

トンネルの設計理論と実際

— トンネル施工時の土圧測定とトンネル掘削による斜面崩壊事例 —

田村武¹・橋本正²・張鋒³

¹京都大学工学研究科・²(財)地盤環境研究所・³岐阜大学流域圏科学研究センター

1. はじめに

トンネル施工は周辺地盤内の応力を変化させるとともに、トンネル構造に作用する荷重も変動させる。いわば、地盤内応力や変位は地盤と施工過程の相互作用として決定されるといえる。しかし、現在の地盤工学の粋を集めても定量的にその相互作用を見極めることは容易ではない。その理由は、地盤が構成する「複雑系」が容易にモデル化を許さないことにある。それでも近年、巧みな測定法や構成式あるいは数値解析技術の開発により、徐々にではあるがその相互作用のメカニズムが判明しつつある。本報告では、それらの中から

- 1) シールドトンネルに作用する荷重計測
- 2) トンネル掘削に伴う坑口付近の斜面崩壊

の事例について述べながら、この分野における地盤工学の現状を説明する。前者では、粘性地盤と砂質地盤に分けた「荷重特性」が、また、後者ではひずみ軟化型弾性-粘性構成式に基づく「進行性破壊」がキーワードとなる。

2. シールド掘進に伴う地盤変形と覆工土圧

2.1 シールド掘進に伴う地盤変形¹⁾

シールド工法は、まず切羽部で地盤の掘削・取り込みをおこない、テール部でセグメント覆工を組み立てた後、テール通過後にシールドと覆工間の隙間(テールボイド)に裏込め材を注入し、さらに地盤と覆工を一体化させた構造物を構築する工法である。したがって、トンネル完成までに数段階の施工過程を経過することになり、各施工段階において地盤変形および覆工土圧がそれぞれ発生する。

図-1はシールド掘進に伴う応力の変化と地盤変形発生メカニズムを示したものである。主たる地盤変形の発生は、①切羽前方での先行変形、②シールド通過中の変形、③テールボイドにおける変形、④後続変形の4段階に分けられる。表-1は段階ごとに地盤変形の発生要因を示したものであり、地盤応力と切羽土圧や裏込め注入圧の不均衡が主たる発生要因となっていることを示す。軟弱粘性土においては、シールド掘進過程における周辺地盤の攪乱が圧密を伴う後続沈下を引き起こすことがある。

また、地盤の変形とともに地中応力は変化し、シールド掘進によって地盤応力を解放させた場合には応力は減少し、逆に例えば過剰な裏込め注入圧を地盤に作用させた場合は応力増加となる。覆工に作用する土圧もこの地中応力変化に対応して発生し、裏込め注入圧が長期的に残存する事例が多く紹介されている。

表-1 地盤沈下のメカニズム

① 第1段階 δ_1	切羽が測定点直下に達するまでに生ずる沈下・隆起現象で、切羽圧と地盤応力のバランス状態によって発生する。
② 第2段階 δ_2	測定点直下に切羽が到達し、シールドマシンのテールが通過し終わるまでに生ずる変形で、余堀りやシールドの姿勢制御に伴って生じる。シールド～周辺地盤間のせん断変形による地盤の攪乱が生じる。
③ 第3段階 δ_3	テールが測定点直下を通過した後生ずる変形現象で、テールボイド部の応力解放による変形や裏込め注入圧による変形が発生する。
④ 第4段階 δ_4	地盤の攪乱に伴う圧密、漏水に伴う圧密および覆工の変形などによって長期的に生ずる変形現象を示す。

軟弱粘性土中の直径5.44mの土圧シールドによるトンネル中心直上の地盤変形の実測例を図-2に示す。地盤は軟弱鋭敏なため、テール通過時の沈下は微小であるが、その後時間とともに沈下が発生している。この後続沈下 δ_{is} とシールド掘進中の最大鉛直変形量 δ_{ii} の関係を多数の実測データに基づいてプロットしたのが図-3である。液性指数 I_L が大きく、また δ_{ii} が大きいほど、後続沈下量が大きい結果が得られている。

2.2 実測値に基づくシールドトンネル覆工土圧の発生要因²⁾

シールドトンネル覆工に作用する土圧は、裏込め注入圧などのシールド掘進時の施工条件に依存することを上述したが、ここでは実測値に基づいて土圧の発生要因を分析する。トンネル掘進後、長期間経過し、施工時に発生した土圧がほぼ一定値に落ち着いた時点での頂部土圧と初期土圧(土被り圧)からの変化量を地盤種別ごとに観測値のとりまとめを行った。

2.2.1 軟弱粘土地盤での覆工土圧

軟弱粘性土地盤における覆工土圧の模式図を図-4に示す。軟弱粘性土地盤では、裏込め注入圧がその後の土圧変化に大きく影響する。トンネル法線方向の初期応力に対して大きな裏込め注入圧を作用させると、土圧は上昇した後次第に低下し、初期応力に近づきながら一定値に収束する。また、初期応力に対して小さな裏込め注入圧を作用させると、その後土圧が徐々に上昇し、初期応力に近づきながら一定値に収束する。すなわち、軟弱粘性土地盤中の長期的な覆工土圧は、ほとんどが(初期応力 $\pm c$ (粘着力))以内に収束することが事例研究³⁾よりわか

っている。

2.2.2 硬質粘土地盤での覆工土圧

トンネル天端部の鉛直全土圧の実測値と全土被り圧の比(p_v/p_{v0})～地山強度比($2c/p_{v0}$)の関係を図-5に、有効応力表示に直したものを図-6に示す。

図-5において $2c/p_{v0} \leq 0.5$ のような軟弱粘性土では、 $p_v/p_{v0}=1$ に近い値を示しているが、 $2c/p_{v0}$ が大きくなるに伴って p_v/p_{v0} が減少し、地下水圧が高い場合には $p_v/p_{v0}=0.45 \sim 0.8$ の値をとる。また、図-6において地山強度比が小さい地盤では、有効鉛直土圧 p'_v は有効土被り圧 p'_{v0} に近い値を示す、つまり、理論上、 $2c/p_{v0}$ が小さくなれば、 p'_v/p'_{v0} は1に近づくが、ここで示したのは $2c/p_{v0} > 0.25$ の事例であり、地山強度比が大きくなると施工条件に依存して土圧は変化し、 p'_v/p'_{v0} の取り得る範囲は大きくなっている。すなわち、地山が自立する地盤では、裏込め注入を間隙水圧相当の小さい注入圧で施工した場合、有効鉛直土圧は0近くなるのに対して、沈下対策などから裏込め注入を十分におこなって、土被り圧相当の大きな注入圧を作用させた場合には、有効土圧は0まで減少せず、 $p'_v/p'_{v0} \approx 0.5 \sim 0.75$ の値を保持している事例が見られる。また、軟岩や地山強度比が非常に大きい場合には、有効土圧は0に近づく。これは、地盤の弾性係数が大きいと、裏込め注入後、注入材の微小圧縮によって土圧が低下し、周辺地盤で応力を受け持つためと思われる。

2.2.3 砂質土・砂礫土地盤での覆工土圧

地下水圧が高い場合におけるトンネル天端部の鉛直全土圧の実測値と全土被り圧の比(p_v/p_{v0})～N値の関係を図-7に示す。全応力状態ではN値の大きさに依存せず、おおそ $p_v/p_{v0}=0.4 \sim 0.65$ の範囲に分布しているのがわかる。これを有効応力表示に直したのが図-8である。N値が小さい緩い砂層・砂礫層では、シールド掘削による除荷や地盤の攪乱によって地盤が緩みやすい状況にあることから、有効鉛直土圧 p'_v は緩み土圧を示す。一方、N値が40～80程度の砂・砂礫地盤のように地盤の剛性が裏込め注入の剛性(収縮性含む)と相対的に近い場合、裏込め注入の施工条件に依存して、裏込め注入圧が残存しやすい状態にあることが言える。この場合、有効天端土圧の実測値の最大値は $p_v \approx 0.5p_{v0}$ を示すが、もし、緩みが生じた場合には、 $p'_v \approx$ 緩み土圧になると推定される。また、N値が100を超えるような非常に密な砂・砂礫地盤の場合、裏込め注入材の圧縮変形などによって地山が自立し、 p'_v/p'_{v0} は非常に小さくなる。さらに、砂・砂礫地盤中に細粒分を混入した地盤では、粘着力の發揮によって地山が自立する場合は、土圧の発生が見られない場合もある。

3. 施工過程を考慮した山岳トンネル掘削による斜面の進行性破壊

山岳トンネルを施工する場合には、掘削後の地山は時間がたつと緩むことがあり、適切な措置をとらないと地山崩壊の恐れがある。特に斜面形状とトンネル路線が斜交する坑口を建設する場合、トンネル出口付近の斜面崩壊を防止する目的で、抱き擁壁・押さえ盛土等の保護工を施工して安全性を高める必要がある。斜面崩壊が発生する場合には、崩壊が数時間～数日かけて斜面上方へ拡大していく現象、いわゆる進行性破壊現象がみられる。そのため、トンネル掘削による偏圧や周辺地山への影響を適切に予測し、必要によっては対策工法を講ずることが、山岳トンネル工事の信頼性・安全性の確保、保守コストの節約、さらには耐久年数の長期化につながる。

本研究では、実際に崩壊した斜面を対象に、掘削斜面の進行性破壊のシミュレーションを行った。解析では、ひずみ軟化型弾-粘塑性構成式¹⁾に基づいたFEM解析を行った。トンネル掘削時にすべり抑止力として効果のある人工地山による押さえ盛土の有無が、周辺地山に及ぼす影響について検討を行った。

解析に用いられるひずみ軟化型弾-粘塑性構成式¹⁾は図-9に示すように、材料の強度の発現を摩擦係数によるものと、それ以外の粘着力やセメンテーションからなるとした。このモデルはひずみ硬化-軟化挙動を統一的に表現できるだけでなく、過圧密材料の骨格構造の時間依存性、すなわち、クリープ、応力緩和およびひずみ速度効果も説明できる。

3.1 解析の対象となる岩盤斜面の崩壊概要

平成9年に岐阜県吉城郡のAトンネルの終点側でトンネル掘削による地盤のゆるみにより崩落事故が発生した。この崩落事故が発生した岩盤斜面では、トンネル貫通の数日後、終点側坑口上部斜面が崩壊した。崩壊のひきがねとなる地山の圧力でトンネル支保にクラックが発生し、クラック発生後約2時間の間に段階的にゆるみ域が拡大し崩壊に至った。この現象は進行性破壊と考えられる。図-10に崩壊斜面とトンネル線形を示す。

崩壊発生前の地形・地質などの特徴について以下に列記する。

- ① 崩壊発生した斜面は、下部ほど急斜面となっていた。
- ② 旧すべり崩壊跡地がトンネル上部斜面に分布していた。
- ③ 基盤地質は崩壊地の最上部に至るまで、船津型のミロナイト化した花崗閃緑岩である。
- ④ 斜面には何層もの粘土化変質帯が差し目に分布して、脆弱化している。
- ⑤ 風化した岩盤が斜面上方に厚く分布している。
- ⑥ 粘土化帯が顕著な不連続面となっている。

図-11に示すように、Aトンネルの当初設計では、すべり抑止力として効果のある抱き擁壁と人工地山による押さえ盛土を設計していた。しかし実際の施工では、岩質が比較的に良好で偏圧はないと判断し、押さえ盛土を施工しなかった。図-12には貫通後の坑口の様子を示す。

崩落事故経緯としては、崩落事故の発生した岩盤斜面は、トンネル貫通の数日後、終点側坑口上部斜面が崩壊した。崩壊土砂圧力でトンネル支保にクラックが発生し、クラック発生後1時間45分で全面崩壊した。崩壊に至るまでの経緯を表-2に示す。

表-2 A トンネル坑口崩落事故経緯

1997	11月4日	トンネル貫通
1997	11月9日	坑内弾性波探査実施
1997	11月18日	
	7:30	始業前点検 異常なし
	13:15	527支保完了
	13:30	現場点検 異常なし
	14:30	514~517支保天端及び左60°に2~3mのクラック発生
	15:15	523~527支保に上載荷重を施工
	15:40	ロックボルトプレートの破損
	15:50	退避命令
		吹付けコンクリートのクラック拡大・崩落発生
	15:55	崩壊支保の裏面発生 坑口面サイドの谷より継続的な落石発生
	16:00	作業員避難
	16:15	崩落発生

トンネルの変形状況は、図-10に示すNo.514~517トンネル支保天端およびトンネル支保に2~3mのクラックが発生した。また、No.517トンネル支保のロックボルトプレートが破損した。図-13(a)に坑口近くの吹付けのクラック、図-13(b)に坑口付近のロックボルトの抜け落ち状況を示す。さらに、図-14に崩壊土砂の除去後に観察した支保工の変形の状況を示し、図-15に考えられる支保工変形のメカニズムを示す。

今回の崩落事故の素因としては、斜面に何層もの粘土化変質帯が差し目に分布して脆弱化し、風化した岩盤が斜面上方に厚く分布していたことが上げられる。崩壊前の数日以内に雨が降っておらず、崩壊範囲において顕著な湧水などは認められないため、雨・地下水位の上昇が崩壊の誘因になったとは考えられない。

トンネル掘削前の斜面の状態としては、斜面下端部に応力が集中していた状態と考えられ、この応力集中していた部分が、トンネル周辺のゆるみによってひずみが解放されたことが、斜面の全体的なすべりに発展したと考えられる。

崩壊の直接の誘因は、掘削前後を通じたトンネル周辺地山のゆるみの進行と考えられる。この際、すべり抑止力として効果のある人工地山による押さえ盛土を施工していなかったことが、被害が拡大した大きな原因と考えられる。もし押さえ盛土を施工していれば、崩壊があったとしても今回のような大規模な斜面崩壊は起こらず、斜面の安定が保たれていたかもしれないと考えられる。復旧作業は、斜面を緩勾配に切り下がりながら崩壊土を除去した。その後坑口部を延伸し、人工地山を掘削しながら明かり部を縮小した。改修後の完成断面を図-16に示す。

3.2 岩盤斜面の進行性破壊のシミュレーション

地盤材料の挙動を把握するため、有限要素解析に用いられた地盤材料のパラメータを設定し、平面ひずみ条件における応力-ひずみ関係、クリープ試験のシミュレーションを行った。要素シミュレーションに用いられたパラメータは、表-3中の強風化花崗岩材料である。

表-3 解析で用いた材料パラメータ

	強風化花崗岩	花崗岩	押さえ盛土	掘き出し
ヤング率 E (GPa)	100	600	100	25000
ポアソン比 ν	0.35	0.25	0.35	0.25
残留状態での応力比 M_r	$1.20 \times \eta_0$	∞	1.49	∞
ひずみ軟化パラメータ G'		480		
塑性ポテンシャルパラメータ b (MPa)		0.87		
塑性ポテンシャルパラメータ σ_{ps} (MPa)		18.0		
過圧密境界面パラメータ M_{ps}		1.25		
応力履歴パラメータ r		90000		
時間依存性パラメータ a		0.959		
時間依存性パラメータ C		0.30		

図-17(a)(b)に応力履歴パラメータ r を変化した圧縮試験の結果を示す。初期応力状態 $\sigma_{ps} = \sigma_{ps0} = 0.5 \text{ Mpa}$ のもとで3種の応力履歴パラメータ r を変化した。応力履歴パラメータ r が大きくなるほど、ピーク強度が大きくなり、地盤材料の挙動が応力履歴パラメータを反映した応力-ひずみ関係を示した。

図-18に時間依存性パラメータ C を変化した平面ひずみ圧縮試験の結果を示す。初期応力状態 $\sigma_{ps} = \sigma_{ps0} = 0.5 \text{ Mpa}$ のもとで3種の時間依存性パラメータ C を変化した。時間依存性パラメータ C が大きくなると、過去のひずみ速さの影響が大きくなり、クリープ破壊時間が短くなった。

図-19に時間依存性パラメータ a を変化した平面ひずみ圧縮試験の結果を示す。初期応力状態 $\sigma_{ps} = \sigma_{ps0} = 0.5 \text{ Mpa}$ のもとで3種の時間依存性パラメータ a を変化した。時間依存性パラメータ a が大きくなると、クリープ破壊時間が短くなった。

3.3 解析手法

今回の崩落事故では、岩質が良好で偏圧はないと想定され、現場では押さえ盛土が施工されなかった。もし人工地山による押さえ盛土を施工していれば、斜面が崩壊しなかった可能性もある。

(1) 解析ケース

本研究では、押さえ盛土がない場合(Case-1)と押さえ盛土がある場合(Case-2)の2ケースについて検討する。

(2) 解析モデル・境界条件・載荷条件

解析に用いるメッシュは図-11をもとに作成した。本研究では、トンネル走行方向に直向する断面で斜面の2次元有限要素解析を行った。斜面形状と地質モデルを考慮し、図-20に有限要素解析に用いた斜面サイズ、メッシュを示す。トンネル安定のため、トンネルの支保工、山側にロックボルト(4mおよび6m)が施工されている。これらはBeam要素としてモデル化した。境界条件として、モデルの底面の水平・鉛直方向ともに変位を拘束し、両側面は水平方向のみ拘束した。解析では、施工過程を考慮

して、応力解放率 40%のトンネル掘削を実施した。その後支保工を施工して残りの 60%を解放し、掘削後の時間依存性挙動を調べた。

(3) 地盤材料パラメータ・初期応力状態

解析に用いられた地盤材料パラメータは表-2 に示すとおりであり、初期応力場は自重応力場とした。本解析では、室内試験が行われていないため、地盤材料の残留応力比 M_f の値は直接に求められないが、切り土斜面の安全率が当初の設計で 1.2 であったため、初期応力比 η_0 に 1.2 を乗じた値に設定した ($M_f = 1.2 \eta_0$)。

また、抱き擁壁は剛体と考え、転倒に対する抵抗モーメントが抑止力として作用するものとする。地下水位は考慮しない。以上の条件で 2 ケースの解析を行い、押さえ盛土が周辺地山に与える影響を検討した。

3.4 解析結果

図-21 に Case-1 のせん断ひずみ ($\gamma = (e_{ij} e_{ij})^{1/2}$) 卓越領域の拡大状況を示す。掘削完了直後にトンネル上部斜面でせん断ひずみが現れる。さらに掘削完了から 12 時間経過すると、斜め上方に向かって急速に拡大し始める。掘削から 13 時間後、斜面内にせん断ひずみが顕著に現れるせん断帯が形成されていることがわかる。一方、Case-2 では図-22 に示すように、掘削完了から 13 時間後も顕著な変化はみられない。

以上より、掘削完了直後には掘削によりトンネル上部斜面でせん断ひずみが現れるが、押さえ盛土を施工することにより、地山が安定したと考えられ、押さえ盛土の効果があることがわかった。

図-23 に時間の経過に伴う破壊領域の拡大状況を示す。ここでは、破壊した要素を灰色で示し、実線は岩相境界を示す。ここで解析時間内に破壊した要素を「破壊要素」と呼ぶ。

Case-1 では、掘削完了から 6 時間後にトンネル上部で破壊要素が現れ、その後、破壊した要素が密集する領域（以後「破壊領域」と呼ぶ）が斜面上部まで広がっているのがわかる。Case-2 では、図-24 に示すように、掘削完了から 19 時間後の段階でも、破壊要素は斜面内で出現していない。

以上のように、押さえ盛土がある場合は、19 時間を経ても斜面崩壊に至らなかった。以上 (1) (2) から、解析対象斜面の崩壊過程は以下ようになる。

- ① 岩盤斜面内部にせん断ひずみの卓越する領域が断片的に形成される。
- ② せん断ひずみの卓越する領域が拡大し、互いに連結してせん断帯を形成する。
- ③ 斜面の下部と中部に破壊領域が現れ、これが拡大し、斜面全体の破壊に至る。

図-25 の灰色で示した所が最終的に破壊した要素である。斜面内のトンネル真上 1.5m に位置する破壊した要素、破壊領域中部に位置する破壊した要素、破壊領域上部に位置する破壊した要素において時間の経過に伴う力学挙動を調べた。

地盤内の位置によって、材料自体の時間依存性の影響がどのように現れるのか考察を行った。着目した 3 要素は以下のとおりである。

要素 A…解析終了時の破壊領域下部に位置するトンネル真上 1.5m の破壊要素

要素 B…解析終了時の破壊領域中部に位置する破壊要素

要素 C…解析終了時の破壊領域上部に位置する破壊要素

図-26 (a) にせん断ひずみ-時間関係を示す。Case-1 では、3 要素とも時間が経過するにつれてせん断ひずみがある程度まで増加し、掘削完了後、せん断ひずみはあまり変化していない。しかし、掘削完了から要素 A は 5 時間経過するとせん断ひずみが急激に増加していることがわかる。Case-2 では、Case-1 と同様に、3 要素ともトンネル掘削時には、時間が経過するにつれてせん断ひずみが増加している。しかし掘削完了後せん断ひずみはあまり変化しない。ここで要素 B に着目してみると、掘削完了時点でのせん断ひずみは、Case-1 は 0.003 に対し Case-2 では 0.0014 である。このことから押さえ盛土の影響は大きく、その後のせん断ひずみの増加に大きく影響していると考えられる。

図-26 (b) にせん断ひずみ速さ-時間関係を示す。Case-1 では、要素 A と要素 C は掘削完了から 14 時間経過した時点で、急激なせん断ひずみ速さの増加が見られる。要素 B では急激なせん断ひずみ速さの加速のあと破壊に至っている。Case-2 では、3 要素とも掘削完了後もせん断ひずみ速さは減少し続ける。

岩盤斜面全体と要素で検討した両方の結果、押さえ盛土の効果がみられた。

3.5 まとめ

- ① ひずみ軟化型弾-粘塑性構成式により、トンネル施工過程を考慮した斜面の進行性破壊現象を表現できた。
- ② 押さえ盛土がない場合は、トンネル掘削によりトンネル上部斜面でせん断ひずみが現れ、斜面内にせん断ひずみが顕著に現れるせん断帯が形成されるが、押さえ盛土がある場合にはせん断ひずみが顕著に現れるせん断帯が形成されない。
- ③ 山岳トンネル施工の場合、保護工の一つである押さえ盛土の有効性が確認された。

参考文献

- 1) Hashimoto T., J. Nagaya and T. Konda: Prediction of ground deformation due to shield excavation in clayey soils, Soils and Foundations, Vol.39, No.3, pp.53-61, 1999.
- 2) 橋本正, 譽田孝宏, 田村武: 実測値に基づくトンネル覆工の作用土圧に関する考察, 土木学会第 57 回年次学術講演会 (投稿中), 2002.
- 3) T. Adachi, F. Oka, F. Zhang: An elasto-viscoplastic constitutive model with strain softening and its application to the progressive failure of a cut slope, AMD-Vol.183 /MD-Vol.50, Material Instabilities, Theory and Applications, ASME, pp. 203-217.

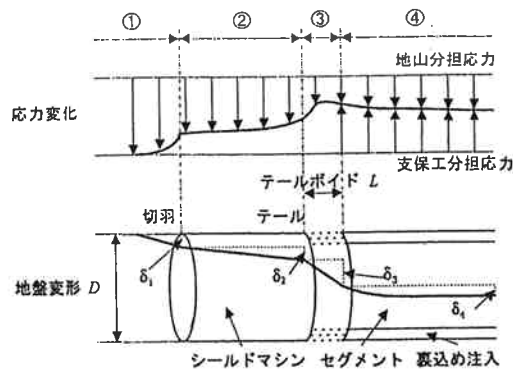


図-1 シールド推進と地盤沈下

テール通過までの直上 1 m における変化量の最大値 (mm)
(-) 沈下 (+) 隆起

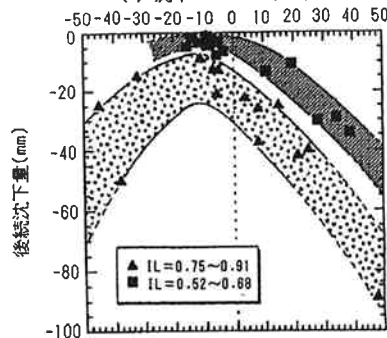


図-3 シールド掘進中の最大鉛直変位量 δ_{11} 後続沈下 δ_{1s} 関係

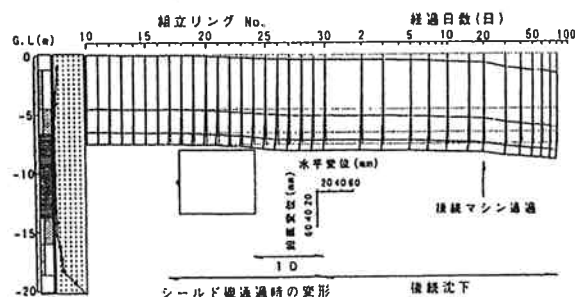


図-2 トンネル中心直上の地盤変形の実測例

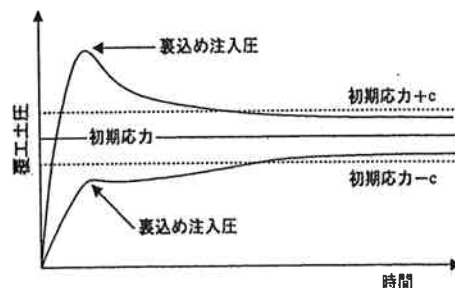


図-4 軟弱粘土地盤における覆工土圧の模式図

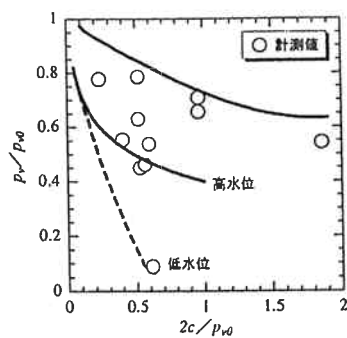


図-5 $2c/p_{v0} \sim p_v/p_{v0}$ 関係 (全応力状態)

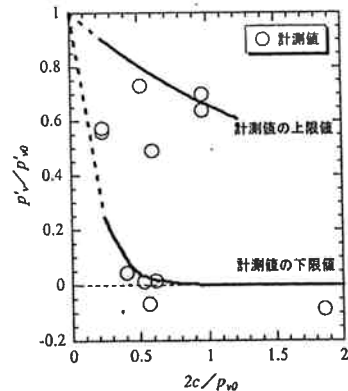


図-6 $2c/p_{v0} \sim p'_v/p'_{v0}$ 関係 (有効応力状態)

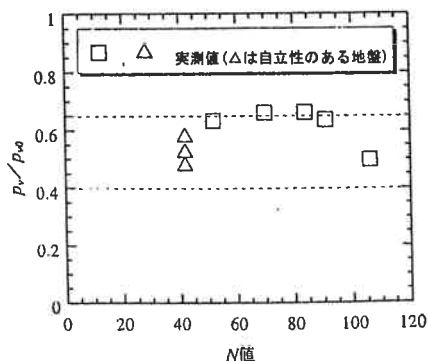


図-7 平均 N 値 $\sim p_v/p_{v0}$ 関係 (全応力状態)

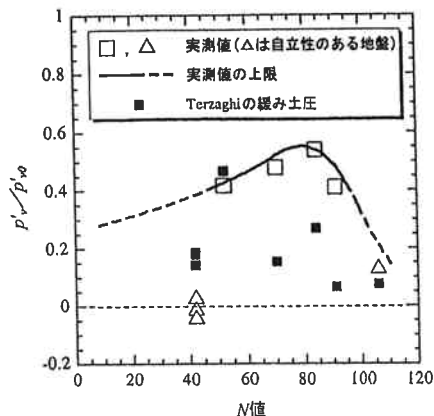


図-8 平均 N 値 $\sim p'_v/p'_{v0}$ 関係 (有効応力状態)

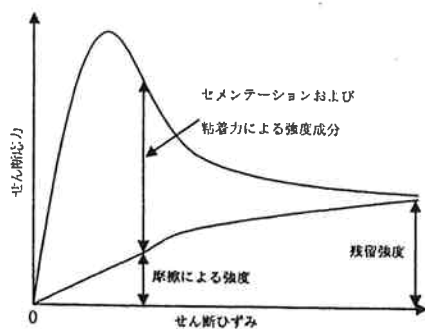


図-9 ひずみ軟化現象の捉え方

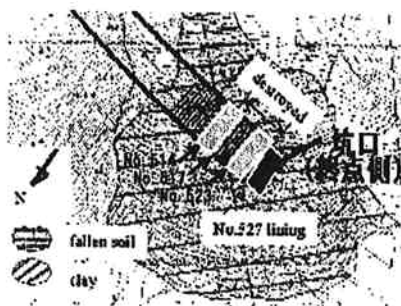


図-10 崩壊斜面とトンネル線形

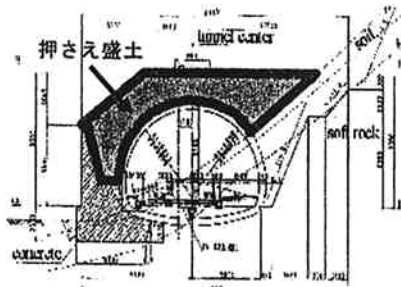


図-11 設計当初の坑口断面

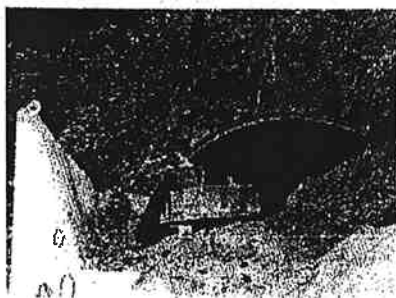
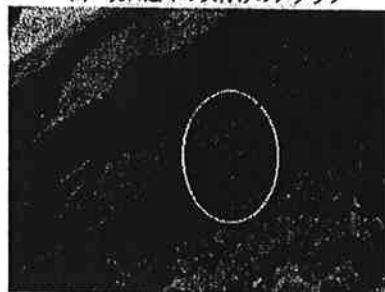


図-12 貫通後の坑口の様子



(a) 坑口近くの吹付けのクラック



(b) 坑口近くのロックボルトの抜け落ち

図-13 変形状況

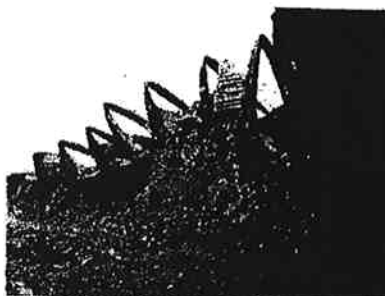
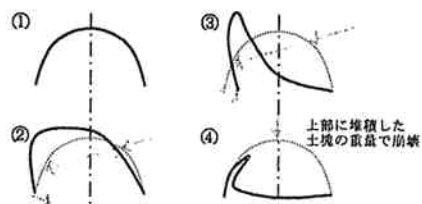


図-14 鋼製支保工の変形状況



- ①せん断力が作用していない時の断面
- ②せん断力が作用し、トンネルの変形が進む段階
- ③谷側の脚部に内側へ向う回転モーメントが生ずる段階
- ④上部に堆積した土塊の重量で圧縮が生ずる段階

図-15 支保工変形のメカニズム

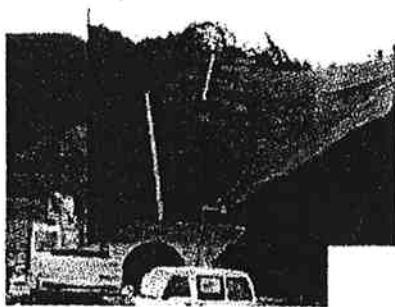


図-16 改修後完成断面

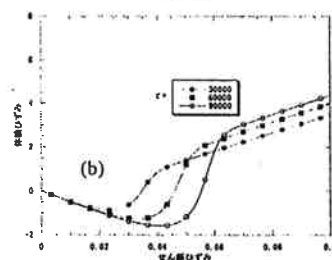
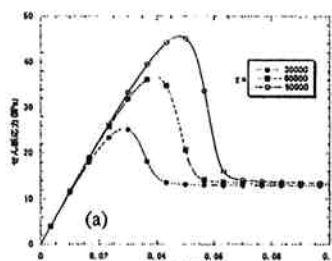


図-17 応力履歴パラメータ τ の検討

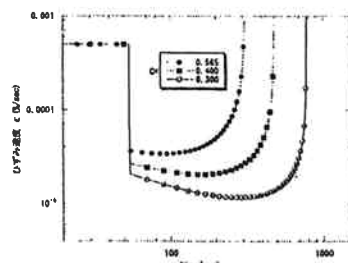


図-18 時間依存性パラメータ C の検討

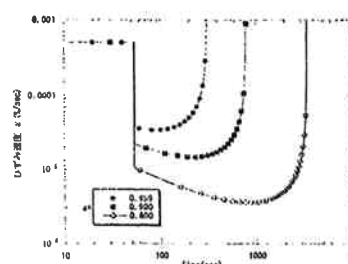


図-19 時間依存性パラメータ a の検討

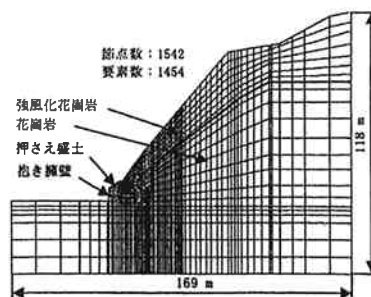


図-20 解析メッシュ

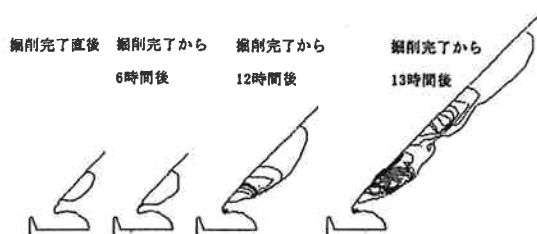


図-21 せん断ひずみ卓越領域の拡大状況(抱き擁壁無し)

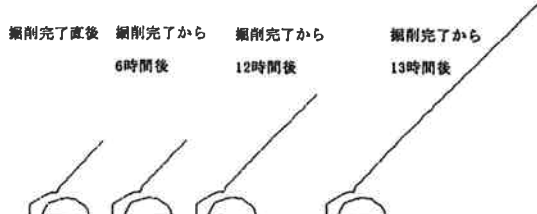


図-22 せん断ひずみ卓越領域の拡大状況(抱き擁壁あり)

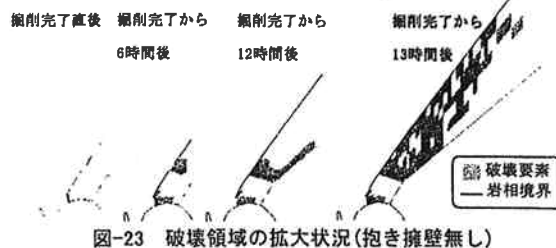


図-23 破壊領域の拡大状況(抱き擁壁無し)

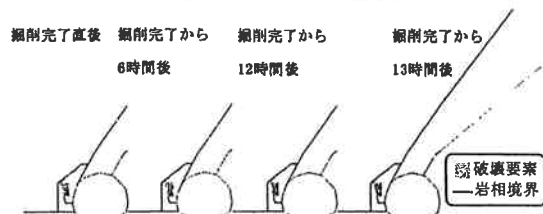


図-24 破壊領域の拡大状況(抱き擁壁あり)

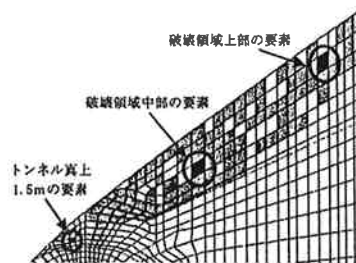
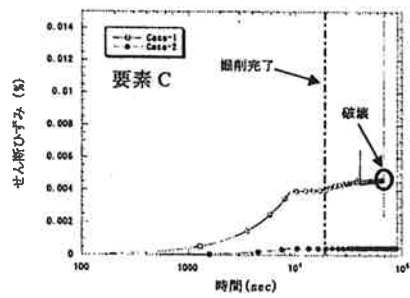
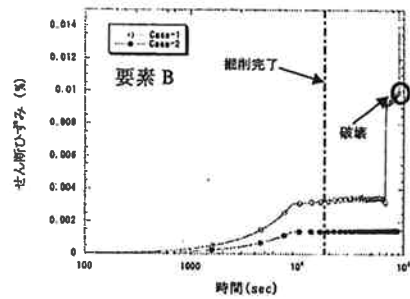
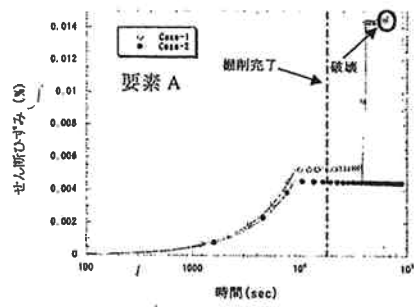
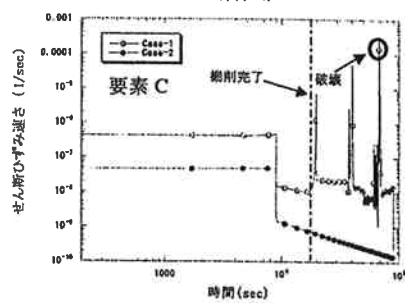
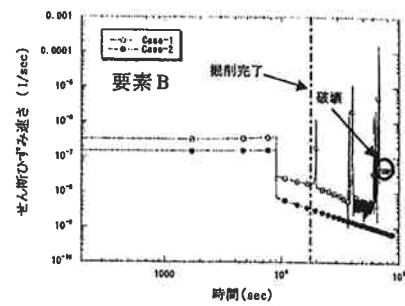
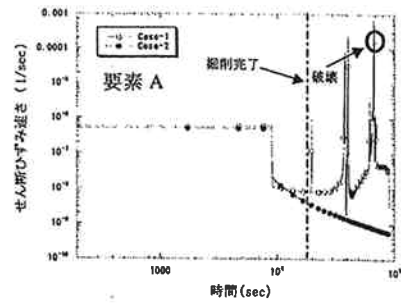


図-25 注目した要素の位置



(a) せん断ひずみ-時間関係



(b) せん断ひずみ速度-時間関係

図-26 Case-1, 2 における注目した要素の挙動