

小土被りトンネルの地震時挙動と 対策工に関する基礎的研究

Basic Studies on Behavior and Countermeasure of Shallow Mountain
Tunnels During Earthquakes

野城一栄¹・嶋本敬介²・小島芳之²・宮林秀次³・西藤潤⁴

Kazuhide Yashiro, Keisuke Shimamoto, Yoshiyuki Kojima,
Hidetsugu Miyabayashi and Jun Saito

¹正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 トンネル研究室 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)

E-mail: kyashiro@rtri.or.jp

²正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 トンネル研究室 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)

³フェロー会員 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 (〒231-8315 横浜市中区本町6-50-1)

⁴正会員 京都大学大学院 工学研究科 社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

Though the conditions of mountain tunnel linings which are likely to suffer from earthquakes have sorted out, the designs are based on cases and experimental decisions in the present circumstances and the studies of quakeproof performance using numerical analysis are not carried out usually. We carried out model tests and numerical analyses assuming shallow mountain tunnels to grasp quakeproof performance of lining and the damage mechanism due to earthquake. As the results, the damage mechanism and the effect of countermeasures against earthquakes have been grasped qualitatively.

Key Words : shallow tunnel, earthquake, damage, model test, numerical analysis

1. はじめに

山岳トンネルは高架橋などの地上構造物に比べて地震による被害を受けにくいといわれている。その理由は、山岳トンネルは地中の硬い地盤中にあることが多く、地震による変位が元々小さいことにある。しかし、2004 年中越地震における被害¹⁾²⁾をはじめとして、山岳トンネルでも、条件によっては地震により被害を受けることがある³⁾⁴⁾。その一方で、最近の施工技術の進歩により、未固結な地山からなる土被り 1~2D (D:掘削幅) 程度の小土被り地山でも、山岳トンネルが採用される事例が増えている⁵⁾。このような小土被り山岳トンネルは、岩盤にある山岳トンネルと比較して地震被害を受けやすいといえる。

山岳トンネルの地震被害を抑えるためには、被害のメカニズムとトンネルの耐震性能とを正しく評価し、設計・施工・維持管理に適切に反映させることが重要である。ここで、開削トンネル、シールドトンネル、都市部山岳工法トンネルについては、耐震設計法として地盤の変位を地盤ばね端部から入力する応答変位法や、地盤を

平面ひずみ要素でモデル化し、地盤の地震時慣性力を静的に作用させる応答震度法、動的応答解析等により地震時の影響を定量的に算定して、耐震検討を行う手法が提案されている⁶⁾⁷⁾⁸⁾。しかしながら、山岳トンネルについては、周辺の地質情報や常時の荷重が不明であること、無筋コンクリート構造に関する定量的な設計計算法が確立されていない等の理由から、耐震検討が必要な特殊条件として、例えば、文献⁹⁾では、

- ①土被りの小さい坑口付近
- ②断層破碎帯や地質の急変部
- ③土砂地山中に施工される場合

また、文献¹⁰⁾では、

- ①軟質な地山にトンネルが位置する場合
- ②地盤の剛性が深さ方向に急激に変化するところにトンネルが位置する場合
- ③不安定な偏圧斜面中にトンネルが位置する場合
- ④地盤条件が線路方向に著しく変化する地山にトンネルが位置する場合
- ⑤断面、剛性が極端に変化する場合

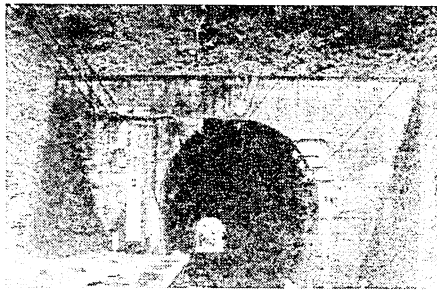


写真-1 今井浜トンネルの地震被害 4)



写真-2 東山トンネルの地震被害 4)

等が挙げられているものの、数値解析による検討は通常は行われず、事例分析結果をベースに、「特殊条件」（小土被り部、地質不良区間等）を加味した経験的な耐震性能の評価が行われているのが現状である。

本論文では、山岳トンネルの地震被害パターンの一つである小土被りトンネルの被害に着目し、被害の事例と、地震被害のメカニズムや対策工の効果を明らかにするために行った模型実験、および数値解析の結果について示すことにする。

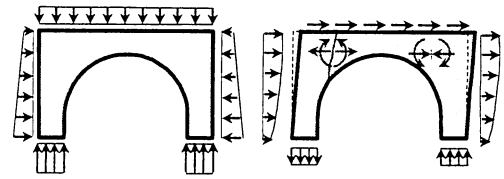
2. 小土被り山岳トンネルの地震被害事例と地震時挙動の計測例

本研究で対象としている小土被り山岳トンネルの被害としては、1978 年伊豆大島近海地震での伊豆急行線今井浜トンネルや、1995 年兵庫県南部地震における神戸電鉄東山トンネルの被害が代表的な事例 4)である。

今井浜トンネルは、場所打ちコンクリート造のトンネルで、土被りは 20m 以下と浅い。写真-1 に示すように、地震により、坑門面壁において、打ち継ぎ目からコンクリートの塊が落下した。

東山トンネルは、1928 年に建設されたコンクリートブロック造のトンネルで、大阪層群の比較的軟弱な地盤に位置し、上部地山の切り取りにより土被りは 10m 以下と浅い。写真-2 に示すように、地震により坑口部面壁の既往のひび割れが開口した。また、覆工のアーチ肩部に、剥離を伴うトンネル縦断方向のひび割れが数本生じた。

図-1 に推定される被害メカニズム示すが、このような



常時荷重 地震時に加わる荷重

図-1 推定される被害メカニズム 4)

表土
ts(ローム: N=1~5)
tc(粘性土: N=10以下)
ts(砂質土: N=10~20)
Nos1(砂質土: N=50以上)
Noc(粘性土: N=10~30)
Nos2(砂質土: N=50以上)

図-2 計測箇所断面

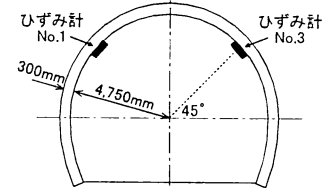


図-3 ひずみ計取り付け位置 11)を修正

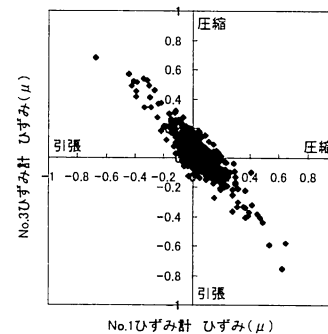


図-4 アーチ左右両肩部のひずみの計測結果 11)

被害は、常時の荷重に、地震時の地盤の変形により生じた土圧および慣性力が片方向の水平力として加わった結果、アーチ肩部に曲げによる引張応力が作用して発生したもの 4)と考えられている。

筆者らは、実際の小土被り山岳トンネルにおいて、地震時に覆工に発生するひずみの計測を行っている 11)。計測対象トンネルは、第四紀更新世に位置するトンネルで、土被りは 1D 程度（D：トンネル掘削外径）である。図-2 に計測箇所の断面を、図-3 にひずみ計取り付け位置を示す。図-4 にアーチ左右両肩部の横断方向のひずみ計（ひずみ計 No.1, No.3）の計測結果の例を示す。この図は、同時刻におけるアーチ左右両肩部のひずみの値をプロットしたものである。図より、トンネルの右肩・左肩で、絶対値がほぼ等しく、正負が反対のひずみが生じており、トンネルが地震によりせん断変形していることが確認できる。

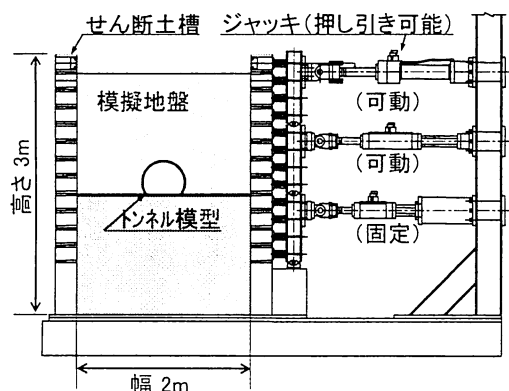


図-5 2次元せん断土槽の概要

3. 模型実験の実験条件

(1) 実験の目的

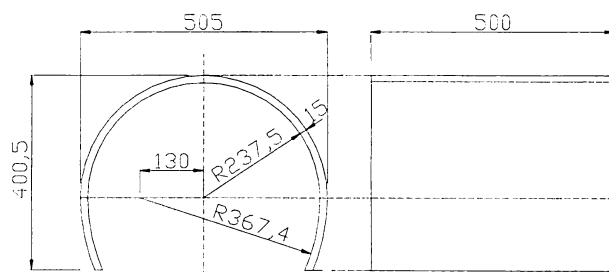
2. で示したように、小土被り山岳トンネルについては地震時には地盤のせん断変形を受け被害が生じるものと考えられる。地下構造物が地盤のせん断変形を受けることを想定した模型実験は、開削トンネルやシールドトンネルでは一般に行われている¹²⁾ものの、山岳トンネルで行われた事例は少ない。よって、実際に模型実験により小土被り山岳トンネルの地震被害を再現して、破壊のメカニズムや山岳トンネルの地盤のせん断変形に対する耐力、対策工の効果について調べることにした。

(2) 実験装置

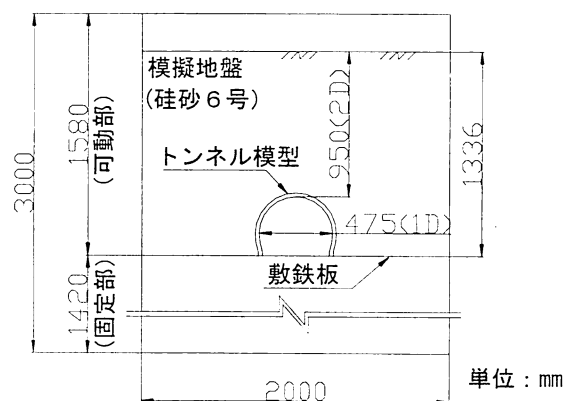
実験には、鉄道総研が所有する2次元せん断土槽(図-5)を用いた。本装置は、せん断土槽(内法2×2×3m)、反力フレーム、ジャッキ(100kN×3本)、ロードセル、模擬地盤(珪砂)、トンネル模型等からなっている。ジャッキは油圧により制御され、ジャッキの载荷によるせん断土槽の変位が、模擬地盤を通じてトンネルの周囲の地盤のせん断変形としてトンネル模型に伝わる構造になっている。

(3) 実験方法

図-6にトンネル模型と模擬地盤の寸法を、表-1にトンネル模型と模擬地盤の諸元を示す。トンネル模型はNATMにより建設された新幹線標準断面のトンネルを想定した1/20スケール(巻厚 $t=15\text{mm}$)のモルタル製の模型である。なお、インバートはモルタルでは作成していないが、トンネル模型脚部の水平方向の移動を拘束(回転は自由)しており、インバートありのトンネルを想定した実験となっている。模擬地盤については、小土被り山岳トンネルを想定して土被りは2Dとし、摩擦による影響が小さくなるよう、土槽壁面からトンネル壁面までの距離はトンネル直径以上の距離を確保している¹³⁾。模擬地盤の材料は乾燥した珪砂で、地盤は気中落下法により



(a) トンネル模型



(b) 模擬地盤

図-6 トンネル模型と模擬地盤の寸法

表-1 トンネル模型と模擬地盤の諸元

覆工	材料	モルタル
	強度	約26MPa(28日強度)
	巻厚	15mm
	奥行き	500mm
	打継目	なし
模擬地盤	材料	乾燥砂
	種類	珪砂6号
	相対密度	目標80%

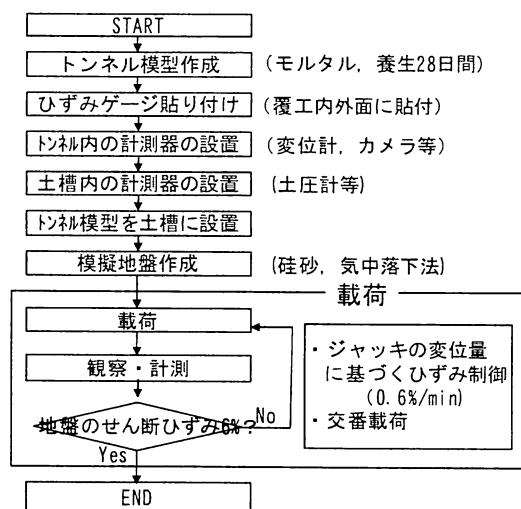


図-7 実験の手順

作成した。撒き出し厚さはトンネル天端付近の高さまで約10cm、トンネル天端より上は約30cmとし、突き棒により人力締め固めを行うことにより、地盤の相対密度は80%程度になっている。

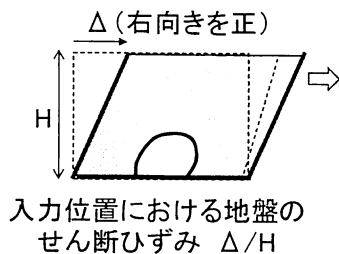


図-8 入力位置における地盤のせん断ひずみ

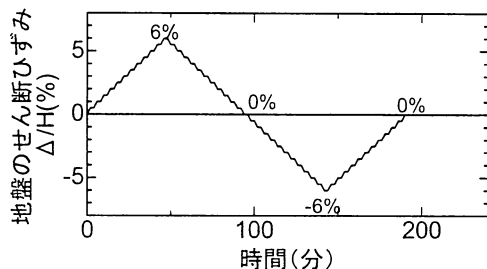


図-9 載荷パターン

図-7 に実験の手順を示す。型枠にモルタルを打設して養生した後脱型してトンネル模型を作成する。トンネル模型は、ひずみゲージ、変位計、カメラなどを取り付けた後に土槽に設置し、模擬地盤を作成する。実験においては、図-5 に示した3段あるジャッキのうち最下段のジャッキは固定し、上側2段のジャッキにより、三角形分布の変位を載荷した。載荷は変位制御（入力位置における地盤のせん断ひずみ Δ/H の増加速度 $0.6\%/min$ 、 Δ/H の定義は図-8 に記載）として静的に、図-9 に示すとおりに行った。載荷はまずジャッキを引く方向（右方向：正）から開始し、 Δ/H の振幅を6%として一往復載荷した。なお、 $\Delta/H=0.5\%$ 毎に数分間載荷を停止し、覆工の変状を観測するための時間を設けた。

(4) 対策工

トンネル模型には、一般的なNATMトンネルを想定しプレーンモルタルとしたもの、繊維補強を想定してポリプロピレン繊維を混入したもの、緩衝材として発泡スチロール（EPS）を貼り付けたものの3タイプを用意した。

繊維補強は覆工の対策工として最近よく使われているもので、じん性の向上や剥落防止の効果がある。なお、今回は1/20スケールの実験であるので、細径のポリプロピレン繊維を使用した。ここで、体積混入率は現場で多く用いられる繊維¹⁴⁾と同じVol.0.5%としたが、入手可能な繊維は限られるため、繊維の長さ、径については、正しく相似性を考慮している訳ではない。

緩衝材として用いたEPSについては文献¹⁵⁾で用いられているものと同一である。塑性域での弾性係数は地盤の1/100～1/10程度を想定しており、覆工～地盤（吹付けコンクリート）間に挿入することにより、地山からの変位

表-2 対策工の物性

対策工	諸元	
繊維補強	材料	ポリプロピレン繊維
	混入率	Vol. 0.5%
	寸法	$\phi=0.06mm$, $L=6mm$
緩衝材	材料	発泡スチロール（EPS）
	密度	$0.12kN/m^3$
	弾性係数	2.5MPa（降伏前の割線弾性係数） 0.15MPa（降伏後の接線弾性係数）

表-3 実験ケース

ケース1 プレーンモルタル	ケース2 繊維補強モルタル	ケース3 緩衝材

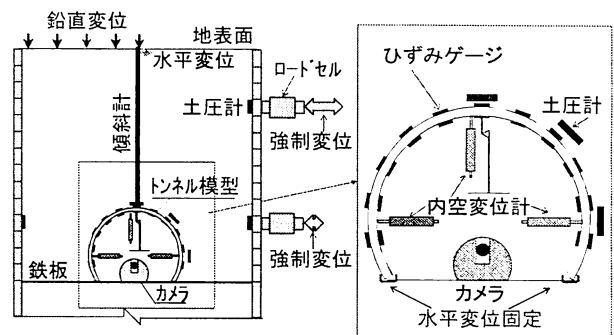


図-10 計測項目

を吸収する効果を期待するものである。表-2 に対策工の物性をまとめる。

(5) 実験ケース

実験は、上記3種類の覆工について実験した。なお、載荷は3供試体を同じ土槽中に一列に並べて設置して行った。実験ケースは表-3 に示したとおりである。

(6) 計測項目

図-10 に計測項目を示す。実験においては、ジャッキの荷重、変位その他、トンネル模型壁面の変位、トンネル模型のひずみ、土槽壁面の土圧、地表面の鉛直・水平変位等を計測した。また、地盤内に傾斜計を設置し、地盤中の発生せん断ひずみを計測した。その他、トンネル模型内に設置したカメラにより覆工のひび割れの発生、破壊の進展の様子を観察した。

4. 模型実験の結果

(1) 地盤のせん断ひずみ～せん断応力関係

図-11 に地盤のせん断ひずみ～せん断応力関係を示す。

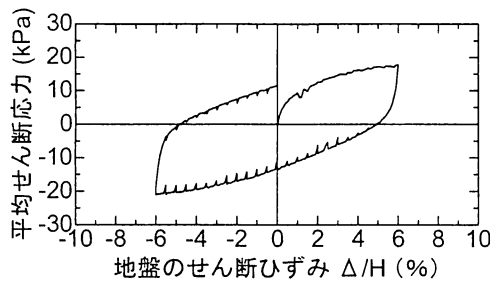


図-11 地盤のせん断ひずみ～せん断応力関係

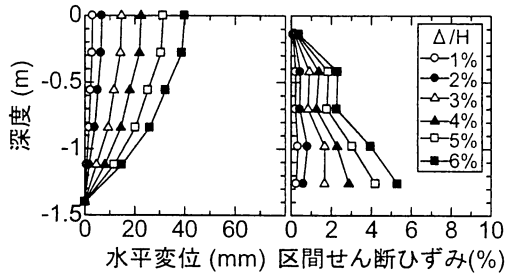


図-12 地盤の水平変位 図-13 区間せん断ひずみ

ここで、地盤のせん断ひずみは、図-8 で示した Δ/H である。せん断応力は上段および中段ジャッキの荷重の和を土槽断面積 (4m^2) で除して算出した平均的な値である。地盤は $\Delta/H=1\%$ 程度で降伏し、降伏後は剛性が低下する。 $\Delta/H=\pm 6\%$ まで载荷したため非線形は強いが、要素試験で得られるような土の履歴曲線のような形状のひずみ～応力関係が得られた。

(2) 地盤のせん断変形

図-12 に地盤中に埋設した傾斜計により得られた地盤の水平変位を、図-13 に水平変位から換算して求めた区間平均のせん断ひずみ (工学的せん断ひずみ γ_{xy}) を示す。なお、実験は正負両方向に 1 サイクル行ったが、ここでは、最初の 1/4 サイクル ($\Delta/H=0\sim+6\%$) の実験結果のみ表示している。せん断土槽を静的に片方向から载荷するため、地盤～せん断土槽壁面が離れる方向に動く側では地盤～土槽壁面間で隙間が生じるようになる。このため、地表面に近くなるにつれせん断変形が小さくなり、地表面近くではほとんどせん断変形をしていない。ただし、トンネルが位置する深度 (深度-1.5～-1m 付近) では地盤のせん断ひずみ Δ/H と同程度のせん断ひずみが出ている。

(3) 地表面の挙動

図-14 に、地表面に設置した沈下計で観測された载荷中の地表面の挙動を示す。計測は向かって左半分のみ行ったが、図より、载荷中に地表面の左半分は隆起していることがわかる。なお、隆起は土槽壁面に近づくにつれ大きくなる傾向がある。なお、土槽壁面の計測位置 0m では隆起量が少なくなっているが、これは壁面摩擦の可能性が考えられる。

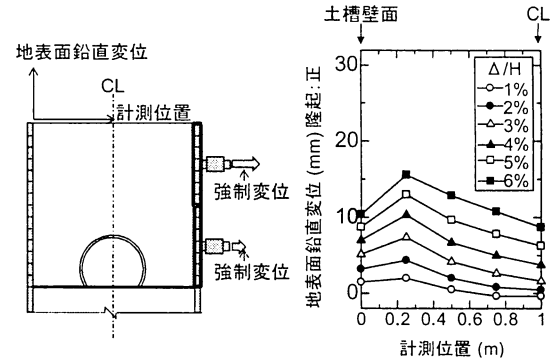


図-14 地表面の挙動

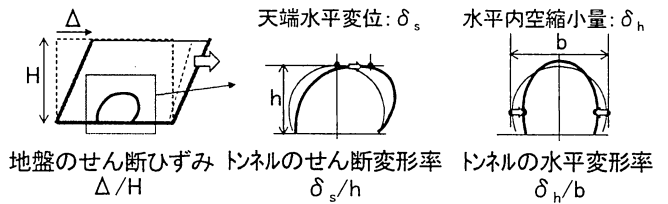


図-15 トンネルの変形を表すパラメータ

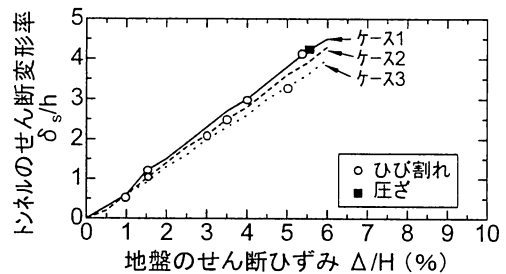


図-16 地盤のせん断ひずみ～トンネルのせん断変形率

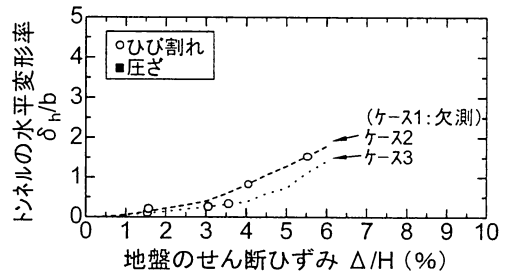


図-17 地盤のせん断ひずみ～トンネルの水平変形率

(4) トンネルの変形

トンネルの変形については、トンネルのせん断変形率 δ_s/h 、トンネルの水平変形率 δ_h/b に着目して整理した。 δ_s/h 、 δ_h/b の定義を図-15 に示す。

図-16 に、地盤のせん断ひずみ Δ/H とトンネルのせん断変形率 δ_s/h の関係を示す。図-16 より、いずれのケースも、 Δ/H が大きくなるに従い δ_s/h も増加しており、写真-1～2、図-1 で示したような小土被り山岳トンネルの地震時挙動 (せん断変形モード) が再現できていることがわかる。また、図-13 によれば、トンネルが位置する深度 (深度-1.5～-1m 付近) では、区間せん断ひずみは入力したひずみ Δ/H の 90% 程度であるが、図-16 においても δ_s/h は Δ/H の 80% 程度であり、ほぼ同程度の値となっている。

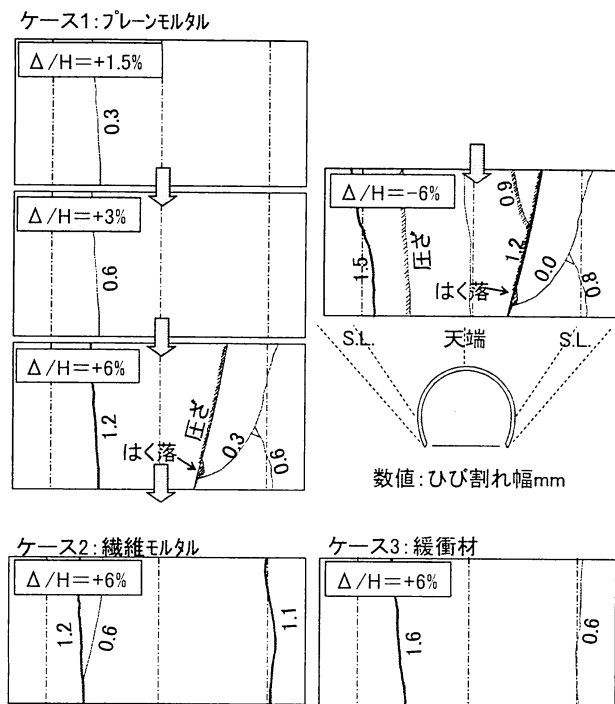


図-18 トンネル模型の変状展開図

図-17 に、地盤のせん断ひずみ ΔH とトンネルの水平変形率 δ_h/b との関係を示す。ここで、ケース 1 については計測器の不調により計測ができなかったため図から除外した。図-17 より、いずれのケースも、 ΔH が大きくなるにつれ、水平内空が縮小するように変形することがわかる。ここで、図-16, 17 においては、傾きの増加は剛性の低下を意味する。トンネルのせん断変形に関する剛性については ΔH が増加してもあまり低下は見られないのに対し、水平内空に関する剛性は $\Delta H=+3\%$ 程度から低下する。これは地盤のせん断が大きくなり地盤が破壊し、トンネル水平方向に作用する主働土圧が増加し見かけのポアソン比が増加したためと考えられる。

(5) トンネルの変状

図-18 にトンネル模型の内側表面の変状展開図を示す。模型覆工の表面に現れたひび割れ・圧さ等の変状の進展を示す。ここで、変状の発生時期は図-19 に示したとおりである。

ケース 1 を例にとると、右方向に载荷している間は、トンネルの変状は、①左肩部内側ひび割れ⇒②右側壁下部内側ひび割れ⇒③右肩部で圧さ、剥落の順で発生した。また、その後左方向に $\Delta H=6\%$ まで载荷すると、①～③の変状と対称の位置に同様の変状が生じた。これらの変状は写真-2 で見られた実トンネルの変状と良く一致している。ただし、実験では写真-2 とは異なり、 $\Delta H=6\%$ まで载荷すると天端部にひび割れが入った。このひび割れは、天端外面側が開いたひび割れが内面側まで貫通したひび割れであった。これは、図-17 でも示したように、

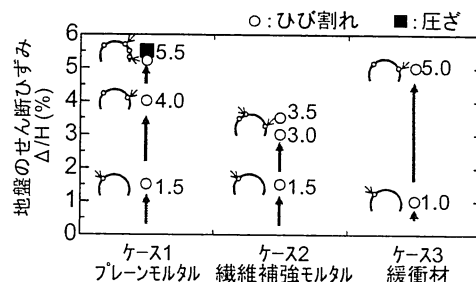


図-19 ひび割れ・圧さの発生時期の比較

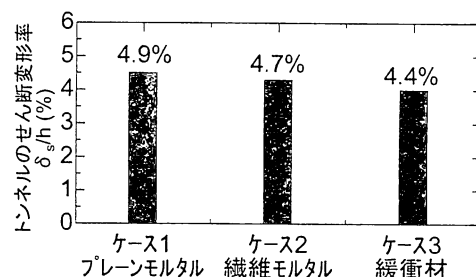


図-20 トンネルのせん断変形率の比較 ($\Delta H=6\%$ 時)

ΔH が大きくなるとトンネルの水平内空が縮小したと関連がある。すなわち、水平内空が縮小したことにより天端部で曲げが大きくなり生じたものと考えられる。同種の変状は筆者らによる過去の研究¹⁰⁾でも見られている。

ケース 2, 3 についてもケース 1 と同様の変状が見られたが、ケース 1 と異なり、右肩部の圧さ、剥落が生じなかった。また、ケース 2 では左肩部のひび割れが繊維の効果により分散して 2 本となった。

(6) まとめ

図-19 に各ケースについて、ひび割れ、圧さが発生するときの ΔH を比較する。ひび割れが発生する ΔH は 1% 程度、圧さを発生する ΔH は 5.5% 程度であった。一般に大規模な地震でも地盤中に発生するせん断ひずみは 2% (ΔH 換算 4%) 程度と予想されるのに対し、今回の模型実験で観察された圧さ発生時のせん断ひずみはこれよりも大きなものであった。ただし、実際のトンネルの地震時に想定される被害の予想については別途解析を行って検討を深める必要がある。また、今回の実験は ΔH の振幅が 6% と大きく、载荷途中に地盤の破壊が生じて繰り返し载荷の影響を十分に考察できるに至らなかった。実際の地震で想定される繰り返し载荷の効果も今後検討していく必要がある。

対策工の効果に関しては、図より、無対策のケース 1 に比べ、対策工を行ったケース 2, 3 では圧さや剥落が発生しなくなるといった差が見られた。図-20 に、 $\Delta H=6.0\%$ 時の δ_h/h をまとめる。対策工を施工したケース 2, 3 については、若干であるが同じせん断変形が地盤から入力されたときでもトンネルの変形が小さくなっていることがわかる。

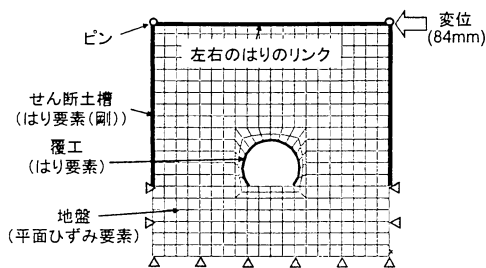


図-21 解析モデル

表-5 解析条件

覆工	弾性係数 E	2.5×10^4 MPa (弾性時, 実験値)
	一軸強度 f'_{ck}	27.0 MPa (実験値)
地盤	非線形モデル	弾塑性 ($G-\gamma$ 指定)
	初期せん断剛性 G_0	7.4 MPa ($E_0 = 20$ MPa)
	ポアソン比 ν	0.35
	単位体積重量 γ	15.0 (kN/m ³)

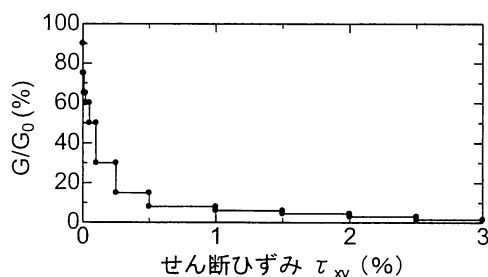


図-22 設定した剛性低下曲線

5. 解析によるシミュレーション

地盤のひずみ分布、トンネルの変形や変状の発生状況を確認するために、FEM モデルを作成して数値解析を行った。本章では数値解析の結果について示すことにする。

(1) 解析条件

解析は2次元 FEM 解析によるものとし、汎用解析コードを用いて行った。図-21 に解析モデルを示すが、地盤については平面ひずみ要素、せん断土槽についてははり要素 (剛) でモデル化した。

覆工についてははり要素でモデル化し、プレーンモルタルであることから、ひび割れの発生による非線形性を $M-\phi$ モデル (ただし、軸力変動の影響は考慮しない) で表現した。土槽壁面～地盤間、および、地盤～覆工間については、法線方向については引張バネ切りのバネを用いて接触を考慮し、またそれぞれの壁面は滑であるものとしてせん断力は伝えないものとした。地盤については、平面ひずみ要素を用い、地盤にはひずみ依存による非線形性を与えた。ここで、模型実験で得られたせん断ひずみ～せん断応力関係を表現できるように、図-22 に示すようにせん断ひずみレベル毎に剛性を変化させている。

解析対象ケースはプレーンモルタルのケース 1 とした。

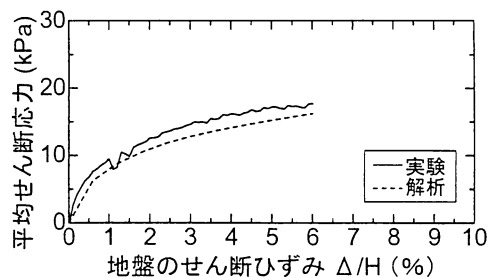


図-23 地盤のせん断ひずみ～せん断応力関係

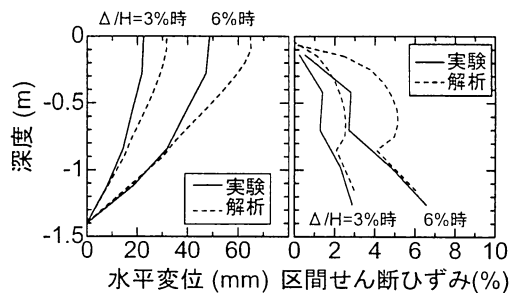


図-24 地盤の水平変位 図-25 区間せん断ひずみ

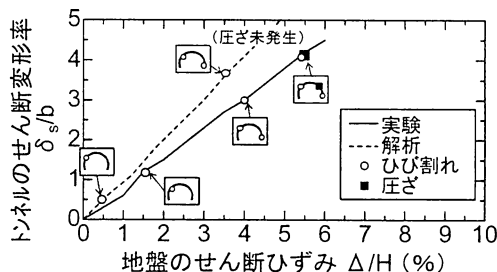


図-26 地盤のせん断ひずみ～トンネルのせん断変形率

(2) 解析結果

図-23 に地山の結果得られたせん断ひずみ～せん断応力関係を示す。地盤の弾性係数で調整したので当然であるが、解析結果は実験結果を良く表現できている。

図-24 に地盤の水平変位を、図-25 に地盤中の区間平均のせん断ひずみを示す。トンネルが位置する深度 (深度 -1.5～-1m 付近) では解析は実験を良く表現できているが、深度 -0.7m 付近より上部では両者に乖離が見られた。解析においては拘束圧によらず G_0 を一つの値とし、また、剛性低下曲線を一つの関係式 (図-22) で表現しているが、特に、拘束圧の異なる地盤の浅い部分においては仮定した関係よりも早く剛性の低下が生じていることが理由として考えられる。

図-26 に地盤のせん断ひずみ～トンネルのせん断変形率の関係を示す。なお、図中にはひび割れなどの変状が発生したタイミングも同時に記載している。図より、解析の方が同じ地盤のせん断ひずみ Δ/H でもせん断変形率 (δ_s/b) が大きい。特に、 $\Delta/H=2\%$ 以上で顕著になる。これについては、図-17 でも見られたように、実験においては地盤の破壊が生じて、トンネル右方からの荷重が増加したと考えられるが、これにより、トンネルのせん断変形が抑制されるためと考えられる。

変状の発生については、図より、解析においても①左肩部内側ひび割れ⇒②右側壁下部内側ひび割れの順でひび割れが発生しており、実験を適切に表現できているが、解析では実験で見られた③右肩部圧ぎは発生しなかった。

実験は $\Delta/H=6\%$ という大きなせん断ひずみを与えており、地盤の破壊が生じていると考えられるが、今回の解析においては地盤の破壊による荷重の作用等は考慮できていない。今後、対策工もモデル化した模型のシミュレーション解析を行っていくうえでの課題と考えられる。

6. まとめ

本研究では、小土被りトンネルの地震時の基礎的な挙動を把握するためにせん断土槽を用いてトンネル模型の載荷試験を行った。また、数値解析により地盤のひずみ分布、トンネルの変形や変状の発生状況を確認した。

今回の研究により得られた知見を以下にまとめる。

- ①模型実験により小土被り山岳トンネルの地震被害を再現し、被害メカニズムや覆工の破壊が生じるせん断変形量を把握することができた。
- ②模型実験により、対策工を模擬したトンネルでは、健全なトンネルに比べてトンネルの変形を抑制できること、覆工の変状を抑制できることがわかった。
- ③数値解析により、模型実験により観察された現象を再現できることがわかった。

本研究においては、基礎的な地震時挙動や破壊メカニズムを把握することを目的としたため、1サイクルの載荷試験を行った。今後は繰り返し載荷を行い、より実際に近い地震時挙動を把握する予定である。また、数値解析の精度を向上させるとともに、本手法を実際のトンネルの変形性能の解明に適用することを考えている。本研究をはじめとする一連の研究の成果は山岳トンネルの覆工の耐震検討法に反映させて行く予定である。

なお、本研究は、京都大学、鉄道総研、鉄道・運輸機構により共同で行っている一連の「山岳トンネルの地震被害メカニズムと耐震性向上に関する研究」の一部であり、鉄道・運輸機構「運輸分野における基礎的研究推進制度」により実施したものである。

謝辞：本研究の遂行にあたって実験にご協力頂いた（株）ジェイアール総研エンジニアリング 川上義輝氏に深甚なる謝意を表す次第である。

参考文献

- 1) 清水満，栗栖基彰，加藤正二：新潟県中越地震における鉄道トンネルの被害，トンネルと地下，Vol.36，No.5，pp.421-428，2005.
- 2) 土木学会トンネル工学委員会新潟県中越地震特別小委員会報告書，2005.
- 3) 吉川恵也：鉄道トンネルの震災事例調査，鉄道技術研究報告，No.1123，1979.
- 4) 朝倉俊弘，志波由紀夫，松岡茂，大矢敏雄，野城一栄：山岳トンネルの地震被害とそのメカニズム，土木学会論文集，No.659/Ⅲ-52，pp.27-38，2000.
- 5) 北川隆，後藤光理，磯谷篤実，野城一栄，松長剛：低土被り土砂地山トンネルの掘削時挙動の分析，トンネル工学報告集，vol.15，pp.203-210，2005.
- 6) 開削トンネルの耐震設計：土木学会，1998.
- 7) シールドトンネルの耐震検討：土木学会，2007.
- 8) 都市部山岳工法トンネルの覆工設計：土木学会，2006.
- 9) トンネル標準方書 山岳工法・同解説：土木学会，2006.
- 10) 鉄道構造物等設計標準・同解説 都市部山岳工法トンネル，鉄道総研，2002.
- 11) 朝倉俊弘，小島芳之，野々村政一，宮林秀次，磯谷篤実：小土被りトンネルにおける地震時挙動に関する研究，トンネル工学報告集，Vol.17，pp.209-214，2007.
- 12) 何川，小泉淳：地震動が軸直角方向に作用する場合のシールドトンネルの模型振動実験とその応答解析，土木学会論文集，No.626/Ⅲ-47，pp.145-164，1999.
- 13) 久武勝保，渋谷卓：トンネル覆工模型実験装置の設計と初期応力生成における検討，第10回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.545-550，1998.
- 14) トンネルコンクリート施工指針（案）：土木学会，2000.
- 15) 野城一栄，橘直毅，小島芳之，野々村政一，朝倉俊弘：地震による変位を想定したトンネルの模型実験，トンネル工学報告集，Vol.17，pp.195-202，2007.
- 16) 小土被りトンネルの地震被害を想定した模型実験，第63回土木学会年次学術講演会 概要集，Ⅲ-334，2008.