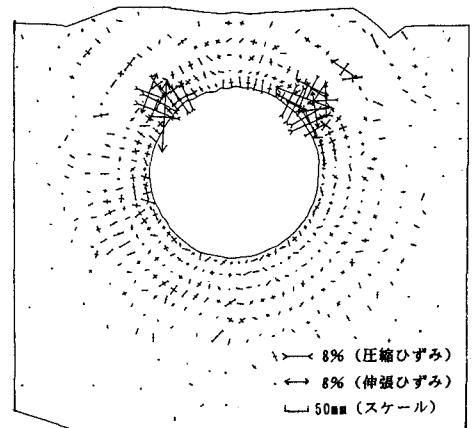


図-4 主ひずみ図

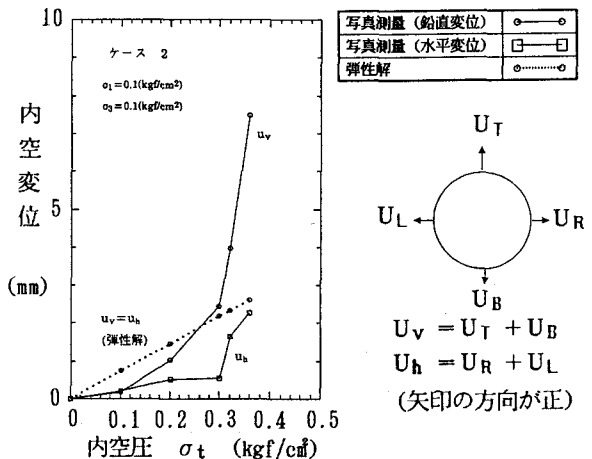


図-5 写真から読み取った内空変位と弾性解