

開削トンネルに作用する地震時荷重に関する一考察

A study on seismic load from ground to box type tunnel

川満逸雄*, 西山誠治**

Itsuo KAWAMA, Seiji NISHIYAMA

*工修, 日建設計, 土木事務所 (〒112-8565 東京都文京区後楽2丁目1-3)

** 工修 日建設計, 土木事務所 (〒112-8565 東京都文京区後楽2丁目1-3)

In order to investigate the seismic load from ground to box type tunnel, several numerical simulations and model shaking table tests were carried out. In numerical simulations, to study the effect for the shear force from ground to tunnel, several depths of the tunnel, heights of tunnel, widths of tunnel and slipping between soil and tunnel models were calculated. In the shaking table test, two-box and three-box type tunnel were tested. Based on these results, shear forces from ground to tunnel are changed by these effects. Especially in width of tunnel, shear force was reduced by increasing the width. But the moments of tunnel member were not reduced by increasing normal pressure of side wall.

Key Words: Seismic deformation method, Box type tunnel, Form effect

キーワード: 応答変位法, 開削トンネル, 形状効果

1. はじめに

地下構造物の耐震設計法は, 古くから構造物に地震時土圧を作用させる, いわゆる震度法が用いられてきている。1977年に建設省の総合プロジェクトの成果として発表された「新耐震法(案)」¹⁾において, 管路構造物の断面方向の設計に, 応答変位法の適用が提案された。これ以降, 地下構造物の耐震設計には応答変位法が採用されるようになり, 特に1995年の兵庫県南部地震以降は, 今まで耐震設計が行われていなかった地下鉄等にも採用されるようになった²⁾。さらに, 大規模地震に対しても適用できるように, 構造物および地盤の非線形的な考慮も出来るように改良がなされてきている。さらに, 最近は応答変位法を前提とした, 地下構造物に対する免震手法³⁾も検討されてきている。

応答変位法は, 地中の構造物の耐震設計手法であり, 地下式貯槽にも適用されているが, 一般には1層2径間程度の地下鉄軌道断面が想定され, それを前提とした検討が行われているのが現状である。しかしながら, 地下構造物には, 種々の構造形状があり, 地下鉄構造物に限っても, 駅部などでは多層多径間の構造となっているのが常である。

本論文は, 開削トンネルを前提とした地中構造物を対象に, 地震時における構造物に作用する荷重に関し多層多径間等の形状による影響に関して検討し, さらに, 免震の可能性に関して地盤と構造物の接触条件の検討を行ったも

のである。始めに数値シミュレーションにより地下構造物の形状の影響を検討した。さらに, この影響を確認するために模型振動実験を実施し, 数値シミュレーションとの違いを明らかにした。

2. 応答変位法

応答変位法は, 地中に埋設された構造物はそれ自身が独自に地震応答するのではなく, 構造物周囲の地盤の変位に従い変形することを前提とした耐震設計法である。

応答変位法の理論は, 立石⁴⁾により次式で示されている。

$$\begin{bmatrix} [K_{SS}] & [K_{SI}] \\ [K_{IS}] & [K_{II}] + [k] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_S\} \\ \{u_I\} \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} [M_{SS}] & [0] \\ [0] & [M_{II}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{u}_S\} \\ \{\ddot{u}_I\} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \{0\} \\ [k]\{u_I^F\} + \{q_I^F\} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

ここに, $[K]$ は剛性マトリックス, $[M]$ は質量マトリックス, $\{u\}$ は構造物および構造物と地盤の接触面での変位マトリックスおよび $[k]$ は地盤のインピーダンスである。下添字の S, I は構造物および構造物と地盤の接触面を示す。 $\{u_I^F\}$ は, 自由地盤での構造物周囲での変位, $\{q_I^F\}$ は自由地盤の変位から, 構造物のない空洞のある地盤の変位へ変形させるための, 空洞へ作用させる力であり, 構造物周囲に作用するせん断力, 鉛直力と考えることができる。

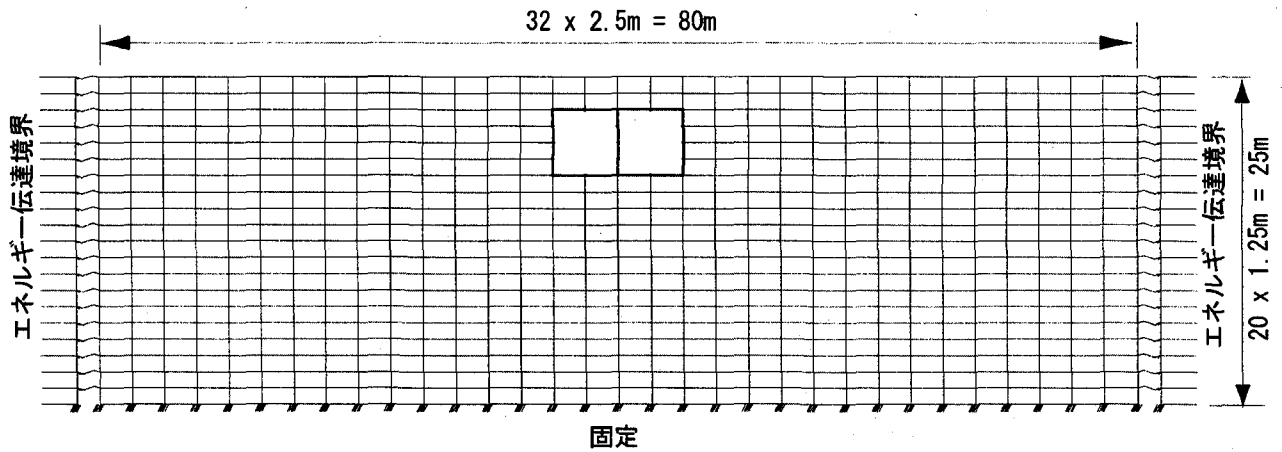


図-1 解析モデル

応答変位法は式(1)に基づき以下の手順で算出される。

(1)地下構造物のない自然地盤の応答計算を行い、地下構造物位置での地盤変位、地盤応力および加速度を算出する。算出には、地盤の1次元応答解析が用いられる他、簡便法として地盤の1次の振動モードに着目した変位および応力が用いられることがある。

(2)地盤インピーダンス(地盤ばね)を求める。厳密には、地中構造物に対応した切り欠きのある2次元有限要素法で求められるが、地盤反力係数から簡易に求められる場合もある。

(3)地中構造物のモデルに(1)で求めた変位等を、(2)で求めた地盤インピーダンスを介して作用させる。

上記方法により地中構造物の応答変位法の計算が行われるが、通常以下の点が簡略化されているのが常である。

(1)地盤インピーダンスは各接触面位置で異なっているが、地中構造物の上下側面でそれぞれ一定値を用いる。また、バネとしては Winkler ばねを使っておりそれぞれが独立している。

(2)構造物に作用させる慣性力は、構造物全体にわたり一定値を用いる。

(3)構造物に作用させる地盤変位は通常は曲線であるが、直線的な分布(折れ線)として与えられる。

これらの簡略化手段は、地中構造物が地下鉄軌道部のように小さい場合は、大きな誤差とはならないと考えられるが、駅部や地下駐車場のように断面が大きくなると大きな差となることが想定される。

以下では、地下構造物の形状による効果を確認するために、地中構造物周辺に作用するせん断力の変化および部材せん断力の変化に着目し数値解析によりその影響の度合を調査する。さらに模型振動実験によりその影響を確認する。

3. 数値シミュレーション

3.1 解析モデル

数値シミュレーションは、構造物を含む地盤を2次元有

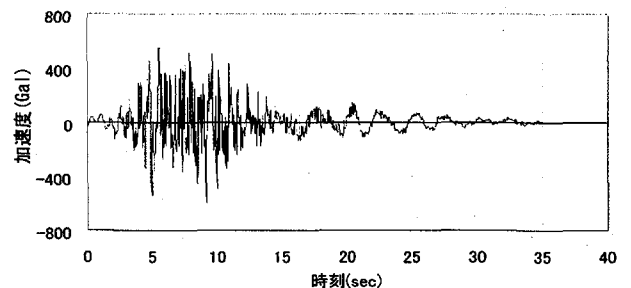


図-2 入力波形(ポートアイランドEW(-80m))

表-1 解析対象と物性値

対 象	項 目	数 値
地盤	せん断剛性 $G(\text{kN/m}^2)$	90,000
	ポアソン比 ν	0.2
	単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	18.0
	減衰定数 h	0.2
地下構造物 部材 (幅1m当り)	ヤング率 $E(\text{kN/m}^2)$	2.5×10^7
	断面積 $A(\text{m}^2)$	0.437
	断面2次モーメント $I(\text{m}^4)$	0.0695

限要素によりモデル化し、実際の地震動を入力し解析を行った。解析モデルを図-1に、解析物性値を表-1に示す。解析上の地盤範囲として、幅80m、深さ25mの均一地盤を考え、地盤は地震時挙動の基本的な傾向を把握するために弾性地盤とした。モデル下面は固定、左右両端は、エネルギー伝達境界とした。地下鉄構造物は平均的な地下鉄の断面として、幅10m、高さ5mを設定し、幅および高さ方向に重ねて形状を変化させた。

入力地震動は、ポートアイランドの深度80m地点で観測された基盤波を用いた。図-2はその入力波形である。なお、数値計算には地盤および構造物の複素周波数応答解析プログラムである FLUSH[®]を用いた。

3.2 解析ケース

解析では以下の(a)~(d)項目に関して検討ができるように図-3から5に示すモデルを設定した。更に項目(d)とし

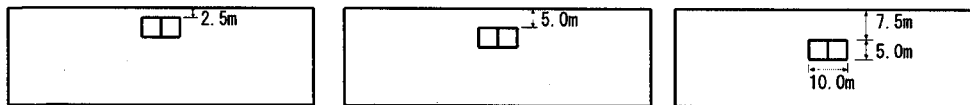


図-3 土被りの影響を検討するモデル

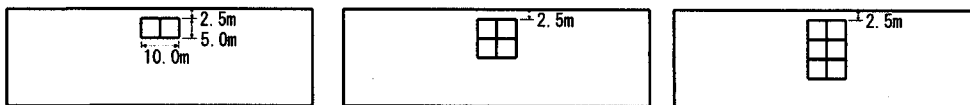


図-4 構造物の高さの影響を検討するモデル

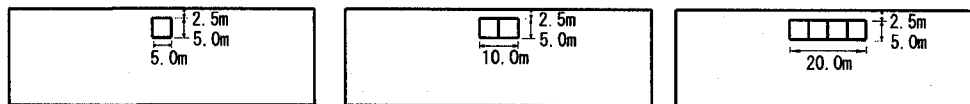


図-5 構造物の幅の影響を検討するモデル

て地盤と構造物との接触条件についても検討した。これらの内容を以下に示す。

a) 土被りの検討

土被りの影響を検討するために、2径間(10×5m)のボックスカルバートを土被り D を 2.5, 5.0, 7.5 m と変化させて計算を行った。

b) 高さの検討

構造物の高 H に関する影響をみるために土被りを 2.5m と一定にし、2径間(10×5m)のボックスカルバートを1～3段と積み重ねて計算を行った。

c) 幅の検討

土被りを 2.5m および 7.5m とし、1径間のボックスカルバート (5×5m) を横につないだ場合と構造物の幅 B が及ぼす影響を検討するために、幅は同じであるが内壁が無い場合に関しても検討を行った。

d) 地盤と構造物の接触条件

スリップ層を設けることによる免震の可能性を検討するため、ボックスカルバートの上下床版と周囲地盤との接続を切断したモデル (以下カットモデルと呼び、それ以外を接続モデルと呼ぶ)。ボックスカルバートの幅10および20mに対して上下床版と地盤の接続を切断したモデルで計算を実施した。有限要素解析におけるカットモデルの表現は、その接触面で地盤と構造物の共通節点部分をそれぞれ別の節点にすることにより表現した。

3.3 計算結果の評価

川島⁹⁾によると、応答変位法において地下構造物に作用する外力はせん断力が最も大きいと言われている。そこで、解析結果の評価として、地盤から上床版に伝わるせん断力を地震時に構造物に作用する力の評価のパラメータとした。そして解析における最大作用せん断力として次式で表される平均せん断応力の時刻歴の計算結果で代表させた。

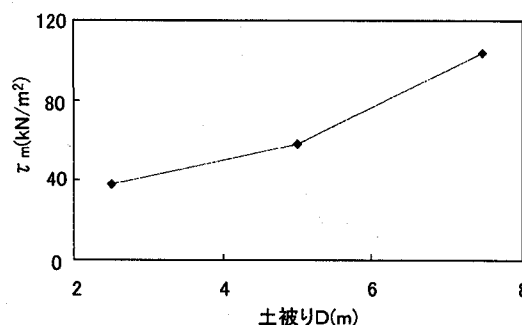


図-6 土被りの影響

$$\tau_m = \max_{t \in T_e} \left[\frac{\sum \lambda_i \cdot \tau_i(t)}{\sum \lambda_i} \right]_t \quad (2)$$

ここに τ_m : 上床版に作用する平均せん断応力の最大値
 λ_i : 上床版に接する地盤要素 i の上床版に接する長さ

$\tau_i(t)$: 時刻 t における要素 i のせん断応力

T_e : 地震の継続時間

なお、カットモデルに関しては上記の値は常にゼロであるため、せん断の評価として壁部材における最大せん断力を評価対象とした。

a) 土被りの検討

図-3に示すように、幅10m高さ5mのボックスカルバートの土被りを2.5mから7.5mへ変化させて上床版の平均せん断力の変化を調べた。地盤と構造物の接続を完全にしたモデル (以下接続モデルと呼ぶ) での、上床版での平均せん断応力の最大値を図-6に示す。土被りが大きくなるに従い平均せん断応力が大きくなっている。これは、地盤を単一の弾性地盤と想定して計算しており、地盤の1次の固有振動モードにより地盤厚さを1/4波長とする振動が卓越しており、深くなるに従い地盤のせん断応力が増加する

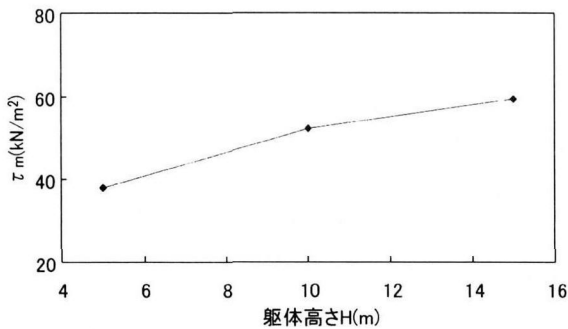


図-7 構造物高さの影響

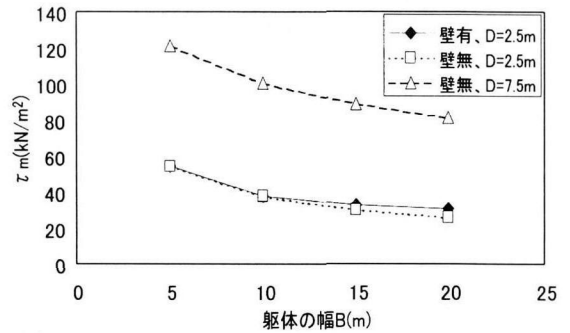


図-8 構造物の幅の影響

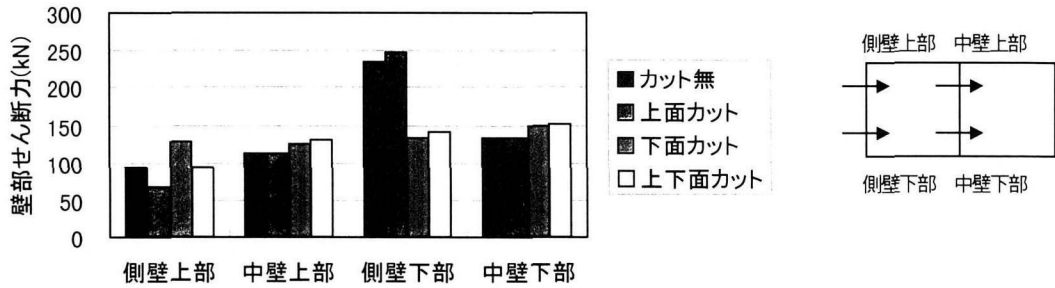


図-9 壁部せん断力分布 (Case 1)

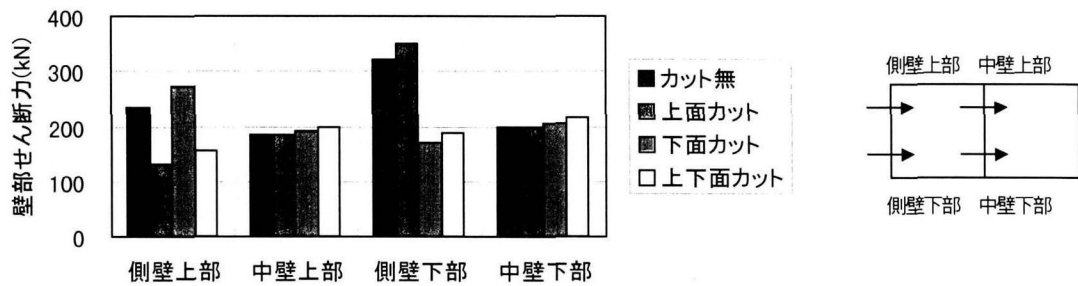


図-10 壁部のせん断力分布 (Case 2)

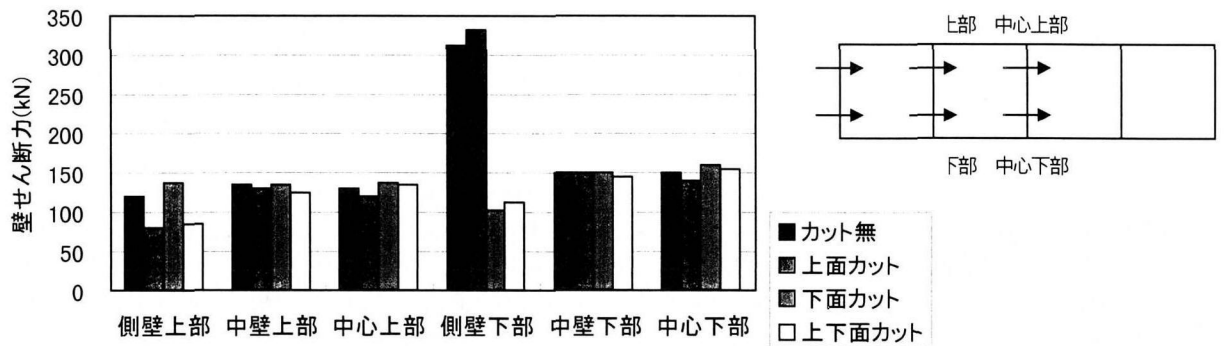


図-11 壁部せん断力分布 (Case 3)

現象に対応しているものと考えられる。

b)高さの影響検討

幅10m 高さ5mのボックスカルバートを、図-4に示すように、2.5mの土被りで下方に1～3段に重ねて高さを変化させた場合の上床版せん断応力の影響を検討した。図

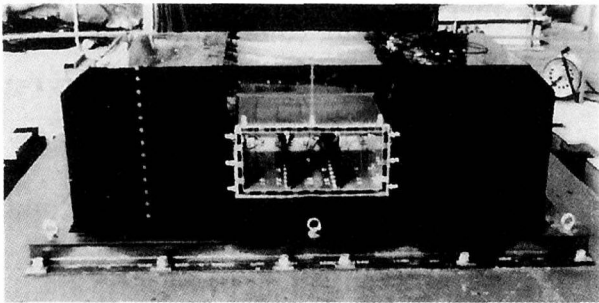


図-1 2 実験全景

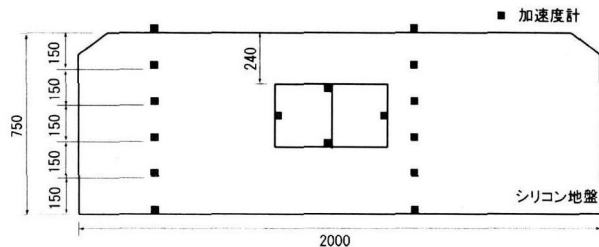


図-1 3 シリコン地盤形状と加速度計位置

ー7はその結果である。構造物の高さが高くなるに従いせん断力は上昇している。この上昇の度合いは底板位置を同じとした深さの影響検討結果に比べて小さくなっている。これは、地盤の最大せん断力は深度が深くなるに従い大きくなるが、構造物の高さが高くなるためにその影響が低減されているものと考えられる。

c)幅の検討

土被りを2.5mおよび7.5mでボックスカルバートの幅を、図-5に示すように5mから20mに変化させた場合の上床版せん断応力の変化を図-8に示す。図中の実線は、構造物の中に5m ピッチに中壁を設けたもの、破線及び点線は中壁を設けなかった場合である。構造物の幅が増加するに従いせん断応力が減少しているのがわかる。地下構造物の設計では応答変位法が用いられているが、これは構造物のない自由地盤の地震時応答によるせん断力がその深さの構造物の外壁に作用すると想定しているものである。しかしながら、構造物の幅が広くなるに従い構造物中央付近の地盤が自由地盤の応答とは異なった応答をしていることを示し、現行の応答変位法による設計値より小さい応力となっていることを示している。

d)スリップモデル

地盤から構造物へ伝わる地震力の影響を評価するために、構造物と地盤の接続をカットしたスリップモデルにより計算し構造物の影響の度合いを検討した。検討対象モデルを表-2に示す。

計算は各ケースとも、スリップ無し、上床版のみスリップ、下床版のみスリップ、上下床版をカットの4ケースを実施した。検討結果としての構造物の壁部上下位置でのせん断力の分布を、図-9～11に示す。

表-2 スリップ検討モデル

	幅 B (m)	高さ H (m)	土被り D (m)
Case 1	10	5	2.5
Case 2	10	5	7.5
Case 3	20	5	2.5

表-3 地盤の物性値

	実地盤	模型地盤
せん断弾性係数 (N/cm^2)	3680	12
単位体積重量 (kN/m^3)	18	10
ポアソン比	0.40	0.50
表層地盤厚 (m)	18.75	0.75

せん断力の分布を、図-9～11に示す。

これらの結果より、壁部のせん断力は外壁下部で大きく生じていることがわかる。これは、前述したように地盤の応答せん断応力が下部になるに従って大きくなるためと考えられる。この値は、地盤からのせん断が伝わらないようにスリップ層を入れることにより減少させることが可能となる。さらに、この効果が大きいのは壁上部であれば上床版、壁下部であれば下床版というように、その着目点側のスリップである。

4. 振動実験

前章で、応答変位法での地中構造物の形状効果に関しての知見を得たが、これに関して実験による確認を行った。

4.1 実験概要

実験は、3m×3m の振動台の上にトンネル断面のモデルを載せて実施した。図-12に実験全景を示す。実験は、振動台の制約より表-3に示すようにN値が3～5程度の粘性土を想定したシリコン地盤(幅200cm、高さ75cm、奥行き70cm)中に、開削トンネルの構造形式として一般的な1層2径間および1層3径間の模型をアルミ板で作成して地盤内に埋め込み振動実験を実施した。計測は主に二方向ロードセルによってトンネル構造物の接線および法線方向の地震時地盤反力を計測するとともに、地盤内に設置した加速度計により水平・鉛直の加速度を計測した。また、トンネル模型の中壁にはひずみゲージを貼付し、中壁のひずみも測定した。図-13に地盤モデル寸法および地盤内加速度計配置図を示す。

実験ケースは表-3に示すように、トンネル構造物の径間および地盤-トンネル構造物間でのスリップ層の有無をパラメータとして計5ケース実施した。スリップ層は構造物とシリコン地盤の間に摩擦係数が0.05程度のテフロンシートを挿入し構造物と地盤の接続をカットしたものである。スリップ層は、実験上の制約より下床版には設けないこととした。また、地盤と構造物の摩擦抵抗は構造物の幅の影響があると考えられるため、1層3径間の幅の広

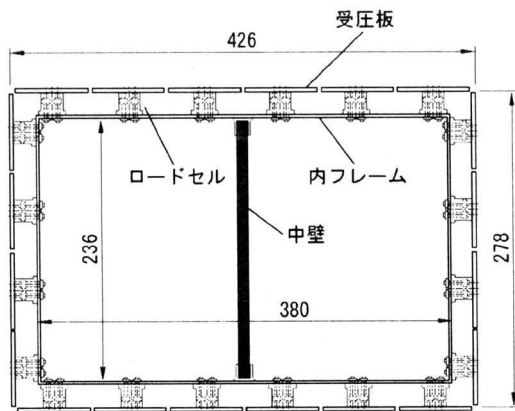


図-14 トンネル模型断面図 (2 径間)

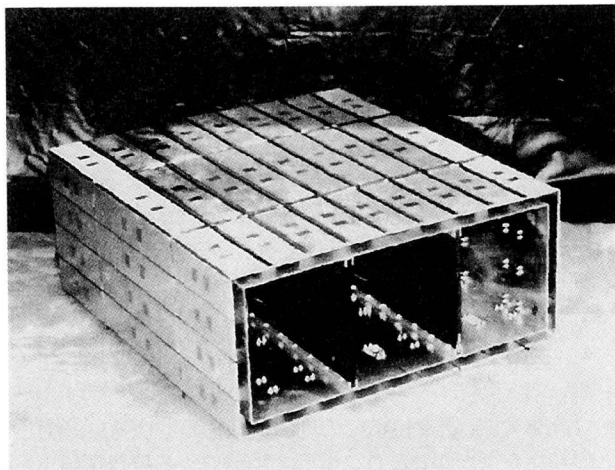


図-15 トンネル模型全景

いモデルについては、その効果を確認するために上床面のみスリップ層を設けたケースも実施した。

トンネル模型は、図-14に示すように、アルミ板で作成した内フレームに接線、法線方向が同時に計測できる二方向ロードセルを設置し、受圧板を介して地盤反力が測定できるように作成した。また、中壁は10mm厚のブタジエンゴムで作成し、ひずみゲージを前後、表裏計28枚貼付した。模型は前後の境界の影響を受けないように奥行き前後20cmずつダミー模型を作成し、中間30cmの模型部分で計測した。模型の完成状態を図-15に示す。

シリコン部材は線形部材として取り扱っているが、共振状態がシリコン地盤の非線形化を引き起こす恐れがあることや、応答値の増幅特性にも影響があると思われるため、本実験の入力加速度は地盤の1次固有振動数(3.7Hz)から少しずらした4.0Hzの正弦波とし、最大値は50Galとした。

4.2 実験結果

(1) 地盤の加速度履歴

地表面で計測された地盤の加速度履歴分布を図-16に示す。トンネル断面近傍の地盤上面で計測された履歴分布は鉛直方向にはほとんど動いておらず、水平振動のみで

表-3 実験ケース

ケース名	構造物	周辺の状況
1	1層2径間	スリップ層なし
2		上面・側面スリップ層
3	1層3径間	スリップ層なし
4		上面・側面スリップ層
5		上面スリップ層

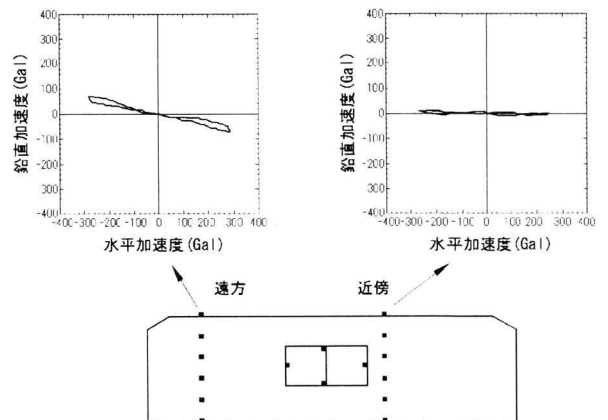


図-16 地盤加速度履歴

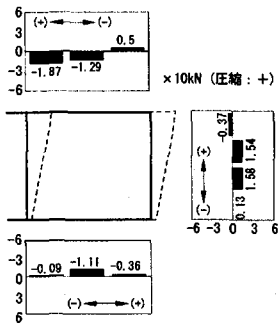
あることが確認できる。しかし、トンネル断面位置から離れた地盤面では、鉛直方向の加速度も表われ若干のロッキング振動を起こしていることが分かる。これは、角切りを行ったものの境界の影響を受けたものと考えられる。しかしながら、トンネル断面近傍での加速度分布はほぼ水平であり、トンネルの振動に関しては水平成層地盤状態での挙動が再現できていることが確認できた。

(2) トンネル断面のせん断変形最大時の地盤反力

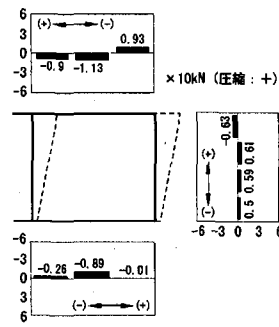
a) せん断力分布

図-17に構造物の層間変形が最大時の接線方向地盤反力分布(せん断力分布)を、構造物の右半分について示したものである。図中の矢印はせん断力の向きを表し、点線は構造物の変形イメージを表す。図-17より、実験結果のせん断力は、理論と同様に変形に応じた向きを持っていることが確認でき、渡辺らの研究⁷⁾と同様の結果である。

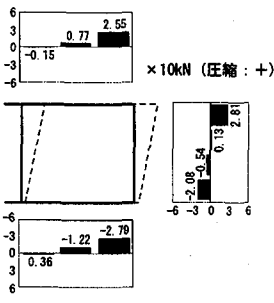
さらに詳しく見ると、上床版の隅角部においてせん断力の向きが逆転していることが分かる。これは、本実験では構造物の剛性が、地盤よりも小さい場合を想定して実施している。このような場合、トンネル断面は地盤以上に变形しようとする。そのため図中の右上部に位置する側壁は地盤変形よりも大きく変形しようとする。そのため、地盤には変形を阻止しようとする向きに圧縮力が発生する。一方、地盤自体は連続しており、上床面上部の右の隅角部も変形を阻止しようとする向きにせん断力が発生したことによると考えられる。また、側壁上部におけるせん断力の向きが逆転しているのも、後述する上床面右側での法線方向に関する地盤反力の影響を受けているためと考えられる。



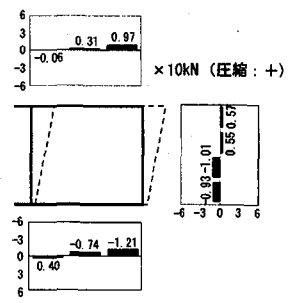
(a) スリップ層なし



(b) スリップ層あり



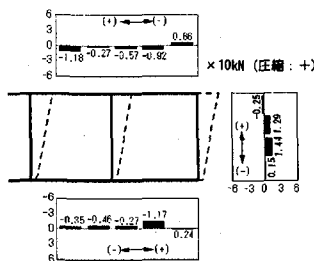
(a) スリップ層なし



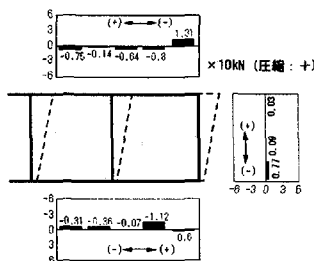
(b) スリップ層あり

図-17 接線方向地盤反力分布 (2径間)

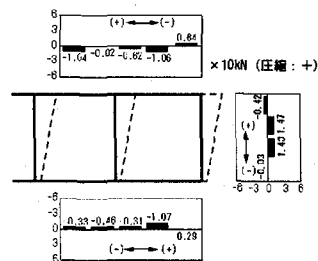
図-18 鉛直方向地盤反力分布 (2径間)



スリップ層なし
CASE 3

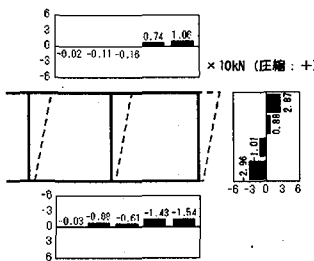


スリップ層あり
CASE 4

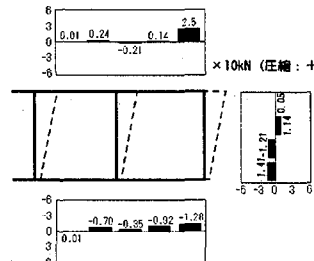


スリップ層上面のみ
CASE 5

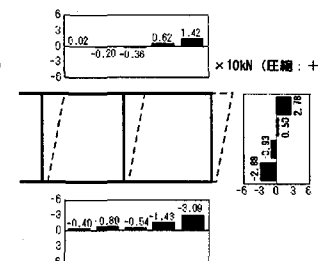
図-19 接線方向地盤反力分布 (3径間)



スリップ層なし
CASE 3



スリップ層あり
CASE 4



スリップ層上面のみ
CASE 5

図-20 鉛直方向地盤反力分布 (3径間)

スリップ層を設置した場合のトンネル断面のせん断力は、スリップ層のない場合より全体的にせん断力が低下しており、これによってスリップ層による効果すなわち地震時にトンネル断面-地盤間に滑りが生じた場合にはトンネル断面に作用するせん断力が低下されることが分かる。図-19に3径間でのせん断変形最大時のトンネル断面の地盤反力(せん断力分布)を示す。3径間の場合も2径間と同様に、理論と同様のせん断力の向きや、上床版、側壁上部隅角部のせん断力の向きの逆転が見られる。

スリップ層を3周面に設置したCase4は、全体的にせん断力が低下しており、特に側壁部のせん断力はほとんど発生していない結果となった。しかし、スリップ層を上面だけに設置したCase5はその効果が見られずスリップ層を有しないCase3とほとんど同じ結果となった。

b) 鉛直土圧分布

図-18はトンネル断面のせん断変形が最大時の地盤反力分布(鉛直土圧分布)である。これより、右側壁では、圧縮力が発生していることが分かる。また、側壁の上部および下部でそれらが反転していることが確認できる。既往の研究⁹⁾によると、側壁に発生する鉛直土圧は上下床版に作用するせん断力とトンネルの剛性の大小に応じて変化すると考えられる。トンネル断面の剛性が地盤の剛性より小さい場合、せん断力はトンネル断面を地盤以上に変形させようとするため、側壁には変形を阻止しようとする反力が生じることが報告されているが、本実験結果からもこれらのことが確認できる。

(c) スリップ層の影響

スリップ層を有したトンネル断面の鉛直土圧は、せん断

表-4 セン断力と幅の関係

B/H	1.0	2.0	3.0	4.0
数値シミュレーション	1.43	1.00	0.87	0.82
実験結果		1.00	0.42	

力と同様にスリップ層のないトンネル断面より全体的に低下しており、スリップ層の影響が現れていることが分かる。また、各上・下床版に発生する鉛直土圧も、スリップ層を有することで突出した応答値がなくなっている。この現象は、上床面のせん断力の低減と関連していると考えられる。すなわち、スリップ層の存在により、上床面に作用するせん断力が小さくなるが、トンネル断面は依然として地盤変形よりさらに変形しようとする、しかしながら密着の状態と比較してその量は小さくなる。したがって、トンネル断面の変形を阻止しようとする右側壁上部の圧縮地盤反力も小さくなると考えられる。

図-20は3径間模型でのせん断変形最大時の鉛直土圧分布である。3径間のトンネル断面の等価せん断剛性は地盤のせん断剛性より小さいため、2径間モデルと同様に、側壁部にはトンネル断面のせん断変形を阻止する向きの地盤反力が発生している。

Case 4の3周面にスリップ層を有するトンネル断面の応答値はCase 3と比較して全体的に低減していることが確認できる。しかし、ここでも、上床面のみスリップ層を有するCase 5はスリップ層の効果が得られていない結果となった。

4.4 数値シミュレーションとの比較

3章での形状効果の数値シミュレーションのうち実験と比較できるのは、幅の影響およびスリップ層の有無である。

表-4に、スリップ層がない場合の数値シミュレーションおよび実験結果の上床版でのせん断力を、細長比(B/H)2.0の値を規準にそれぞれ正規化したものである。数値シミュレーションと実験では、条件が異なっているがB/Hが大きくなるに従い減少する傾向が認められる。

図-21はスリップ層の有無による中壁モーメントの変化を示したものである。同図より、スリップ層の有無による変化は、せん断力ほど明確ではない。これは、前述したように上床版のせん断力が低下するが、それに対応して側壁の鉛直力が増減しバランスしているためと考えられる。

5. 結論

開削トンネルの形状効果に関して、構造物と地盤の境界に作用するせん断力および壁部の断面力に着目して、数値シミュレーションおよび振動実験により、その効果を検討した。その結果、形状の変化によりせん断力が変化することが明らかになった。特に、地下構造物の深度を一定にして横幅を広くして行くと、上床版に作用するせん断力は減少して行くことが確認された。スリップ層を設けることに

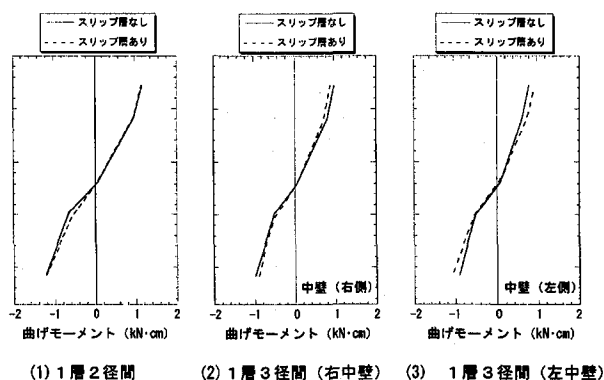


図-21 中壁モーメント図

より、側壁下部のせん断力減少には効果が認められたが、それ以外の部材ではその効果は認められなかった。これは、せん断力の減少分が側壁の鉛直力に変化して作用しているものと考えられる。

本論文中的実験は(財)鉄道総合技術研究所との共同実験で実施したものです。

参考文献

- 1) 建設省：総プロ「新耐震設計法の開発」研究報告 新耐震設計法(案)，建築研究所報告，No. 79, 1977.3
- 2) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物設計標準耐震設計，丸善，1998.10.
- 3) 建設省：地下構造物の免震設計法マニュアル(案)，土木研究センター，1998.9
- 4) 立石章：応答変位法における地震時荷重の作用方法に関する研究，土木学会論文報告集，No. 441/I-18, pp. 155-166, 1992.1
- 5) Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C. F. and Seed, H. B., FLUSH A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, Report No. EERC 75-30, University of California, Berkley, 1975.11
- 6) 川島一彦編著：地下構造物の耐震設計，鹿島出版会，1994.6
- 7) 渡辺啓行，末広俊夫：地中ダクトの側壁動土圧に関する実験的検討，土木学会論文集，No.432/I-16, pp.155-163, 1991.7
- 8) 浜田政則：大型地下タンクの地震時挙動の観測と解析，土木学会論文報告集，No. 273, pp. 1-14, 1978

(2000年9月14日受付)