

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

何 川¹・小泉 淳²

¹学生会員 工修 早稲田大学大学院博士後期課程 理工学研究科建設工学専攻

(〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1)

²正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1)

本論文は地震動がシールドトンネルの軸直角方向に作用する場合を対象に、模型振動実験を行い、この結果と広義の応答変位法による解析結果とを比較して、トンネルの振動特性、トンネルと地盤との相互作用、トンネルの構造モデルの妥当性等を検討したものである。模型振動実験は、不整形地盤中にトンネルが構築された場合を対象にして、実物のシールドトンネルをその縦断方向の構造特性を基に、相似則を用いてモデル化した上で、トンネル全体の剛性の違いによる挙動に着目して行った。一方解析には、筆者らの提案しているシールドトンネルの縦断方向の構造モデルを用いて、これに広義の応答変位法を適用した。解析に用いた入力変位は三次元動的FEMと重複反射理論との2通りの方法により算出している。

Key Words: shield tunnel, seismic design, longitudinal behavior, transverse seismic force, shaking table test, seismic deformation method

1. はじめに

地盤構成が複雑で、かつ、地震の発生件数が多い日本では、地上構造物はもとより、シールドトンネルのような長大な線状地中構造物についても地震の影響に対する検討は不可欠である。シールドトンネルの耐震性の検討は①トンネルおよびトンネル周辺地盤の安全性の検討、②トンネル横断方向の力学的検討、③トンネル縦断方向の力学的検討に分けて行なうのが一般的である。このうち、主に①と③を中心とする検討が一般に行われている¹⁾。しかしながら、シールドトンネルの縦断方向の検討については、トンネル軸線に沿う地盤の地震時挙動や、トンネル軸と直角方向に地震動が作用する時のトンネルと地盤との相互作用および、適切なトンネルの構造解析モデルなどがいまだ明確にされておらず、シールドトンネル縦断方向の合理的かつ経済的な設計を考える上で、これらを解明することは緊急の課題である。

シールドトンネル縦断方向の地震時挙動に関する研究は、最近かなり行われるようになってきたが、その多くが数値解析によるものである。これらの研究では、狭義の応答変位法やFEM解析等で地震時の地盤変位を求め、シールドトンネルをその剛性が

等価な弾性床の上のほりになるように置き換え、地盤ばねのばね先に強制変位を与えることにより検討を行っているものが大部分であり、これに実験や実構造物の計測結果を用いて考察を加えたものは少ない。

シールドトンネルを対象とした模型振動実験にはいくつかの例が見られるが、これらの実験ではシールドトンネルを等価な剛性を有する一本のほりとしてモデル化しているものが多く^{2),3),4)}、リング継手を評価した模型を用いたものは少ない⁵⁾。これはリング継手をどのように構造部材として取り入れるかが明確でなかったためと考えられる。

本論文は、地震動がトンネル軸直角方向に作用する場合を対象に、筆者らが提案しているシールドトンネル縦断方向の構造モデル^{6),7)}を基に、実物の鉄道単線トンネルを相似則を用いてモデル化し、セグメントリングのみで構成されたトンネル模型と、これに二次覆工を施したトンネル模型とを用いて、特にトンネル全体の剛性の違いによる挙動に着目し、不整形地盤中にトンネルが構築された場合の模型振動実験を行い、その結果に考察を加えるとともに、それと広義の応答変位法による解析結果との比較を行って、不整形地盤の挙動、トンネルと地盤との相互作用、トンネルの構造解析モデルの妥当性、入力変

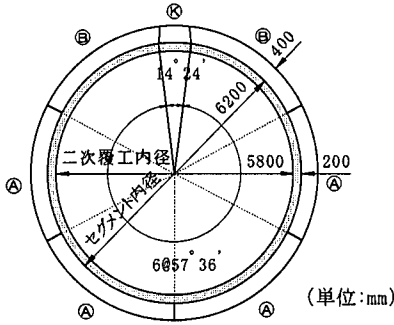


図-1 対象としたシールドトンネル

位の計算方法の違いが解析結果に与える影響等を検討したものである。

2. 実験概要

(1) 想定したトンネルと地盤

実験の対象として想定したシールドトンネルは図-1に示す外径 7.0m, 仕上がり内径 5.8mの鉄道単線トンネルで、セグメントは幅 1mのコンクリート平板形セグメントである。

セグメントの弾性係数は $E_1 = 39\text{KN/mm}^2$, 二次覆工は現場打ちコンクリートを想定して厚さ 20cm と定め、その弾性係数は $E_2 = 27\text{KN/mm}^2$ とした。また、セグメント継手の回転ばねのばね定数は、正曲げに対して $k_{\theta\theta(+)} = 14.1\text{MN}\cdot\text{m/rad}$, 負曲げに対して $k_{\theta\theta(-)} = 2.45\text{MN}\cdot\text{m/rad}$ を用い⁸⁾, リング継手の軸引張ばねのばね定数と回転ばねのばね定数はそれぞれ $K_{\theta 1} = 1.44\text{GN/m}$, $K_{\theta 1} = 16.6\text{GN}\cdot\text{m/rad}$ とした⁹⁾。

地盤は大都市における実測のボーリング調査結果⁹⁾を参考に、洪積層(単位体積重量 19kN/m^3 , 変形係数 75N/mm^2)から沖積層(単位体積重量 18kN/m^3 , 変形係数 10N/mm^2)にまたがる不整形地盤を想定している。

(2) 相似則^{10), 11), 12)}

模型振動実験を行う場合、一般には相似則を用いて実物をモデル化するが、幾何学的な相似はもちろん、物理的な関係も考慮して相似則を定める必要がある。本実験では地盤模型に生じる慣性力と弾性力とがその支配的な物理量であると考えた。これらの力は密度 ρ , 長さ l , 時間 t , ひずみ ε , 弾性係数 E を用いて表すと下式のようになる。

$$\text{慣性力: } F_i = \rho \cdot l^4 \cdot t^{-2} \quad (1)$$

$$\text{弾性力: } F_s = \varepsilon \cdot E \cdot l^2 \quad (2)$$

表-1 相似則

	密度 P	長さ L	弾性 係数 e	時間	加速 度	ひずみ
相似 則	ρ_m / ρ_p	l_m / l_p	E_m / E_p	$L \cdot \sqrt{\frac{P}{e}}$	$\frac{e}{P \cdot L}$	$\varepsilon_m / \varepsilon_p$
相似 比	$1.0/1.8$ $=0.556$	0.01	0.01	7.5×10^{-2}	1.8	1.0

これら二つの力の比から、実物と模型との相似関係は次式で示される。

$$\frac{\rho_m \cdot l_m^2}{\varepsilon_m \cdot E_m \cdot t_m^2} = \frac{\rho_p \cdot l_p^2}{\varepsilon_p \cdot E_p \cdot t_p^2} \quad (3)$$

ここに、添字の m は模型を、p は実物を表す。

いま、密度、長さおよび弾性係数の相似比を基礎相似比とし、

$$P = \frac{\rho_m}{\rho_p}, \quad L = \frac{l_m}{l_p}, \quad e = \frac{E_m}{E_p} \quad (4)$$

とおくと、式(3)より時間の相似比 (t_m/t_p) および加速度の相似比 (a_m/a_p) は、無次元量であるひずみ ε_m と ε_p とを等値にすることによって次式で示される。

$$\frac{t_m}{t_p} = L \cdot \sqrt{\frac{P}{e}}, \quad \frac{a_m}{a_p} = \frac{e}{P \cdot L} \quad (5)$$

なお、密度 ρ が土のせん断弾性係数 G_s に与える影響は大きく¹³⁾, 密度 ρ と弾性係数 E とは独立ではないと考えられるが、地震時における両者の関係は必ずしも明確ではなく、また、これらの関係を考慮して模型材料を選択することは容易でないことから、本実験では密度 ρ と弾性係数 E とを独立のものと考え、相似比を定めている。

(3) 相似模型

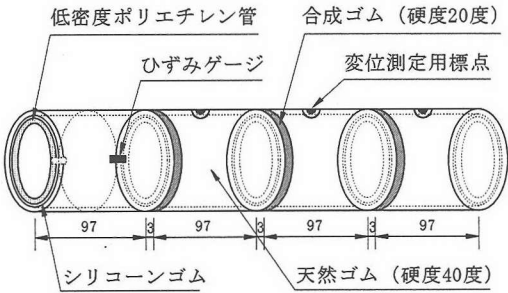
模型の大きさや使用する材料の選択範囲から、長さの相似比 L および弾性係数の相似比 e は 100 分の 1 とした。また、実験結果に与える影響が一番大きいのは地盤の振動であると考えられるため、密度の基礎相似比は地盤のそれから決定した。表-1 は式(4)および式(5)の結果と基礎相似比から求めた時間および加速度の相似比をまとめて示したものである。

表-1 に示す相似則を用いてシールドトンネルを忠実にモデル化すると、トンネル軸方向には、セグメントリングの模型とリング継手の模型が相当密に配置されることになる。このため本実験では、模型製作上の精度および測定機器の設置等を考慮し、10 リング分のセグメントを剛性が一様に低下したリン

表-2 弾性係数 (単位: N/mm²)

	沖積層	洪積層	一次覆工	リング継手	二次覆工
対象とした実物の E	10	75	297.6	81.02	2.7×10^4
相似比から求めた E	0.1	0.75	2.976	0.8102	2.7×10^2
実験に用いた材料の E	0.12	0.73	2.8 (7.3)	0.98 (3.97)	3.5×10^2

注) ()内の値は一次覆工模型に水性ペイントを塗布した場合の弾性係数



(a) 模型の概要

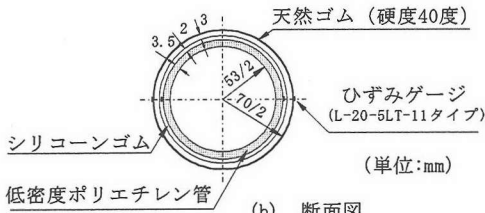


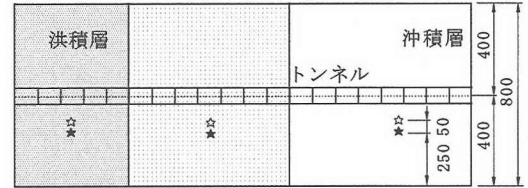
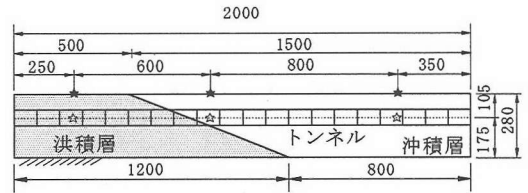
図-2 トンネル模型

と考えるとモデル化することとした。

セグメント 10 リング分の軸剛性の有効率 η_N と曲げ剛性の有効率 η_M は参考文献 14) に従い求めた。その結果 η_N と η_M はそれぞれ $\eta_N = 4.93 \times 10^{-3}$, $\eta_M = 1.03 \times 10^{-2}$ となった。本実験ではこれらの値の平均値 $\eta = 7.6 \times 10^{-3}$ を用いてセグメントリング 10 リング分の等価剛性を定めた。また、模型の製作上の制約からリング継手を詳細にモデル化することが困難であるため、リング継手の軸圧縮特性を軸引張特性と同じにし、図-2(a)に示すようにセグメントリングと同じ断面形状を有する幅 3mm の円環状の合成ゴム部材に置換してこれをモデル化することとした。

表-2 は対象とした実物の各種弾性係数、相似比を考慮して模型材料が有すべき弾性係数、およびこれらの結果から実際に選定した模型材料の弾性係数を示したものである。なお、模型材料の弾性係数はそれぞれの要素試験から求めた値である。

図-2 はトンネル模型の概要を示している。天然ゴム管はセグメントリングを、低密度ポリエチレン



(模型底面を振動台に固定、他の境界面は自由面)

★: 地表面軸直角方向加速度計 (ASW-5A)

☆: 地中軸直角方向加速度計 (ASW-5A) (単位:mm)

図-3 地盤模型の概要

表-3 実験の種類

種類	地盤のみ	一次覆工のみ	二次覆工あり
実験名	D	D1	D2

管は二次覆工リングをそれぞれモデル化したものである。また、一次覆工と二次覆工との隙間にはシリコーンゴムを注入して両覆工間の力の伝達ができるようにしたが、シリコーンゴムが硬化する際には若干の収縮が発生したものと予想される。なお、これと同様なトンネル模型の静力学的挙動に関する実験および考察は文献 7) を参照されたい。一方地盤模型は図-3 に示すように、長さ 200cm、幅 80cm、高さ 28cm で長さ方向の中間部で洪積層から沖積層へ変化する地盤を想定したものである。

本研究では、地盤は弾性体と仮定し、地盤材料にはシリコーンゴムを用いた。シリコーンゴムは自立性が高いため、地盤模型の境界面は自由面とした。なお、シリコーンゴムとトンネル材料とした天然ゴムとが直に接するとシリコーンゴムに硬化障害が生じるため、トンネル模型の表面にはアクリル樹脂系の水性ペイントを塗布し被膜とした。水性ペイントを塗布することで、一次覆工模型とリング継手の模型の弾性係数は模型材料単体の弾性材料よりも結果的に大きくなった (表-2 参照)。

(4) 実験概要

トンネル模型を埋設した振動実験に先立ち、トンネルを埋設しない地盤だけの実験を行っている。表-3 は実験の種類を示したもので、地盤のみの実験を実験 D、一次覆工のみの実験を実験 D1、二次覆工されたトンネルの実験を実験 D2 と略称する。

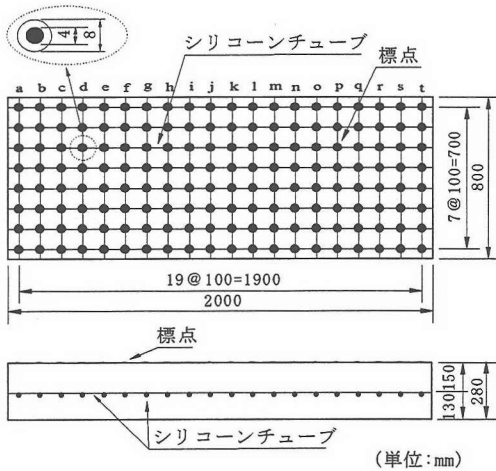
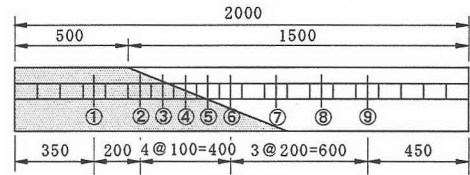
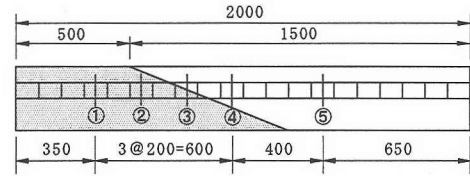


図-4 地盤変位測定用標点と格子



(a) 一次覆工のみの場合



(b) 二次覆工がある場合 (単位:mm)

図-5 曲げひずみの計測断面

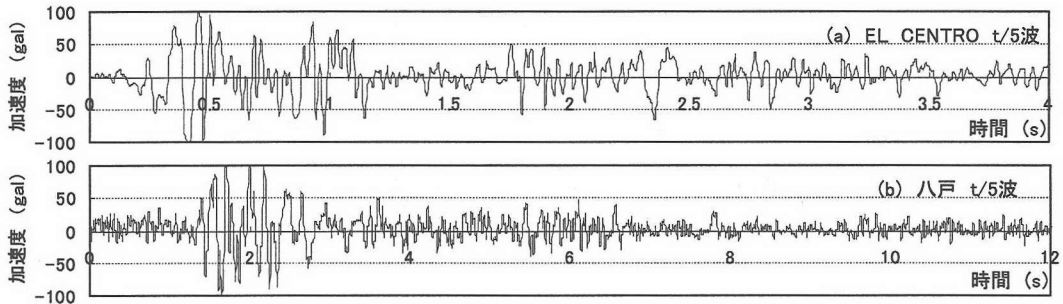


図-6 振動台入力波

a) 正弦波を対象とした振動実験

図-3 に示す地盤模型の底面を振動台に固定し、トンネル軸直角方向から正弦波（実験 D および実験 D1 では最大 80gal，実験 D2 では最大 50gal）を入力して振動実験を行った。入力正弦波の振動数は各地盤の一次共振点付近では 0.1Hz ずつ，その他では 1Hz ずつ 2Hz から 20Hz まで変化させ，定常振動状態で計測を行っている。

計測項目は，図-3 に示す地盤模型の表面およびトンネル埋設深さにおける地盤の軸直角方向加速度と地盤の軸直角方向変位およびトンネル模型の軸直角方向変位とその軸方向の曲げひずみである。

地盤変位は，図-4 に示すように，地表面から 15cm の深さに埋設した外径 2mm のシリコンチューブ製の格子と，格子の交点直上の地表面に貼付した標点のぶれ写真を撮影して求めた。a～t はトンネル軸方向に沿う地盤変位の計測断面を示す番号である。また，トンネルの変位は，図-2 に示すように，トンネル模型の上端に貼付した標点のぶれ写真から求めている。

図-5 はトンネルの曲げひずみの測定断面を示したものであり，ひずみは一次覆工のみの実験では 9 断面（断面①～断面⑨）で，二次覆工されたトンネルの実験では 5 断面（断面①～断面⑤）で，それぞれ地盤の層の変わり目を中心に測定した。ひずみゲージは図-2 に示すように，各断面とも水平の直径点の 2 箇所に貼付している。

b) 実地震波を対象とした振動実験

正弦波を対象とした振動実験に引き続き，実地震波を対象とした振動実験を行った。入力波は EL CENTRO 地震波と十勝沖地震波（八戸）で，それぞれ時間軸を実時間の 5 分の 1（t/5 と表記）に短縮したものと 10 分の 1（t/10 と表記）にしたものの 4 種類の波（それぞれ EL CENTRO t/5 波，EL CENTRO t/10 波，八戸 t/5 波，八戸 t/10 波と呼ぶ）を用い，振動台における最大加速度の目標値を約 100gal として入力している。

計測項目は地盤の軸直角方向加速度とトンネルの軸方向の曲げひずみである。図-6 は振動台に入力した EL CENTRO t/5 波と八戸 t/5 波を示したも

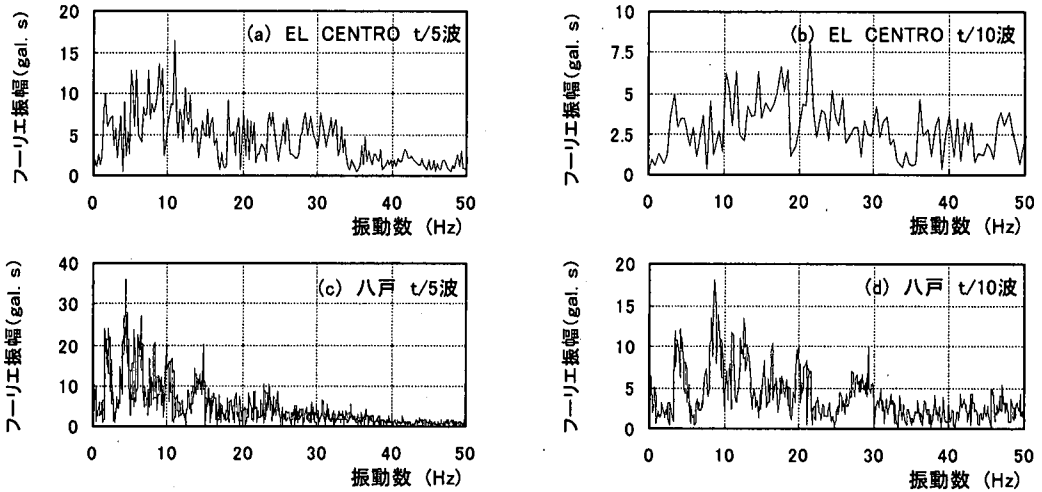


図-7 振動台入力波のフーリエスペクトル

のであり、また、図-7 は目標波のフーリエスペクトルを示したものである。

3. 解析の方法

シールドトンネルの質量は、一般にもともとそこに存在した土の質量に比べてはるかに小さいため、トンネルの地震時挙動は周辺地盤の動的な挙動に支配されると考えられる。したがって、地震時の地盤の変形挙動が把握できれば、それをばねモデルのような構造モデルにばね先変位を与えることによって評価できるものと思われる。このため解析には広義の応答変位法を用いた。すなわち実験の対象とした不整形地盤の条件を考慮し、地盤の一次元および三次元動的解析（時刻歴応答解析法）により得られた地盤変位の時刻歴または地盤模型振動実験によるある時間断面の地盤変位をトンネル—地盤ばねモデルに作用させる方法である。

解析に用いた入力地盤変位は、正弦波の場合には、トンネルの挙動はトンネル埋設位置の地盤の動的な挙動に支配されるとして、模型振動実験(実験 D)において沖積層の一次共振時に計測されたトンネル埋設位置の地盤の最大軸直角方向変位を用い、また、実地震波の場合には、模型地盤の自由端付近の影響を考慮して、三次元動的解析によるトンネル埋設位置の地盤の軸直角方向の時刻歴応答変位および一次元動的解析によるトンネル埋設深さの地盤（地層）の軸直角方向の時刻歴応答変位をそれぞれ用いた。これらの地盤変位は地盤ばねを介してトンネルに入力される。

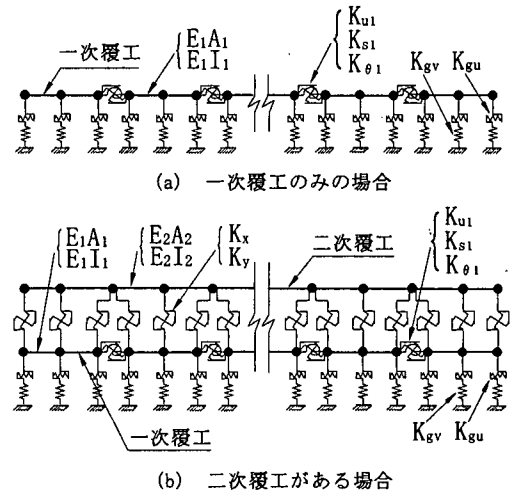


図-8 トンネルの解析モデル

(1) トンネルの解析モデル

a) 解析モデル^{6),7)}

図-8 は応答変位法に用いたトンネル縦断方向の静的解析モデルである。このうち一次覆工のみ（実験 D1）の解析モデルは図-8(a)に示すとおりである。トンネルは 10 リング分の等価剛性を持つセグメントリング部分を棒部材（軸剛性 E_1A_1 、曲げ剛性 E_1I_1 ）で、リング継手をばね部材（軸ばね K_{uv} 、せん断ばね K_{sv} 、および回転ばね $K_{\theta 1}$ ）で評価し、これらが交互に連結された棒—ばね構造モデルで評価した。また、地盤との相互作用は一次覆工である棒部材の各節点に付けたトンネル軸方向の地盤ばね K_{gu} 、および軸直角方向の地盤ばね K_{gv} で評価した。

二次覆工がある場合（実験 D2）の解析モデルは図

図-8(b)に示すとおりである。一次覆工および一次覆工と地盤との相互作用の評価は図-8(a)と同じである。二次覆工も一次覆工と同様に覆工本体を棒部材(軸剛性 E_2A_2 , 曲げ剛性 E_2I_2)に置換し, 両覆工間の相互作用は, トンネル軸方向の力を伝達する覆工間ばね K_x およびトンネル軸直角方向の力を伝達する覆工間ばね K_y で評価する。

解析に用いた地盤ばねのばね定数およびリング継手と両覆工間の相互作用を評価するばね部材のばね定数は以下に示す方法により定めた。なお, 本研究は, トンネル軸直角方向からの変位に対する検討をその対象としているため, 図-8 に示す解析モデルのうち, リング継手の軸ばねのばね定数 K_{u1} , 軸方向の覆工間ばねのばね定数 K_x および軸方向の地盤ばねのばね定数 K_{gv} は用いない。したがってここではこれらのばねのばね定数の求め方については省略する。

b) トンネル軸直角方向の地盤ばねのばね定数 K_{gv}

線状地中構造物に応答変位法を適用する際には, 地盤ばね定数を忠実に評価するために, 構造物の形状と寸法, 地盤の構成条件などを厳密に考慮しなければならない。しかしこのためには地盤の物性などを詳細に把握する必要があり, また, 地盤の剛性は物理的には周波数によって変化するので, その適切な評価はかなり煩雑な作業と工学的に高度な判断を伴うものである^{15),16)}。現状の線状地中構造物の耐震解析では, 地盤ばねの評価法として, ①地盤のせん断弾性係数を定数で評価する方法^{17),18),19)}, ②静的なFEMを用い地中構造物の境界面に荷重を作用させて求める方法²⁰⁾, ③動的または静的弾性論を用いる方法^{15),21)}, ④現場での実測値に経験を加味して評価する方法²²⁾等が用いられている。それらの方法は, 地盤ばね定数の周波数依存性をほとんど考慮していない。また, いずれの方法にも制約条件があり, 複雑な地盤に対しては必ずしも明確に評価できるとは言いがたい²¹⁾。一方, シールドトンネルと似たような状況の地中構造物と地盤との動的相互作用の研究には, 周波数領域が小さい範囲では, ばね定数の周波数依存性は小さく, 周波数によらず一定の静的ばねを使うことの妥当性が指摘されている^{23),24)}。

本研究が対象とする周波数領域はかなり小さく, 大きく見積もっても数 Hz 程度であり, 対象とした不整形模型地盤はその構成条件などが複雑であることに加えて, 解析の目的は筆者らが提案するシールドトンネルの縦断方向構造モデルが応答変位法を用いて実務に適用できるか否かを検証することにあるため, 地盤ばねの評価の実情を考えううえで, 地盤ばね定数の周波数依存性を考慮せずそのばね定数を実際

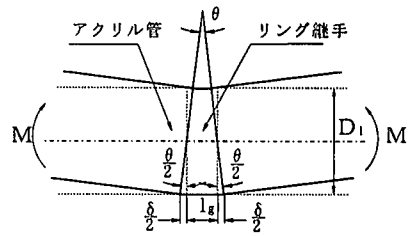


図-9 リング継手の曲げ変形

に静的な平板載荷試験を行い, 定めることにした。

平板載荷試験に用いた載荷板は直径 70mm のアクリル円板である。直径 70mm としたのは模型トンネルの外径が 70mm であることによる。また, 円板を用いたのは板の周縁部のせん断の影響をできるだけ小さくするためである。なお, 地盤模型材料であるシリコンゴムは透明(沖積層)あるいは半透明(洪積層)であり, 目視の結果, 振動を与えても地盤とトンネル模型との接触面で相互に滑りは生じていなかった。このため, 地盤とトンネルとの接触面に滑りが生じるまでは, この地盤反力係数を用いて算出される地盤ばねのばね定数 K_{gv} は線形と見なしてよいものと判断した。実験により得られた地盤反力係数 $k_g (=k_{gv})$ は洪積層で 19.3MN/m^3 , 沖積層で 2.8MN/m^3 であった。トンネル軸直角方向の地盤ばねは, トンネル周辺地盤の反力を評価するものであるからそのばね定数は地盤反力係数にトンネルの射影面積をかけて式(6)により算出した。

$$K_{gv} = \frac{1}{2} k_{gv} \cdot D_1 \cdot B \quad (6)$$

ここに, D_1 はトンネル模型の外径を, B は図-8 に示す節点間隔を表す。

c) リング継手を評価するばねのばね定数

リング継手を評価するせん断ばねのばね定数 K_{s1} は, リング継手の弾性係数を用いて式(7)により求めることとした。

$$K_{s1} = \frac{E_g A_g}{2(1+\nu_g) \cdot l_g} \quad (7)$$

ここに, E_g は継手ゴムの弾性係数を, A_g は継手ゴムの断面積を, l_g は継手ゴムの幅を, ν_g は継手ゴムのポアソン比を表す。

このゴム継手に純曲げが作用すると継手断面は図-9 に示す変形状態になると考えられる。そこで, この図を参照して, リング継手を評価するばねの回転ばね定数 $K_{\theta 1}$ を式(8)により求めることとした。

$$K_{\theta 1} = \frac{E_g I_g}{l_g} \quad (8)$$

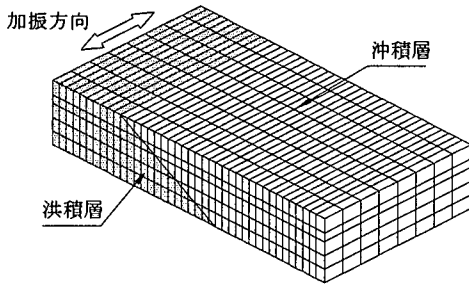


図-10 地盤の3次元FEM解析モデル

ここに、 I_g は継手ゴムの断面二次モーメントを表す。

d) 覆工間ばねのばね定数 K_y ⁷⁾

トンネル軸直角方向の力を伝達する覆工間ばねのばね定数 K_y は式(9)により求めた。

$$K_y = \frac{K_{y1} \cdot K_{y2}}{K_{y1} + K_{y2} + \frac{K_{y2} \cdot K_{y1}}{K_{yiso}}} \quad (9)$$

ここに、 K_{y1} 、 K_{y2} 、 K_{yiso} はそれぞれ式(10)～(12)により定めた。

$$K_{y1} = \frac{2E_1 \cdot A_y}{t_1} \quad (10)$$

$$K_{y2} = \frac{2E_2 \cdot A_y}{t_2} \quad (11)$$

$$K_{yiso} = \frac{E_{iso}' \cdot A_y}{t_{iso}} \quad (12)$$

また、 E_1 、 E_2 、 E_{iso}' は、それぞれ一次覆工、二次覆工、覆工間のシリコン材の弾性係数で、 t_1 、 t_2 、 t_{iso} はそれらの厚さであり、 A_y は図-8(b)に示す解析モデルにおける節点間の二次覆工射影面積の2分の1である。なお、 E_{iso}' は荷重方向と直角な方向を拘束した状態で圧縮試験を行い求めている。

(2) 地盤の時刻歴地震応答解析

a) 三次元動的FEMによる地盤の応答解析

図-10 は地盤の三次元動的FEMのモデルを示したものである。沖積層と洪積層とは20節点6面体アイソパラメトリック要素を、地層変化面付近では、20節点6面体要素から縮退した15節点5面体アイソパラメトリック要素を用いている。また時刻歴応答解析には、直接積分法であるニューマークのβ法を用いた。模型地盤として用いた材料はシリコン

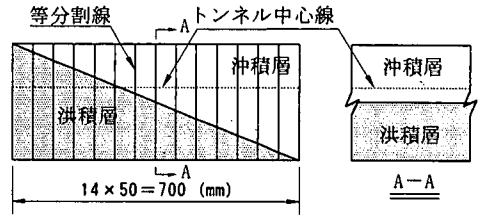


図-11 地層変化点の等分割概要図

ゴムであり、解析上は完全弾性体とみなすことができることから、応力-ひずみの関係は線形と仮定した。また、模型地盤の粘性減衰を次のようなRayleigh減衰によって表示することにした。

$$[C] = \alpha_1 [M] + \alpha_2 [K] \quad (13)$$

ここに、 $[M]$ 、 $[K]$ は質量および剛性マトリックスであり、 α_1 、 α_2 は質量、剛性マトリックスに比例する定数である。上式の関係が満足される場合には、減衰マトリックス $[C]$ を介して、各次のモードは直交することが確かめられている。このとき、第 n 次モードの減衰定数 h_n は次式のようになる。

$$h_n = \frac{\alpha_1}{2\omega_n} + \frac{\alpha_2}{2} \omega_n \quad (14)$$

ここに、 ω_n は第 n 次の固有円振動数である。

本解析では簡単化のために $\alpha_1 = 0$ とし、地盤に正弦波を与えた振動実験(実験D)から地盤の軸直角方向加速度の共振曲線を作成し、これを用いて減衰定数と固有円振動数を求め、これらを式(14)に代入して α_2 を定めている。

応答解析には入力地震波である4種類のうちの八戸t/5波を用いた。これは、八戸t/5波の卓越振動数が実験に用いた沖積層地盤模型の固有振動数に近く、トンネル模型に発生するひずみが最大となったことによる。解析用の入力波には、実験から得られた振動台の時刻歴加速度を用いた。

b) 重複反射理論による地盤の一次元応答解析

トンネル軸線に沿って各時間断面ごとに見たときに地盤の軸直角方向の変位量の差が一番大きく出る可能性が高い地盤変化点に着目して、地盤変化点付近の地盤を等分割し、これらが相互に独立であるものと仮定して、重複反射理論による一次元応答解析を行った。図-11 は地盤変化点の分割状況を示した図である。入力地震波および地盤の物性値と減衰定数は、三次元動的FEMに用いたものと同じにした。

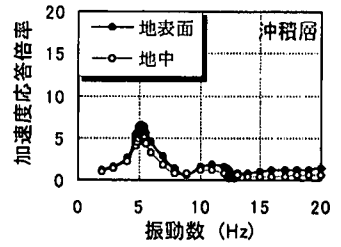
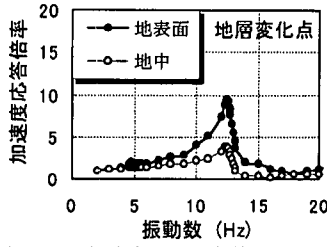
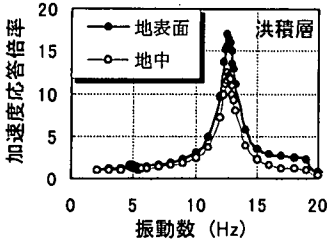


図-12 加速度の共振曲線 (実験 D)

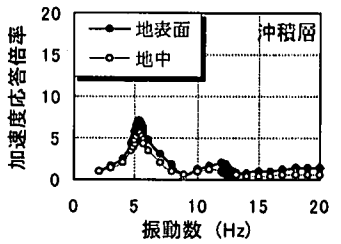
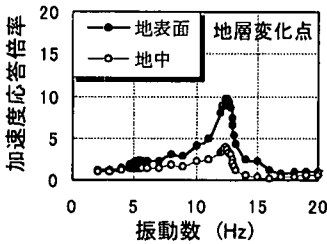
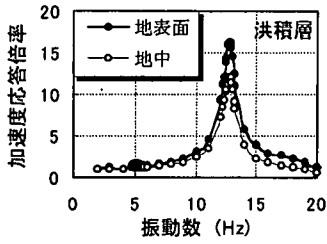


図-13 加速度の共振曲線 (実験 D1)

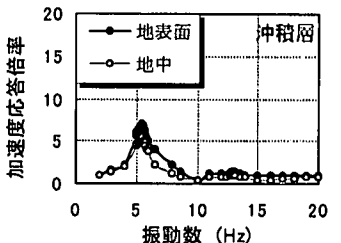
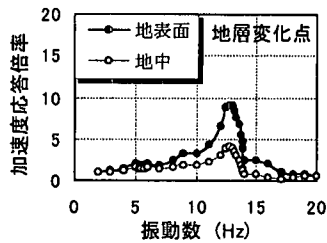
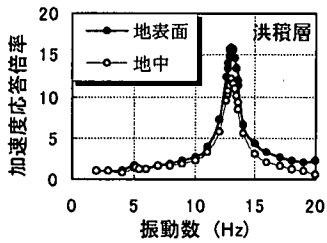


図-14 加速度の共振曲線 (実験 D2)

4. 正弦波を対象とした模型振動実験結果と解析結果およびその考察

(1) 共振曲線の実験結果

図-12～図-14 は各実験における地盤の軸直角方向加速度の共振曲線を示したものである。それぞれの図は洪積層、トンネル中心位置における地層変化点および沖積層の軸直角方向加速度の共振曲線である。また、表-4 はこれらの図から求めた一次共振振動数をまとめたものである。

これらの図と表から、どの実験においても地盤の軸直角方向加速度の共振曲線の形状、応答倍率の最大値、各地盤の一次共振振動数はほぼ同じであることがわかる。これはトンネルが埋設された影響がほとんどないと考えてよいことを示すものであり、トンネルは地盤の振動に支配されていることを示唆している。

図-15 は実験 D1 の一次覆工の曲げひずみの共振曲線であり、図-16 と図-17 は、それぞれ実験 D2 の一次覆工と二次覆工の曲げひずみの共振曲線である。曲げひずみの応答はすべて入力 I_{gal} あたりに換

表-4 一次共振振動数 (単位:Hz)

	実験 D	実験 D1	実験 D2
沖積層	5.2	5.3	5.4
地層変化点	12.5	12.6	13.0
洪積層	12.6	12.7	13.1

算してある。なお、本実験で用いたひずみゲージは一次覆工の剛性に比べてその剛性が無視できない程度であるため、測定されたひずみは真の値よりも小さくなる。このため、一次覆工のひずみは、あらかじめ一次覆工模型の軸引張試験と軸圧縮試験および二次覆工されたトンネル模型の軸引張試験と軸圧縮試験を行い、模型の変形量から計算されるひずみと、ひずみゲージにより測定されたひずみの値から両者の換算係数を求め、これを用いて補正を行っている。一次覆工のみの実験の場合、その換算係数は、 $C_1 = 7.16$ 、二次覆工されたトンネルの実験の場合、その換算係数は、 $C_2 = 5.28$ であった。また、曲げひずみは、水平方向の 2 つのひずみ (図-2 参照) を曲げひずみと軸ひずみに分離して求めた。このようにして求めた軸ひずみは曲げひずみに比べて小さく無視しうるものであった。

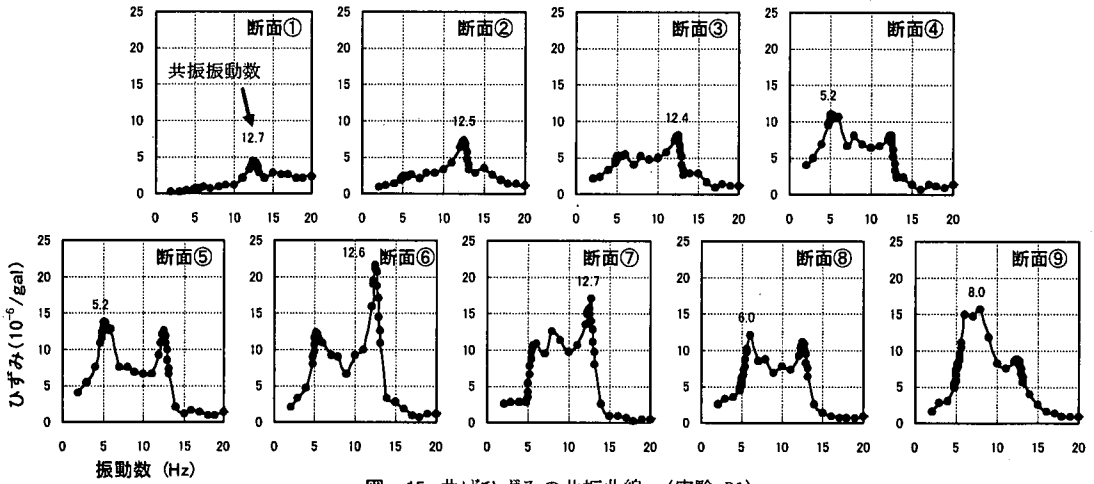


図-15 曲げひずみの共振曲線 (実験 D1)

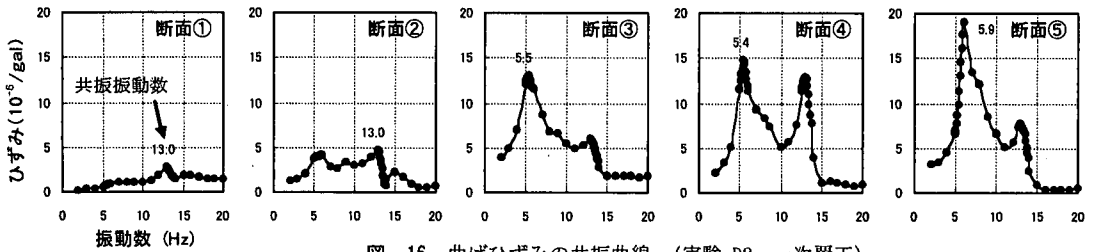


図-16 曲げひずみの共振曲線 (実験 D2, 一次覆工)

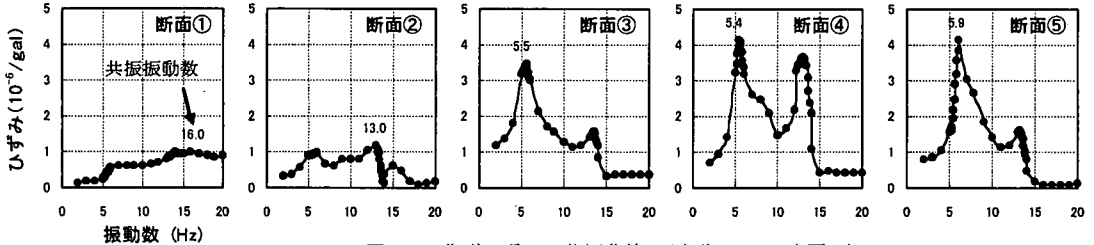


図-17 曲げひずみの共振曲線 (実験 D2, 二次覆工)

図-15 から、実験 D1 の一次覆工の曲げひずみについては、

- ① 曲げひずみの最大応答は地盤が変化する部分の沖積層側の断面⑥で発生している、その一次共振振動数は 12.6Hz であり、これは、洪積層の一次共振振動数と一致している (表-4 参照)、
 - ② 沖積層、地盤変化部および洪積層の一次共振振動数と曲げひずみの最大応答が発生する共振振動数はほとんどの断面で一致していない、
- などの知見が得られ、また、図-15~図-17 から、実験 D1 および実験 D2 の曲げひずみについては、

- ① 一次覆工の曲げひずみの共振曲線は実験 D1 と実験 D2 とを比べると洪積層の端部の断面①を除いて同じ断面 (図-15 断面①②④⑥⑧と図-16 断面①②③④⑤) とはそれぞれ同じ断面に対応) で異なる形状になっている、

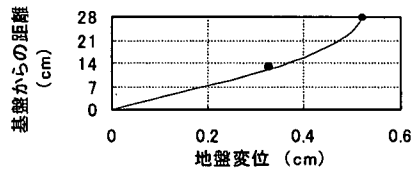


図-18 地盤の深さ方向の変位分布 (f=5.2Hz)

- ② 二次覆工されたトンネルの一次覆工の曲げひずみの最大応答 (図-16 断面⑤) は一次覆工のみの場合の最大応答 (図-15 断面⑥) に比べ 15% 程度小さくなっている、
 - ③ 一次覆工および二次覆工に発生する曲げひずみの応答は、地層変化点付近の沖積層側の断面で (図-15 断面の⑥⑦および図-16 と図-17 の断面④⑤) 大きくなっている、
- などの知見が得られた。

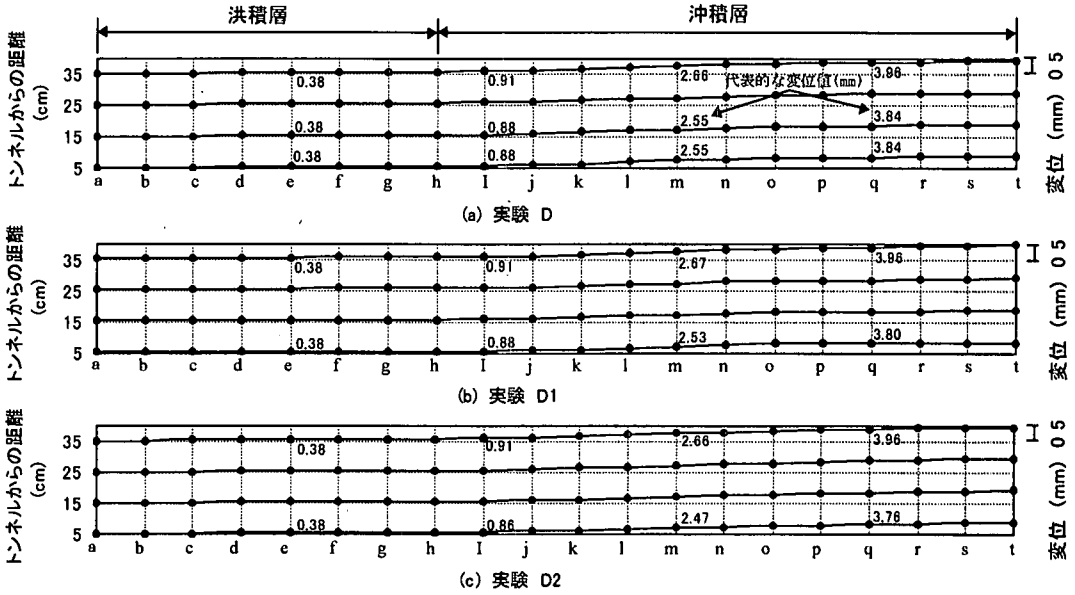


図-19 トンネルの埋設深さにおける地盤の軸直角方向最大変位分布

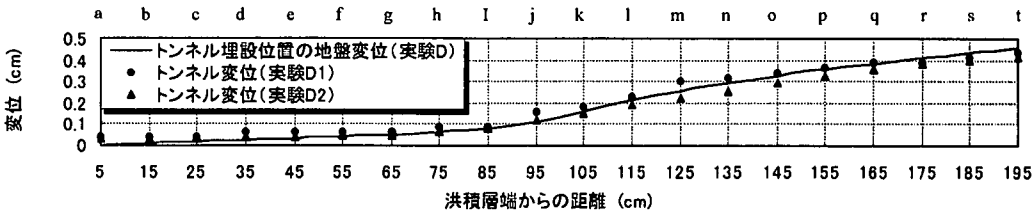


図-20 地盤とトンネルの最大変位分布 (実験値)

(2) 地盤とトンネルの変位

地盤の変形はトンネル埋設深さにおける変形に着目し、入力加速度の最大値 50gal あたりに換算して実験結果を整理した。

図-18 は沖積地盤の一次共振時 ($f = 5.2\text{Hz}$) の地盤深さ方向の変位分布の一例(洪積層端から 1.45m の位置)を示したものである。図中、黒丸印は標点と格子の変位計測結果の片振幅を表し、実線は地盤の変位が、地表面(標点)の最大変位を最大振幅とする正弦波状に分布すると仮定した場合のものである。この図から格子の変位計測結果はほぼ正弦波形状であることが確認でき、地盤模型は正弦波状のせん断振動をしていることがわかる。このため、トンネル埋設深さにおける地盤変位は、地表面の変位計測結果を基にして求めることとした。

図-19 はトンネル埋設深さにおけるトンネル軸直角方向の地盤の最大変位分布を示したものである(沖積層の共振時の例)。横軸は図-4 の a ~ t で示されるトンネル軸方向の位置を表し、縦軸はトンネル埋設位置を零としたときの地盤の自由端方向(幅

方向)への距離を示したものである。トンネル位置を軸として対称な2点では平均した値を示している。

この図を見ると、実験 D では、自由端付近での地盤の変位は中心部での地盤の変位より若干大きくなっているものの、中心部での地盤はそれぞれほぼ均等に軸直角方向に変形しており(図中示した数値参照)、自由端の影響は中心部地盤に及んでいないと思われる。また、トンネルが埋設された場合(実験 D1 および実験 D2)には、トンネル埋設位置付近で他の部分に比べ地盤変位はやや小さくなっているものの、トンネルを埋設しても地盤模型の自由端付近ではトンネルを埋設していない場合の地盤変位とほとんど同じになっていることがわかる。以上の結果から、トンネルを軸直角方向に加振した場合に、本実験で用いた地盤模型は幅が十分であり、自由端の影響がほとんどなく、トンネルから離れた位置では無限に広がる自由地盤とほぼ同じ挙動をしていることがわかる。

図-20 はぶれ写真から得られた沖積層地盤の一次共振時に、地盤のみの場合(実験 D)のトンネル埋

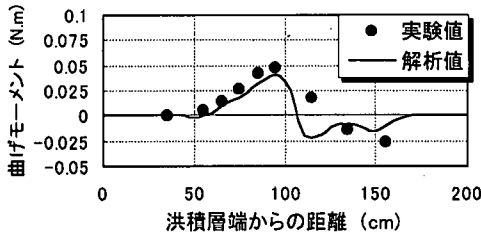


図-21 一次覆工の曲げモーメント (実験 D1)

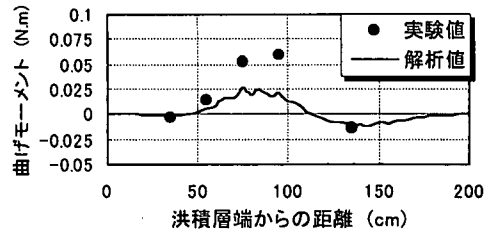


図-22 一次覆工の曲げモーメント (実験 D2)

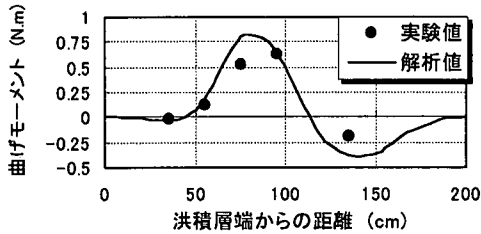


図-23 二次覆工の曲げモーメント (実験 D2)

設中心位置における地盤の最大軸直角方向変位と一次覆工のみの場合 (実験 D1)、二次覆工がある場合 (実験 D2) のトンネル本体 (トンネルの変位測定用標点位置、図-2 参照) の最大軸直角方向変位とを示したものである。この図から地盤の急変部において地盤の変位は大きく変化していること、また、トンネルの変形は地盤だけの変形とほとんど同じであること、したがってトンネルは地盤変位によく追従して運動していることがわかる。

(3) トンネルの断面力

図-21～図-23 は、実験 D1 と実験 D2 の沖積層の一次共振時において一次覆工と二次覆工とに発生した最大曲げモーメントの実験結果と解析結果とを比較したものである。実験結果は沖積層の地表面の変位が最大となる時刻における断面力を示している。一方、解析には図-8 に示したシールドトンネルの解析モデルを用いた。このモデルのばね先には実験から得られたトンネル埋設中心位置における地盤変位を入力している。この地盤変位は地盤のみの実験 (実験 D) において沖積層の一次共振時に得られた計測値をもとに、これを最小 2 乗法を用いて平滑化した変位である。入力変位として実験値を用いたのは、

- ① 応答変位法 (地盤の変位を精度よく推定できればトンネルに発生する変位と断面力を説明できる) の妥当性、
 - ② シールドトンネルの解析モデルの妥当性、
- を検証するためである。

表-5 加速度応答の卓越振動数 (単位: Hz)

入力波	地層	実験 D
EL CENTRO t/5	洪積層	12.79(12.31)
	地層変化点	12.21
	沖積層	5.37
八戸 t/5	洪積層	13.53
	地層変化点	9.96(10.50)
	沖積層	4.54

実験 D1 では、実験結果と解析結果とはよく一致しており (図-21)、解析結果は実験結果を説明していることがわかる。実験 D2 では、二次覆工の実験結果と解析結果とは概ね一致している (図-23) が、一次覆工の解析結果は実験結果よりも小さくなっている (図-22)。これは図-23 に比べて発生する曲げモーメントが小さいこと (一次覆工に発生する最大曲げモーメントが二次覆工に発生する最大曲げモーメントの 1/10 以下であり、全体的にみて両者はほぼ一致している)、また、一次覆工と二次覆工との隙間に注入されたシリコンゴムが硬化する際には若干の硬化障害が生じ、実験値にある程度の影響を与えたことなどが考えられる。

5. 実地震波を対象とした模型振動実験結果と解析結果およびその考察

(1) 加速度応答

a) 振動実験による加速度応答

図-24、図-25 は、EL CENTRO t/5 波と八戸 t/5 波を入力した実験 D における地盤の軸直角方向加速度の時刻歴応答波形を示したものである。これらの図を見ると、洪積層と沖積層の加速度応答は、それぞれ地表面と地中とではほぼ相似形となっており、加速度振幅は地表面の方が若干大きめであることがわかる。このことから、これらの層では地盤模型は一次固有振動モードのせん断振動が卓越していることが推測される。一方、地層変化点での加速度応答波形は、洪積層や沖積層のそれと比べると地表面と地中とではやや位相差が生じており、一次モードの

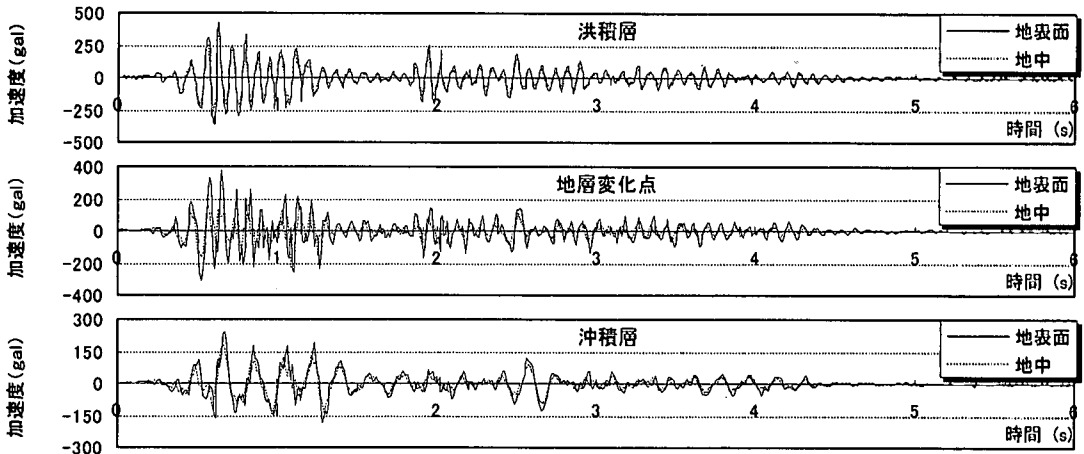


図-24 実験による地盤の加速度時刻歴応答 (EL CENTRO t/5波, 実験 D)

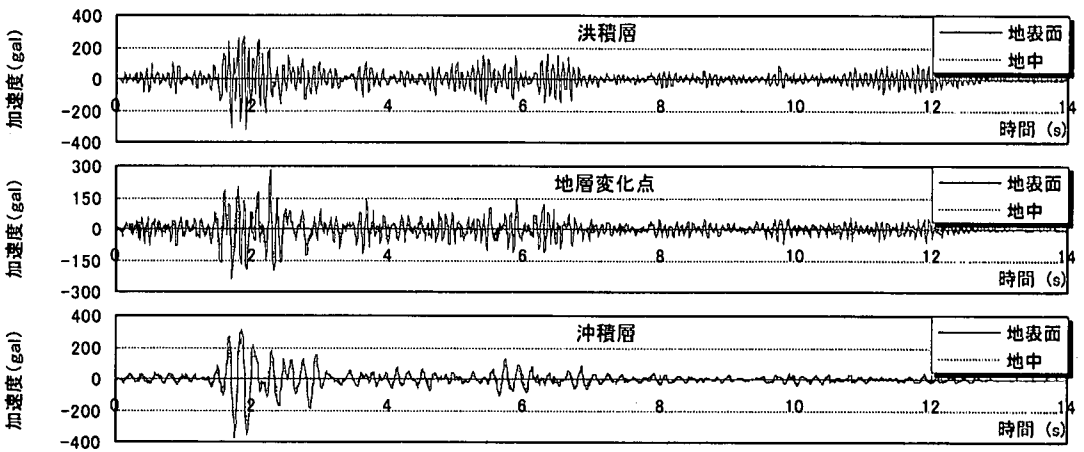


図-25 実験による地盤の加速度時刻歴応答 (八戸 t/5波, 実験 D)

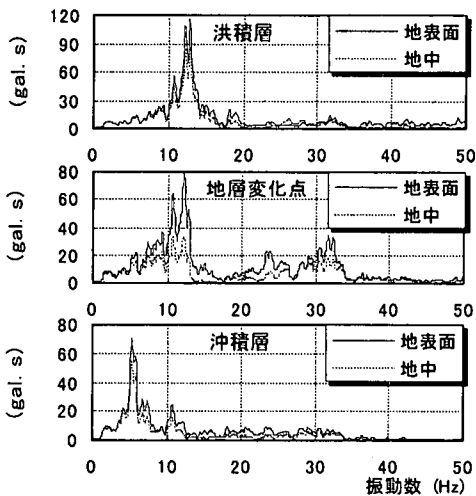


図-26 地盤加速度のフーリエスペクトル (EL CENTRO t/5波, 実験 D)

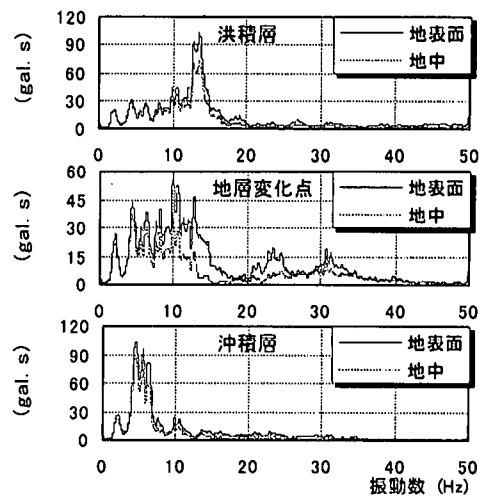


図-27 地盤加速度のフーリエスペクトル (八戸 t/5波, 実験 D)

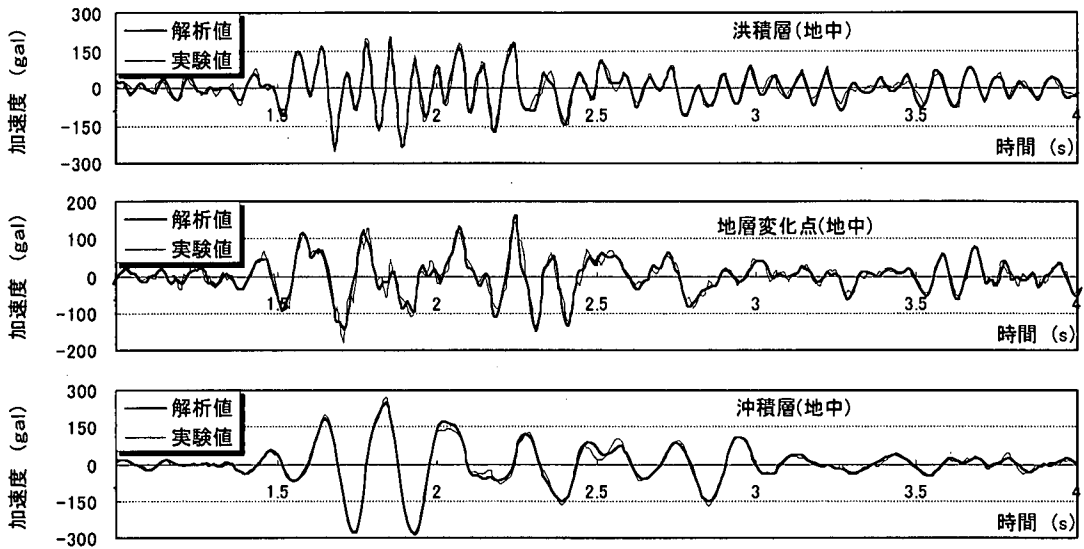


図-28 三次元FEMによる地盤の加速度時刻歴応答の解析結果と実験結果との比較
(八戸 $t/5$ 波, 実験 D)

せん断振動ではなく、より複雑な挙動をしているものと思われる。また周期特性は洪積層のそれと類似している。

図-26と図-27は、図-24と図-25に示す軸直角方向の加速度応答のフーリエスペクトルを表したものである。また、表-5は、図-26、図-27より求めた加速度応答の卓越振動数をまとめたものであり、フーリエ振幅が最大となるとき振動数を表している。表中のカッコ内の値は卓越振動数における最大振幅とほぼ等しい振幅が発生している振動数を表している。

図-26、図-27と表-5より、各層における地盤の加速度の卓越振動数は、正弦波を対象とした振動実験における一次共振振動数に近い値を示していることがわかる。スペクトルの形状を見ると、洪積層および沖積層のスペクトルは卓越した振動数を有するのに対して、地層変化点では、それが広域にわたって分散している。このことから、洪積層および沖積層では、地盤模型は一次せん断振動をしており、地層変化点ではより複雑な挙動をしていることが確認できる。

b) 三次元 FEM による加速度時刻歴応答

図-28は八戸 $t/5$ 波を入力した実験 D を対象に、三次元 FEM 地盤応答解析により、トンネル埋設位置における軸直角方向の加速度時刻歴応答を求め、これと実験結果とを比較した図である。それぞれの図には全体の 14 秒間のうち応答の大きかった 1~4 秒間を示した。この図から加速度時刻歴応答の実験

表-6 曲げひずみ応答の卓越振動数 (単位:Hz)

入力波	実験 D1		実験 D2	
	断面①	12.21	断面①	12.21
EL CENTRO $t/5$	断面⑤	5.47	断面④	5.47
	断面⑧	5.76	断面⑤	5.86
	断面①	14.65	断面①	14.65
八戸 $t/5$	断面⑤	4.49(6.30)	断面④	6.35
	断面⑧	6.30	断面⑤	6.35

値と解析値とは最大値、位相ともによく一致していることがわかる。

(2) 曲げひずみの応答

a) 実験による曲げひずみの応答特性

表-6は実験 D1の①⑤⑧断面と実験 D2の①④⑤断面(図-5参照)における曲げひずみ応答のフーリエスペクトルから求めた卓越振動数を示したものである。曲げひずみの卓越振動数は実験 D1と実験 D2の断面①が洪積層の卓越振動数に近い値を示しており、実験 D1の断面⑤と断面⑧および実験 D2の断面④と断面⑤が沖積層の卓越振動数に近い値を示している。このことから、沖積層および洪積層中のトンネル模型は地盤とともに振動し、地盤変化点付近のトンネル模型は沖積層地盤の影響を大きく受け、沖積層地盤の振動特性に支配されていることがわかる。

b) 実験による最大曲げひずみ分布

図-29、図-30は地震波を対象とした実験 D1および実験 D2において各計測断面に発生する最大曲

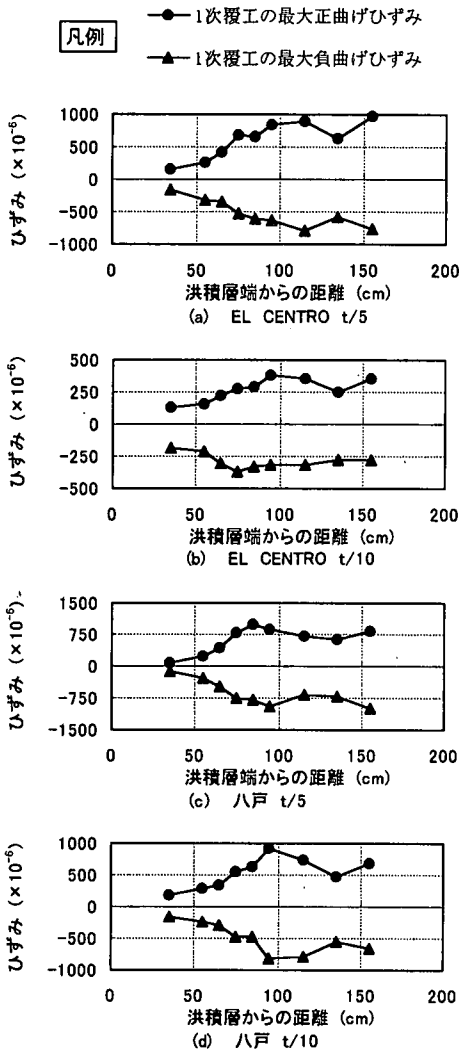


図-29 最大曲げひずみ分布 (実地震波入力, 実験 D1)

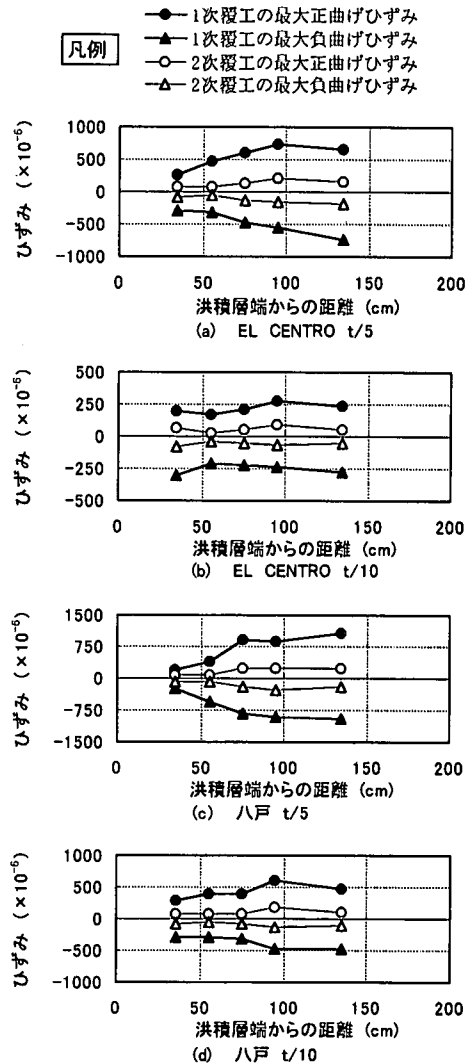


図-30 最大曲げひずみ分布 (実地震波入力, 実験 D2)

げひずみ分布(同時刻における分布ではない)を示したものである。これらの図より、次のことがわかる。

- ①図-30をみると、一次覆工に発生するひずみに比べて二次覆工に発生する曲げひずみは小さく、二次覆工の曲げ剛性が一次覆工のそれに比べて相当に大きいにもかかわらず、二次覆工は曲げ応力を十分に分担していない。したがって、トンネルが軸直角方向に地震動を受ける場合には、二次覆工の補強効果がそれ程顕著ではない。
- ②図-29 および図-30 に示す最大ひずみの入力 $1gal$ あたりの換算値 ($1/100$ の値) は、図-15 および図-16 に示す正弦波を対象とした実験の場合の最大応答ひずみの $1/2$ 程度となっている。
- ③八戸 $t/5$ 波を入力した場合に最大曲げひずみが

発生している。

- ④最大曲げひずみが発生する位置は地盤変化部から沖積層側である。

(3) 断面力

a) 三次元 FEM をもとにした曲げモーメントの時刻歴応答解析結果と実験結果との比較

図-31～図-33 は三次元 FEM による地盤の時刻歴応答変位を用いて、八戸 $t/5$ 波を対象に算出した実験 D1 の一次覆工および実験 D2 の一次覆工と二次覆工の各断面の曲げモーメントの時刻歴解析結果と実験結果とを比較したものである。これらの図は全体の 14 秒間のうち応答の大きかった 1～4 秒間について示している。これらの図を見ると、沖積層にお

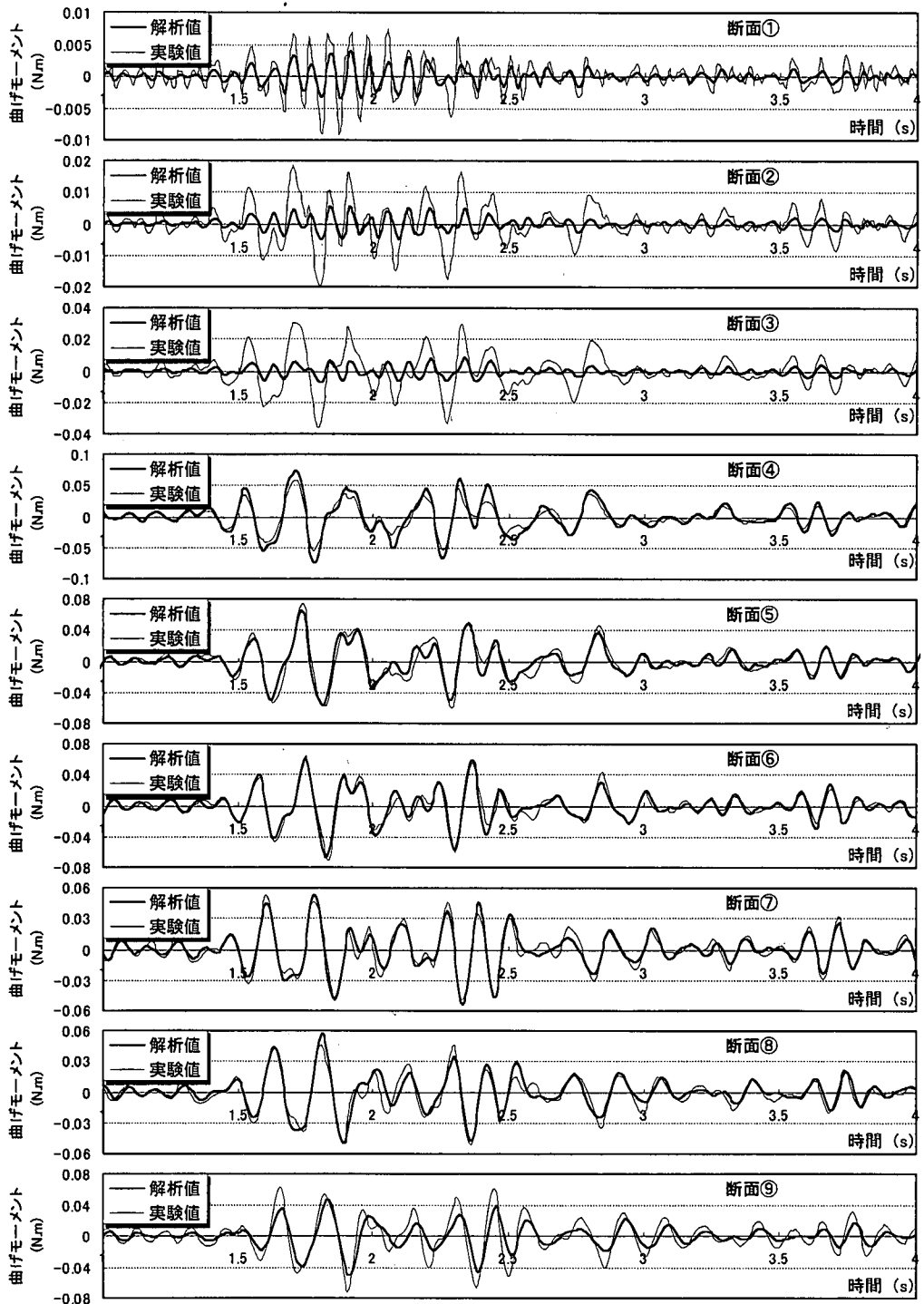


図-31 三次元FEMをもとにした曲げモーメントの時刻歴解析結果と実験結果との比較(八戸 $t/5$ 波, 実験 D1)

ける各断面では、各実験ケースの一次覆工、二次覆工ともに曲げモーメントの位相はよく一致しており、最大値も概ねよく一致している。一方、洪積層における断面では位相はよく一致しているものの、曲げモーメントの最大値は異なる。これは洪積層で発生する曲げモーメントが沖積層のそれと比べて小さい

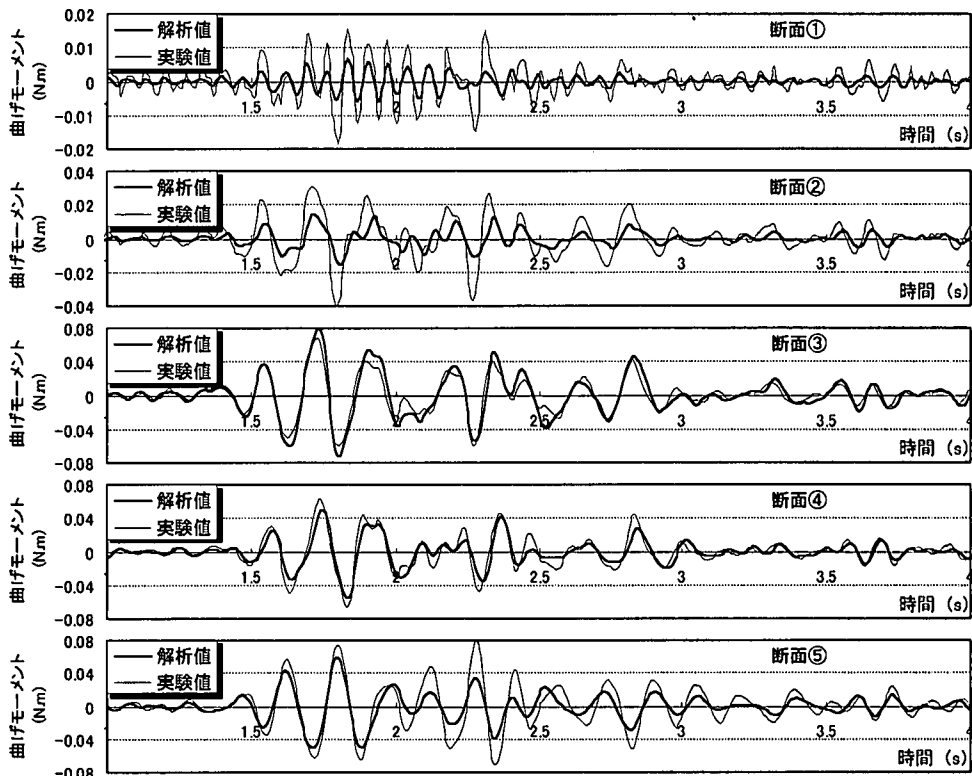


図-32 三次元FEMをもとにした曲げモーメントの時刻歴解析結果と実験結果との比較
(八戸 $t/5$ 波, 実験 D2, 一次覆工)

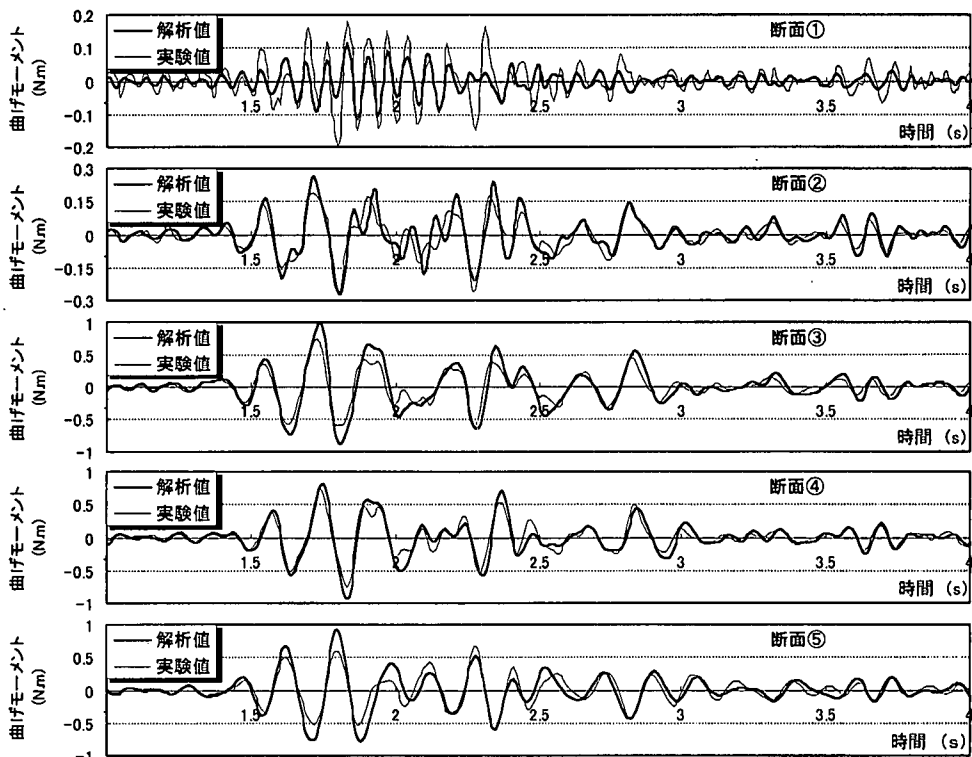


図-33 三次元FEMをもとにした曲げモーメントの時刻歴解析結果と実験結果との比較
(八戸 $t/5$ 波, 実験 D2, 二次覆工)

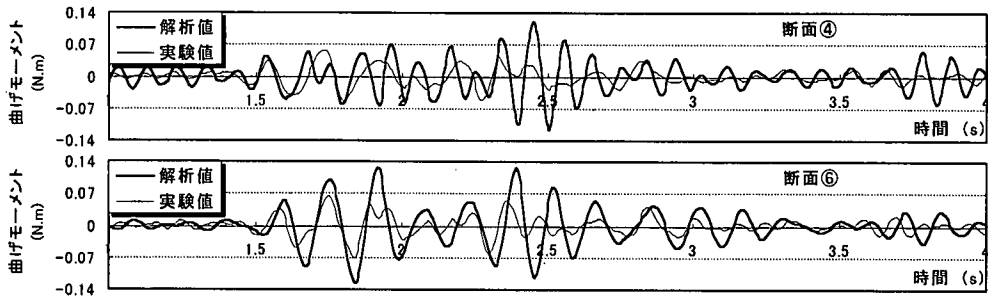


図-34 一次元重複反射理論をもとにした曲げモーメントの時刻歴解析結果と実験結果との比較
(八戸 t/5波, 実験 D1)

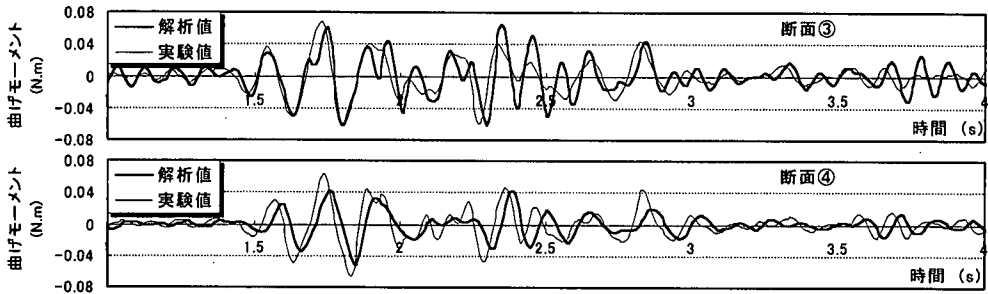


図-35 一次元重複反射理論をもとにした曲げモーメントの時刻歴解析結果と実験結果との比較
(八戸 t/5波, 実験 D2, 一次覆工)

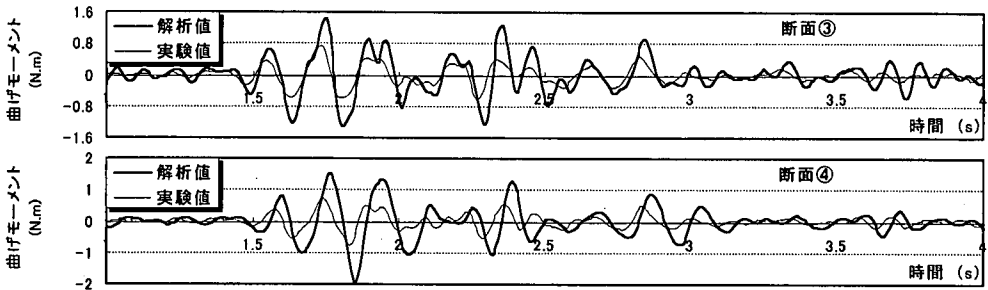


図-36 一次元重複反射理論をもとにした曲げモーメントの時刻歴解析結果と実験結果との比較
(八戸 t/5波, 実験 D2, 二次覆工)

こと、八戸 t/5 波の卓越振動数が沖積層のそれに近く、洪積層における曲げひずみの応答が沖積層のそれに比べて小さいことによると考えられる。以上の結果から、三次元 FEM をもとにした曲げモーメントの解析結果は実験結果をほぼ説明できることがわかる。

b) 一次元重複反射理論をもとにした曲げモーメントの時刻歴応答解析結果値と実験結果との比較

図-34～図-36 は一次元重複反射理論による地盤の時刻歴応答変位を用いて、八戸 t/5 波を対象に計算した実験 D1 の一次覆工および実験 D2 の一次覆工と二次覆工の地層変化点の二つの断面に発生した曲げモーメントの時刻歴解析結果と実験結果とを示し

たものである。これらの図は全体の 14 秒間のうち応答の大きかった 1~4 秒間について示している。これらの図を見ると、実験 D2 の一次覆工については曲げモーメントの位相がやや異なるものの、最大値はほぼ一致していることがわかる。一方、実験 D2 の二次覆工および実験 D1 の一次覆工については、位相もずれ、その最大値もかなり異なっている。このため、一次元重複反射理論により近似的に算出したトンネル軸線に沿って“うねる”ような分布をもつ地盤変位の時刻歴を用いる方法では、トンネルの挙動をある程度まで説明できるものの、発生する曲げモーメントなどの定量的な評価は困難であることがわかる。

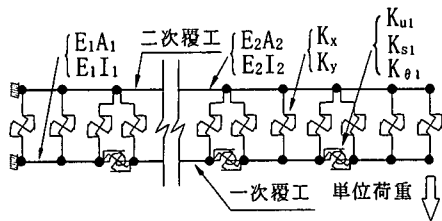


図-37 トンネルの等価曲げ剛性の算出モデル

(4) 地盤とトンネルとの変位

正弦波入力の実験の場合には規則的に振動が繰り返されることから、ぶれ写真を撮影することによって地盤変位の最大値を計測することが可能であるが、実地震波は不規則振動であるため、ぶれ写真によって地盤変位の最大値を計測することは困難である。そこで、図-10に示した解析モデル中のトンネルの中心位置にトンネルの等価曲げ剛性を評価したはり要素を挿入し、三次元 FEM による動的解析を行った。トンネルが一次覆工のみの場合には、20 リング分の等価曲げ剛性を考えて一本のはりにした¹⁴⁾。また二次覆工を有するトンネルの場合には、これを一様な曲げ剛性を持つはりに置換する目的で、図-37に示すような解析モデルの一次覆工の端部に単位荷重を軸直角方向に載荷し、そのときの変位量からはり要素の等価曲げ剛性を求めた。

図-38 はこのような解析モデルを用いて八戸 $t/5$ 波を対象とした三次元 FEM による動的解析を行い、地盤のみの場合にトンネル埋設中心位置における正負の変位の最大値が発生した 1.74 秒と 1.83 秒時の地盤の軸直角方向変位、および一次覆工の場合と二次覆工がある場合のトンネルの軸直角方向変位の同時刻における分布を示したものである。この変位分布から、本実験で想定したトンネルの曲げ剛性の範囲においては、実地震波の場合もトンネルの曲げ剛性の大小にあまり関係なく、トンネルは地盤に追従して運動することがわかる。

6. 結論

地震動がトンネル軸直角方向に作用する場合を対象にしたシールドトンネルの縦断方向の地震時挙動に関する模型振動実験とその解析結果から、以下の結論が得られた。

- ① 実験に用いた地盤模型は自由端を有する有限な模型であるが、軸直角方向に加振した場合に、無限に広がる自由地盤と見なせる挙動を示した。沖積層および洪積層中のトンネル模型は地盤とともに振動した。地盤変化点付近のトンネル模

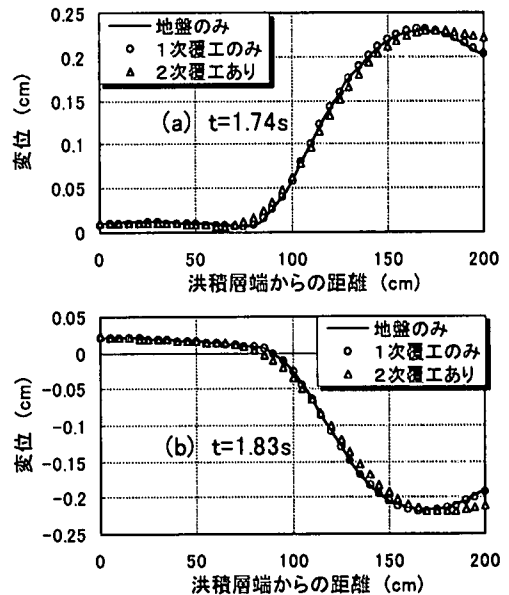


図-38 地盤とトンネルの変位分布モード (解析値)

型は、沖積層地盤の影響を大きく受け、沖積層地盤と同じ傾向のもとに振動した。

- ② 本実験で想定したトンネルの曲げ剛性の範囲においては、正弦波を対象としても、実地震波を対象としてもトンネルを軸直角方向に加振した場合には、シールドトンネルはその曲げ剛性の大小にあまりよらずに地盤に追従して挙動することがわかった。
- ③ 4 種類の入力地震波のうち八戸 $t/5$ 波の卓越振動数は、本実験に用いた沖積地盤模型の固有振動数に近く、トンネル模型に発生する曲げひずみは最大となった。実地震波による実験から得られた曲げひずみの最大応答 (入力加速度 $1g$ あたり) は、正弦波による実験 (沖積層の一次共振時) の $1/2$ 程度であった。
- ④ 軸直角方向加振時の一次覆工の曲げひずみは、一次覆工のみの場合と二次覆工されたトンネルの場合とで顕著な差が見られなかった。
- ⑤ 正弦波を入力した実験とその解析結果から、トンネルの軸線に沿った地盤の変位分布を的確に推定できれば、本研究に用いたモデルによる解析結果と実験結果とは一致しており、本研究に用いたシールドトンネルの縦断方向モデルは、地震動がトンネルの軸直角方向に作用する場合の解析に有効であることが確認された。
- ⑥ 地震動がトンネル軸直角方向に作用する場合、三次元 FEM により忠実に算出された地盤変位を用いた場合にはシールドトンネルの地震時挙

動をよく説明できることがわかった。一方、一次元重複反射理論により近似的に算出した変位分布を用いた場合には、トンネルの挙動をある程度説明できるものの、発生する曲げモーメントなどの定量的な評価は困難であることが明らかになった。

7. おわりに

一般に地中構造物は地上の構造物に比べて地震の影響を受けにくいと言われている。事実1995年に発生した兵庫県南部地震(阪神・淡路大震災)の際にも、地中構造物が受けた被害は、地上の構造物に比べて軽微なものであり、特にシールドトンネルに限れば、地震による損傷はほとんど認められなかった。しかし、現在、シールドトンネルは大型化し、また複雑な断面形状を有するものも増えてきている。このため、社会環境上の観点からも、シールドトンネルの耐震設計は避けて通れない状況にある。

本論文は、シールドトンネルがその軸直角方向から地震動を受けた場合の挙動を模型実験とその解析から明らかにしたものであるが、解析に用いた各種の定数は実際のトンネルの場合にもその構造諸元や地盤の条件から求めることができるものであるため、シールドトンネルの耐震設計に際して十分な有用性を有するものであると考えている。今後引き続きシールドトンネルが軸方向に地震動を受けた場合の挙動やトンネル横断方向の挙動についても研究を行っていく予定にしている。

謝辞: 本論文をまとめるにあたって、実験や解析などで多大なご助力をいただいた東急建設(株)高松伸行博士、東洋大学の修士課程修了者である深井直光氏(現日本シビックコンサルタント(株))、早稲田大学の修士課程修了者である大井純氏(現大成建設(株))、高橋裕輔氏(現建設省)、町田能章氏(現西松建設(株))、ならびに現在早稲田大学修士課程に在学する胡仁倩さん、釜菴真人君ほか、本研究に関係された各位に感謝する次第である。また、本実験には、東洋大学工学部土木工学科の多目的大型振動装置(DLS-3000-15)を用いているが、その使用に際して同大学工学部、新延泰生教授にいろいろと便宜を図っていただいたことを付記し、深く感謝する次第である。

参考文献

- 1) 土木学会：トンネル標準示方書(シールド工法編)同解説, 1996年.
- 2) 田村重四郎, 山口良雄, 河田博之, 久保田直樹：シー

ルドトンネルの振動モデル実験(1), 構造物設計資料, No.49, pp.10~14, 1977年3月.

- 3) 土井博己, 久保田直樹, 斎藤明夫：シールドトンネルの振動モデル実験および設計方法についての考察, 構造物設計資料, No.61, pp.6~13, 1980年3月.
- 4) 田村重四郎, 木戸義和, 湯山和利：シールドトンネルの地震時変形の実験的研究, 土木学会第36回年次学術講演会講演概要集, I-246, pp.491~492, 1981年10月.
- 5) 例えば, 鈴木猛康：シールドトンネルの免震構造に関する模型振動実験, 第20回地震工学研究発表会講演概要, pp.565~568, 1989年7月.
- 6) 小泉淳, 村上博智, 西野健三：シールドトンネルの軸方向特性のモデル化について, 土木学会論文集, 第394号, III-9, pp.79~88, 1988年6月.
- 7) 高松伸行, 小泉淳, 村上博智：二次覆工されたシールドトンネルの軸方向挙動に関する覆工間相互作用について, 第3回トンネル工学研究発表会論文・報告集, Vol. 3, pp.55~62, 1993年11月.
- 8) 村上博智, 小泉淳：シールド工用セグメントのセグメント継手の挙動について, 土木学会論文報告集, 第296号, pp.73~86, 1980年4月.
- 9) 吉川恵也：大深度地下鉄道の技術と課題, トンネルと地下, 第21巻1号, pp.37~48, 1990年1月.
- 10) 江守一郎：模型実験の理論と応用, 技報堂出版, 1985年.
- 11) 香川崇章：土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文報告集, 第275号, pp.69~77, 1978年7月.
- 12) 丹羽正徳, 八幡夏恵子, 越井太郎：振動実験用地盤模型材料としてのシリコンゴムの動特性, 第23回土質工学研究発表会講演集, No.380, pp.1001~1002, 1988年6月.
- 13) 土木学会：動的解析と耐震設計[第1巻]地震動・動的物性, 技報堂出版, pp.91~103, 1989年.
- 14) Takamatsu, N., Murakami, H. and Koizumi, A.: A study on the bending behavior in the longitudinal direction of shield tunnels with secondary linings, *Proc. of ITA Congress Towards New Worlds In Tunnelling*, pp. 277~285, Acapulco, 1992.
- 15) 鶴飼恵三, 山口柏樹：埋設管の動的地盤ばね定数に関する理論的考察, 土質工学会論文報告集, Vol.19, No.4, pp.93~102, 1979.
- 16) 土木学会：トンネル耐震設計の方向と基本課題, 1998年3月.
- 17) 建設省：新耐震設計法(案), 1977.
- 18) 日本道路協会：共同溝設計指針, 1986.
- 19) 石油パイプライン技術基準, 1973.

- 20) 土木研究所資料：大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン（案），1992年3月。
- 21) 松原勝己，星谷勝：線状地中構造物の耐震設計に用いる地盤バネ定数について，土木学会論文集，No.570/I-40，pp.249～258，1997年7月。
- 22) 土山茂希，中村晋：実験に基づいた洞道～地盤間の地盤ばね定数に関する研究，土木学会論文集，No.471/I-24，pp.105～114，1993年7月。
- 23) 日本建築学会：入門・建物と地盤の動的相互作用，丸善，1996年。
- 24) 土方勝一郎：埋込み基礎及び杭基礎の動的挙動に関する研究，東京大学博士学位論文，1990年。
- 25) 土木学会：動的解析と耐震設計〔第2巻〕動的解析の方法，技報堂出版，pp.47～57，1989年。
- 26) 西野健三，藍田正和，小泉淳：シールドトンネルの地震時における安全性，トンネルと地下，第17巻7号，pp.35～42，1986年7月。
- 27) 深井直光，高松伸行，栗山雄三，小泉淳，村上博智：シールドトンネルの模型振動実験に用いた地盤の挙動について，土木学会第47回年次学術講演会講演概要集，III-27，pp.96～97，1992年9月。
- 28) 栗山雄三，高松伸行，深井直光，小泉淳，村上博智：シールドトンネルの模型振動実験について，土木学会第47回年次学術講演会講演概要集，III-28，pp.98～99，1992年9月。
- 29) 小泉淳，高松伸行，深井直光，大井純，村上博智：シールドトンネルの模型振動実験について（その3），土木学会第48回年次学術講演会講演概要集，III-52，pp.158～159，1993年9月。
- 30) 大井純，高松伸行，深井直光，小泉淳，村上博智：シールドトンネルの模型振動実験について（その4），土木学会第48回年次学術講演会講演概要集，III-53，pp.160～161，1993年9月。
- 31) 深井直光，高松伸行，小泉淳，大井純，村上博智：シールドトンネルの模型振動実験について（その5），土木学会第48回年次学術講演会講演概要集，III-54，pp.162～163，1993年9月。
- 32) 高松伸行，小泉淳，深井直光，大井純，村上博智：シールドトンネルの模型振動実験について（その6），土木学会第49回年次学術講演会講演概要集，III-675，pp.1340～1341，1994年9月。
- 33) 胡仁偉，何川，町田能章，小泉淳：シールドトンネル縦断方向の耐震性について，土木学会第53回年次学術講演会講演概要集，III-B181，pp.362～363，1998年10月。

(1998. 6. 12 受付)

SHAKING TESTS AND DYNAMIC BEHAVIOR ANALYSES IN LONGITUDINAL DIRECTION OF SHIELD TUNNEL UNDER TRANSVERSE SEISMIC FORCE

Chuan HE and Atsushi KOIZUMI

In order to investigate the dynamic behavior in the longitudinal direction of shield tunnel under transverse seismic force, a series of model shaking tests was carried out and the response analyses of shield tunnel were performed with emphasis on the seismic deformation method of time history. The investigation concerns the vibration characteristics of tunnel, the interaction effects between tunnel and ground, the analytical model of tunnel, etc. In the model tests, the irregular ground and different tunnel rigidities were focused, the ground and tunnel materials were chosen according to the law of similarity. An analytical model in the longitudinal direction of shield tunnel under transverse seismic force was proposed and validity of the model was verified by the model shaking tests. Response displacements of free ground in transverse direction were calculated with the 3-D FEM dynamic analysis and the multiple reflection response analysis, respectively.