

地震動が軸直角方向に作用する場合の層厚が変化する地盤中の シールドトンネルの縦断方向の挙動について

A Study on the Dynamic Behavior in Longitudinal Direction of Shield Tunnel in Non-uniform
Depth Ground under the Transverse Seismic Force

何 川*, 胡 仁倩**, 釜菴 真人**, 小泉 淳***
Chuan HE, Renqian HU, Masato Kamayachi and Atsushi KOIZUMI

*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)

**早稲田大学大学院修士課程 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)

***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)

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 non-uniform depth ground and different tunnel rigidities were focused, the ground and tunnel materials were chosen according to the law of similarity. An analytical model in longitudinal direction of shield tunnel for the seismic deformation method was proposed and the response displacements of free ground were calculated with the 3-D FEM dynamic analysis.

Key Words: shield tunnel, earthquake-proof design, longitudinal behavior, shaking table test, seismic deformation method

1. はじめに

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重要な課題である。

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^{2),3)}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, 層厚が変化する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, 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等を検討したものである。

2. 実験概要

2.1 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 $k_{s,\theta(+)}=14.1\text{MN}\cdot\text{m/rad}$, 負曲げに対して $k_{s,\theta(-)}=2.45\text{MN}\cdot\text{m/rad}$ を用い⁴⁾, 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 $K_{u1}=1.44\text{GN/m}$, $K_{\theta1}=16.6\text{GN}\cdot\text{m/rad}$ とした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

表-2 弾性係数 (単位:N/mm²)

	地盤	一次 覆工	リング 継手	二次 覆工
対象とした実物のE	10	297.6	81.02	2.7×10^4
相似比から求めたE	0.1	2.976	0.8102	2.7×10^2
実験に用いた材料のE	0.12	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

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、沖積層(単位体積重量 18kN/m³, 変形係数 10N/mm²)厚が変化する場合の地盤を想定している。

2.2 相似則^{6), 7), 8)}

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。

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

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

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。

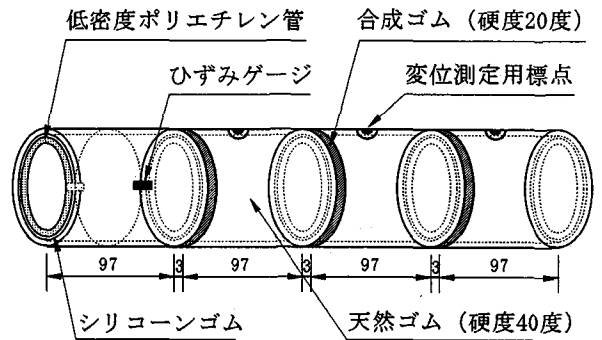
いま、密度、長さおよび弾性係数の相似比を基礎相似比とし、

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

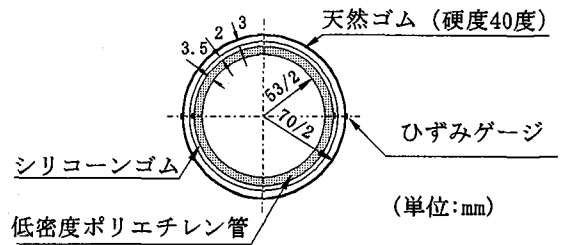
とおくと、式(3)より時間および加速度の相似比は、無次元量であるひずみ ε_m と ε_p とを等値にすることによって次式で示される。

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

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⁹⁾、密度 ρ と弾性係数 E とは独立ではないと考え



(a) 模型の概要



(b) 断面図

図-1 トンネル模型

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。

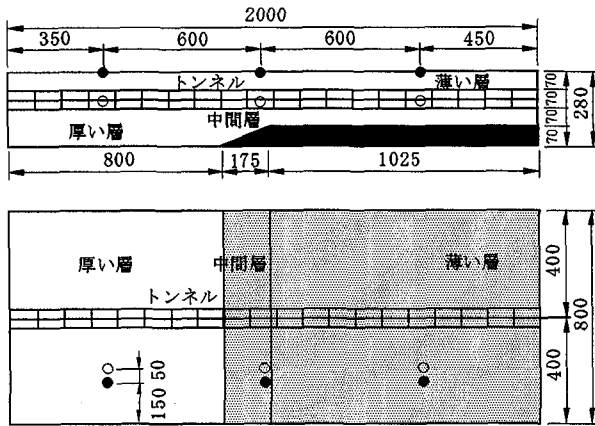
2.3 相似模型

模型の大きさや使用する材料の選択範囲から、長さおよび弾性係数の実物に対する模型の基礎相似比は 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グと考えてモデル化することとした¹⁰⁾。

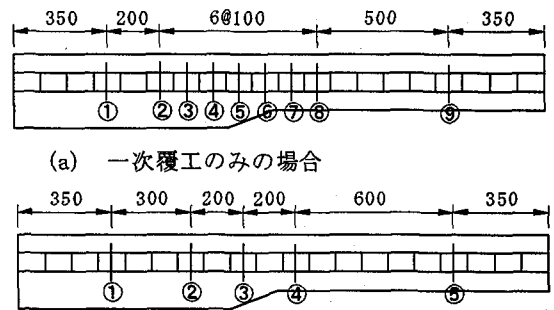
セグメント10リング分の軸剛性の有効率 α_u' と曲げ剛性の有効率 α_θ' は、それぞれ $\alpha_u' = 4.93 \times 10^{-3}$, $\alpha_\theta' = 1.03 \times 10^{-2}$ となった。本実験ではこれらの値の平均値 $\alpha' = 7.6 \times 10^{-3}$ を用いてセグメントリング10リング分の等価剛性を定めた。また、模型の製作上の制約からリング継手を詳細にモデル化することが困難であるため、リング継手はセグメントリングと同じ断面形状を有する幅 3mm の円環状のゴム部材に置換してモデル化することとした。

表-2 は対象とした実物の各種弾性係数、相似比を考え



●: 地表面加速度計(軸方向)
○: 地中加速度計(軸方向) (単位:mm)

図-2 地盤模型の概要



(a) 一次覆工のみの場合
(b) 二次覆工がある場合 (単位:mm)

図-4 ひずみの計測断面

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	H	H1	H2

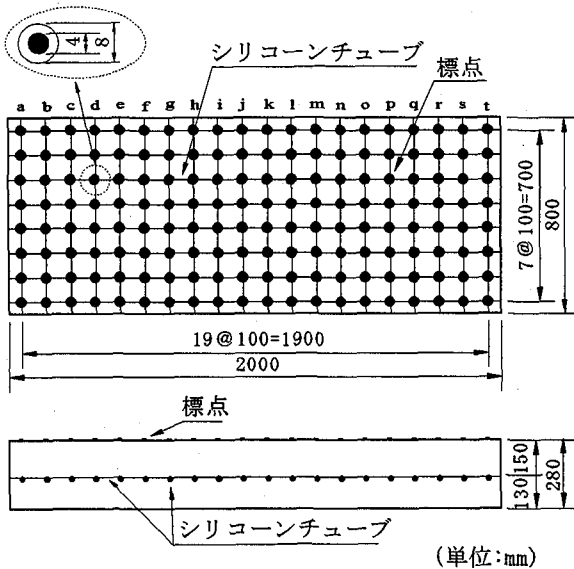


図-3 地盤変位測定用標点と格子

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-1はトンネル模型の概要を示している。一方地盤模型は図-2に示すように, 沖積層厚が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ンゴムを用いた。シリコ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ンゴムに硬化阻害が生じるため, 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)。

2.4 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, 地盤だけの実験を実験 H, 一次覆工のみの実験を実験 H1, 二次覆工されたトンネルの実験を実験 H2と略称する。なお, 各実験の地盤模型は同様の動的特性を有する模型として作成している。

(1) 正弦波を対象とした振動実験

図-2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(最大加速度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-2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-3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。

図-4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断面で, 二次覆工されたトンネルの実験では5断面で測定した。ひずみゲージは図-1に示すように, 各断面とも水平の直径点の2箇所貼付している。

(2) 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

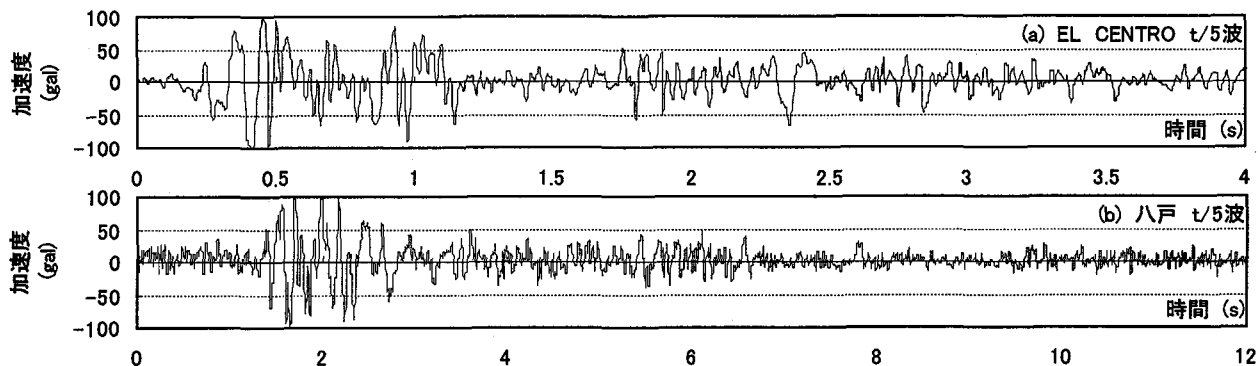


図-5 振動台入力波

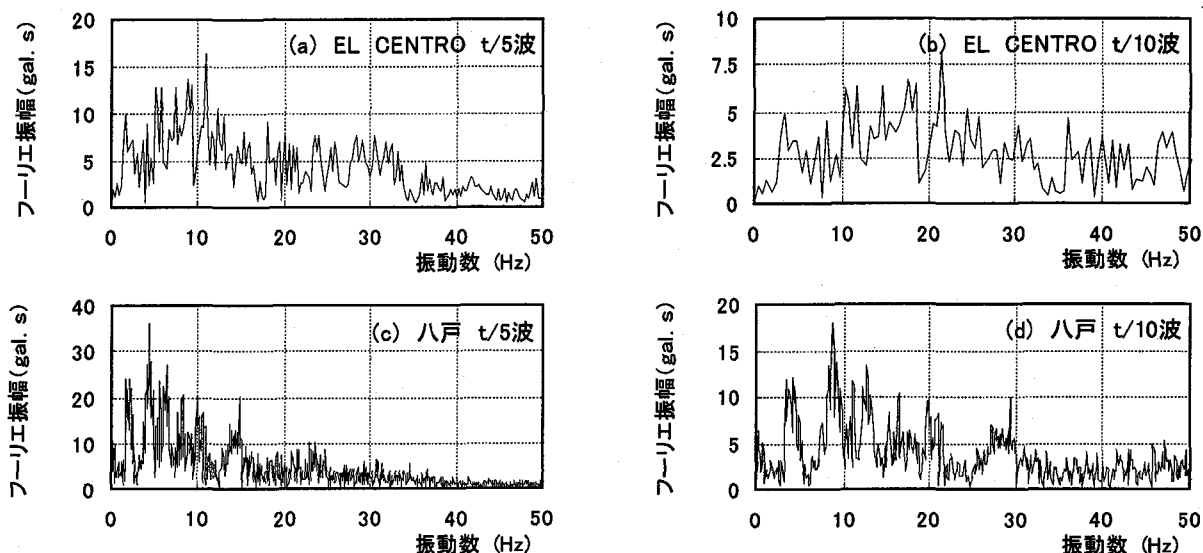


図-6 振動台入力波のフーリエスペクトル

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-5 は振動台に入力した EL CENTRO t/5 波と八戸 t/5 波を示したものであり, また, 図-6 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

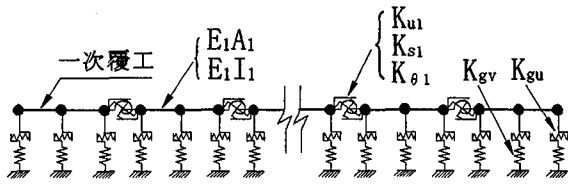
解析には広義の応答変位法を用いた。入力地盤変位には, 正弦波の場合は模型振動実験(実験 H)において厚い層の一次共振時に計測されたトンネル埋設位置の地盤の最大軸直角方向変位を, 実地震波の場合は模型地盤の時刻歴地震応答解析により得られたトンネル埋設位置の地盤の軸直角方向の時刻歴応答変位をそれぞれ用いた。これらの地盤変位は地盤ばねを介してトンネルに入力される。

3.1 トンネルの解析モデル

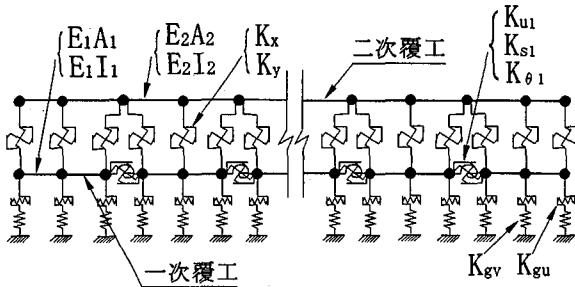
(1) 解析モデル^{2),3)}

図-7 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 H1)の解析モデルは図-7(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_{u1} , せん断ばね K_{s1} , 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 H2)の解析モデルは図-7(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-7(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



(a) 一次覆工のみの場合



(b) 二次覆工がある場合

図-7 トンネルの解析モデル

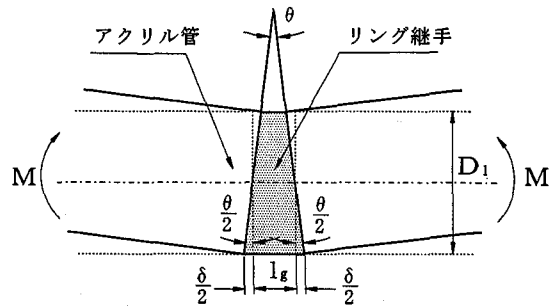


図-8 リング継手の曲げ変形

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

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-8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。

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

ここに、 I_g は継手ゴムの断面二次モーメントを表す。

(4) 覆工間ばねのばね定数 K_y ³⁾

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-7(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。

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-7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_{gu} 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。

(2) トンネル軸直角方向の地盤ばねのばね定数 K_{gv}

地盤模型材料であるシリコンゴムは透明であり、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。したがって、地盤ばねのばね定数 K_{gv} は線形ばねと仮定し、直径70mmの載荷板を用いた平板載荷試験を行って求めた。実験により得られた地盤反力係数 $k_g (=k_{gv})$ は 2.8MN/m^3 であった。これらを用いて、トンネル軸直角方向の地盤ばねのばね定数 K_{gv} は式(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-7に示す節点間隔を表す。

(3) 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。

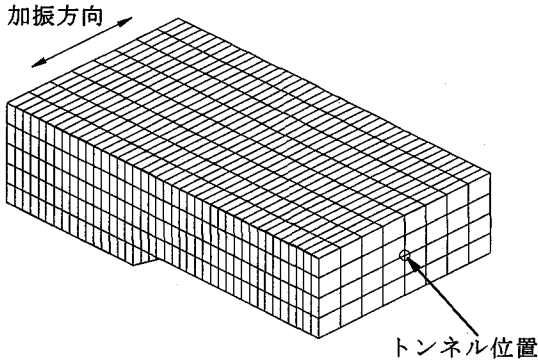


図-9 地盤の3次元FEM解析モデル

3.2 三次元 FEM による地盤の時刻歴地震応答解析¹¹⁾

図-9は地盤の三次元動的 FEM のモデルを示したものである。解析は模型地盤全体を対象として行い、模型底面を基盤(振動台)に固定し、他の境界面は自由面としている。20 節点 6 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シリコンゴムは完全弾性体であることから、この手法は線形問題に対して無条件に安定である。解析では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。

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (13)$$

ここに、 $[M]$ 、 $[K]$ は質量および剛性マトリックスであり、 α 、 β は質量、剛性マトリックスに比例する減衰係数である。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。

$$h_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta}{2} \omega_n \quad (14)$$

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 $\alpha = 0$ とし、地盤に正弦波を与えた振動実験(実験 H)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 β 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厚い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。

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

4.1 共振曲線の実験結果

図-10~図-12 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。それぞれの図は厚い

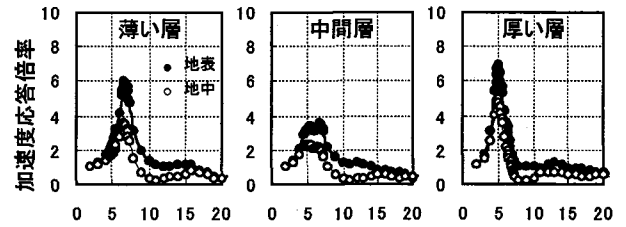


図-10 加速度の共振曲線 (実験 H)

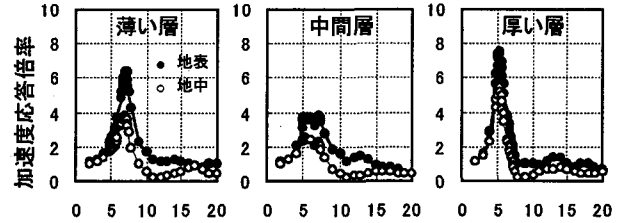


図-11 加速度の共振曲線 (実験 H1)

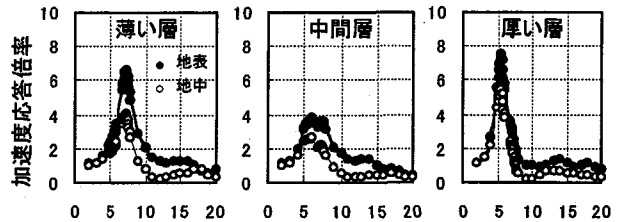


図-12 加速度の共振曲線 (実験 H2)

表-4 一次共振振動数 (単位:Hz)

	実験 H	実験 H1	実験 H2
厚い層	5.0	5.3	5.4
薄い層	6.7	7.1	7.3

層、層厚変化点(中間層)および薄い層の軸直角方向加速度の共振曲線である。図中、黒丸は地表面における加速度応答倍率を、白丸はトンネル位置における地盤のそれを示している。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ものと考えられる。

図-13 は実験 H1 の一次覆工の曲げひずみの共振曲線であり、図-14 と図-15 は、それぞれ実験 H2 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 1gal あたりに換算してある。また、曲げひずみは、水平方向の 2 つのひずみ(図-1 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-13~図-15 から、

①各実験とも、厚い層における覆工は薄い層の一次共振

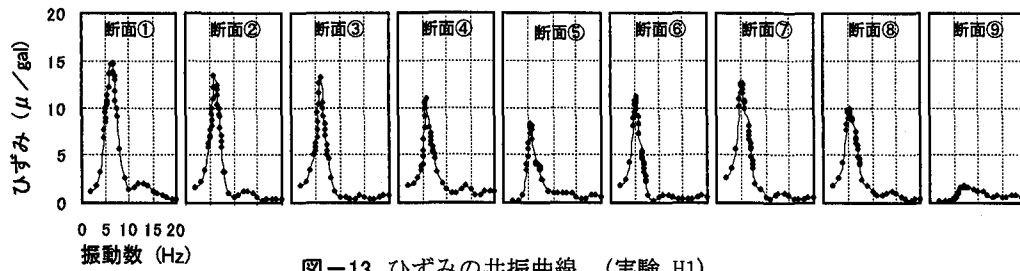


図-13 ひずみの共振曲線 (実験 H1)

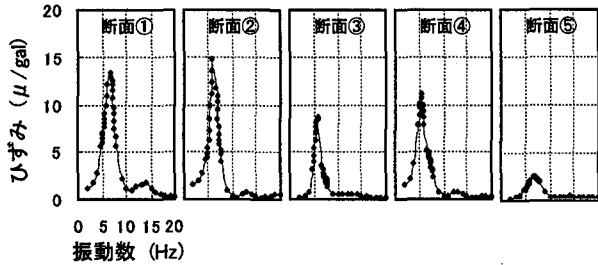


図-14 ひずみの共振曲線 (実験 H2, 一次覆工)

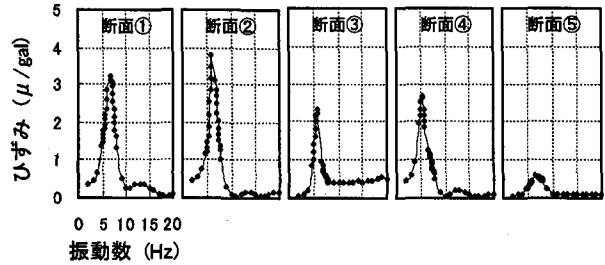


図-15 ひずみの共振曲線 (実験 H2, 二次覆工)

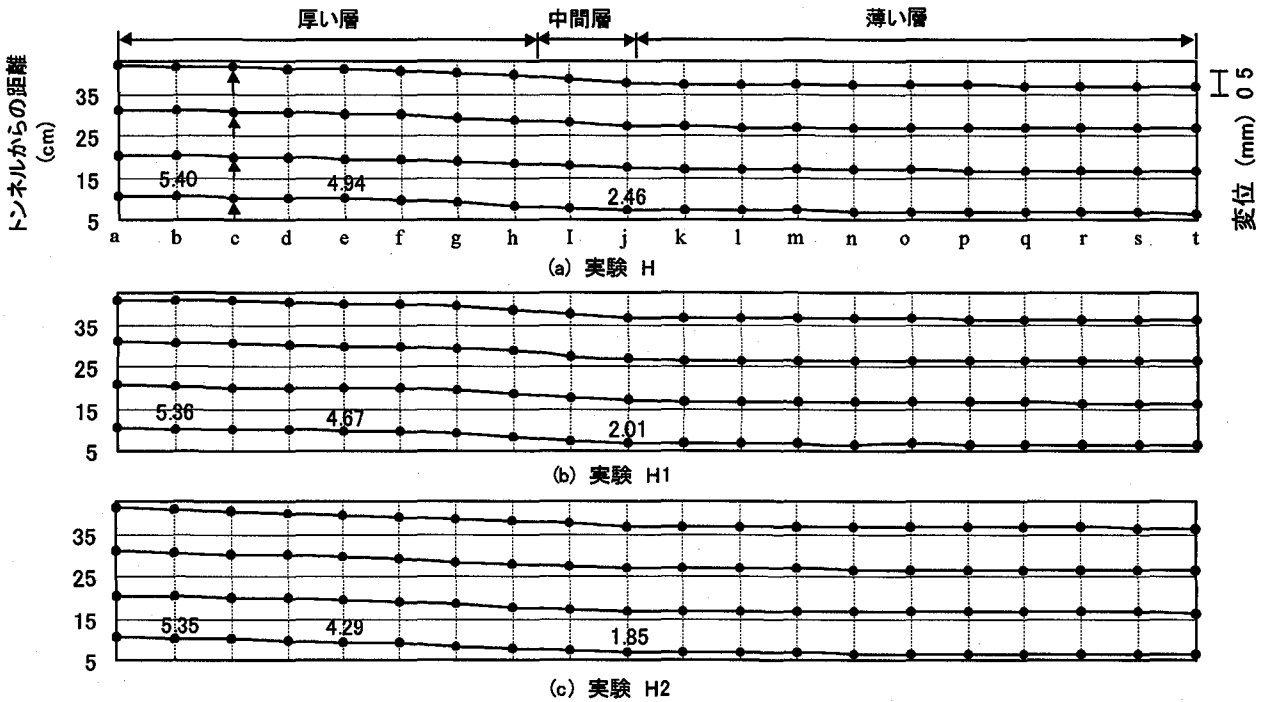


図-16 トンネルの埋設深さにおける地盤の軸直角方向変位分布

振動数において最大ひずみが生じ、薄い層における覆工は厚い層の一次共振振動数において最大ひずみが生じる。これは覆工に発生する最大ひずみは地盤の相対変位振幅でなく変位の“うねり”の形状によるためと考えている、

- ②実験 H1 における覆工の曲げひずみの最大応答は断面①で、実験 H2 における覆工のそれは断面②で発生している、
- ③一次覆工の曲げひずみの共振曲線は実験 H1 と実験 H2 とを比べると同じ位置 (断面) においてほぼ同様の形状を示している、
- ④一次覆工の曲げひずみの最大応答は実験 H1 も実験

H2 もほとんど同じ値である、

- ⑤曲げひずみの最大応答は、地層変化点付近の厚い層側の断面で発生している、
などの知見が得られた。

4.2 地盤変位

地盤の変形はトンネル埋設深さにおける変形に着目し、実験結果を整理した。図-16 は厚い層地盤の一次共振時トンネル埋設深さにおけるトンネル軸直角方向の地盤変位分布の実験結果を示したものである。横軸は図-3 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 H では、それぞれの断面で地盤はほぼ均等に变形している。トンネルが埋設された場合(実験 H1 および実験 H2)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。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自由端の影響がほとんどなく、実地盤の中にトンネルがある場合の動的特性が説明できると考えられる。

4.3 断面力

断面力の解析には図-7 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静的に入力している。この地盤変位は地盤のみの実験(実験 H)において厚い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 応答変位法の妥当性、
- ② シールドトンネルの解析モデルの妥当性、

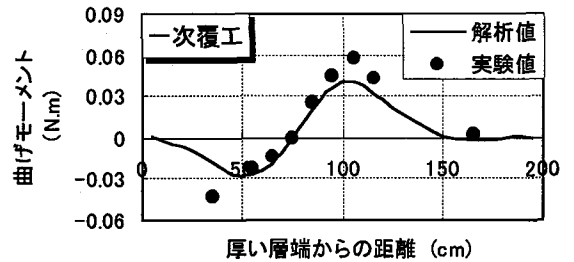


図-17 覆工の曲げモーメント (実験 H1)

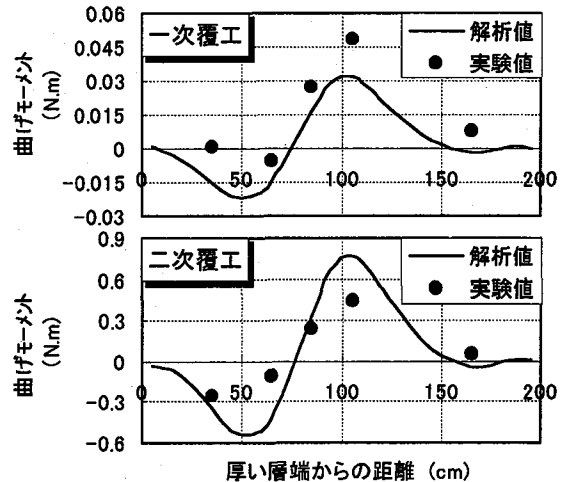


図-18 覆工の曲げモーメント (実験 H2)

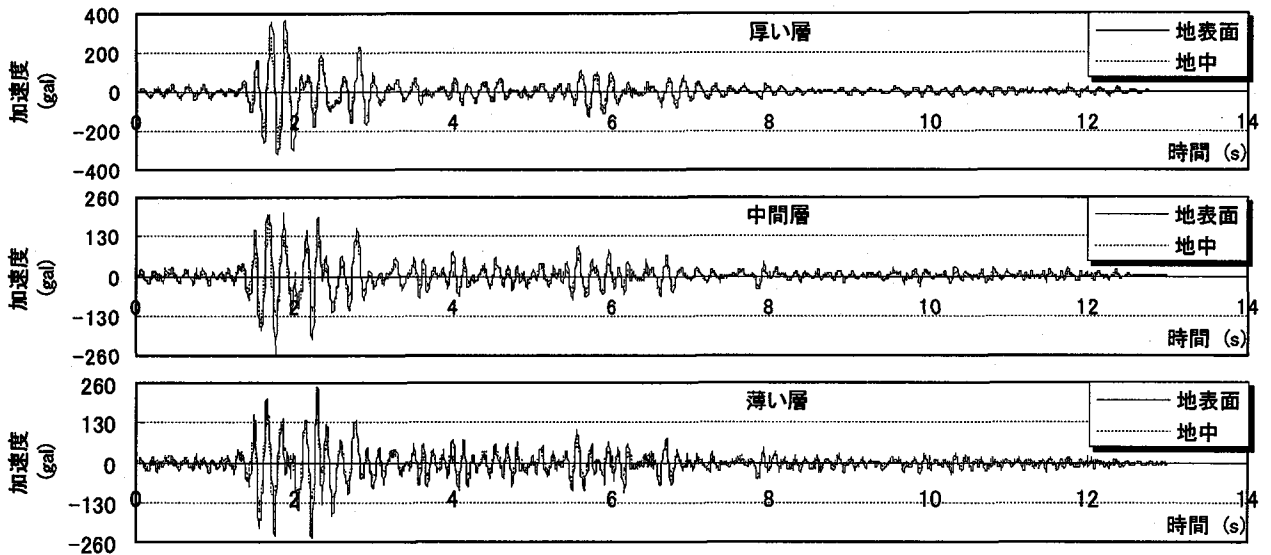


図-19 実験による地盤の加速度時刻歴応答 (八戸 t/5波, 実験 H)

を検証するためである。

図-17~図-18 は、実験 H1 と実験 H2 の厚い層の一次共振時における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。実験結果は厚い層の地表面の加速度が最大となる時刻における断面力を示している。

これらの図から、実験 H2 では(図-18)、実験結果と解析結果とは概ね一致しており、実験 H1 では(図-17)、実験結果と解析結果とはよく一致している。全体的にみて

解析結果は実験結果を概ね説明していることがわかる。

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

5.1 加速度応答

(1) 振動実験による加速度応答

図-19 は八戸 t/5 波を入力した実験 H 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。

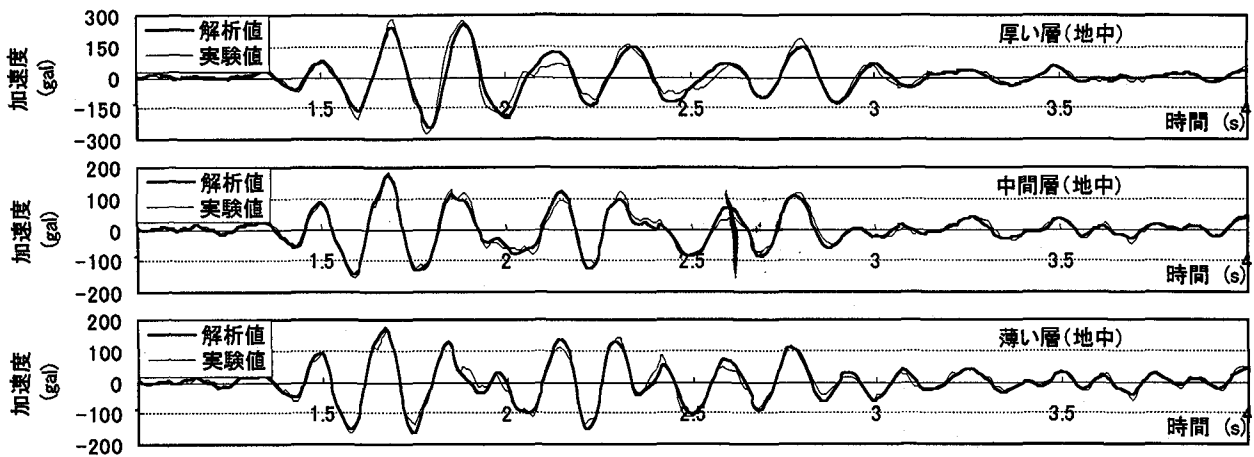


図-20 三次元FEMによる地盤の加速度時刻歴応答の解析結果と実験結果との比較 (八戸 $t/5$ 波, 実験 H)

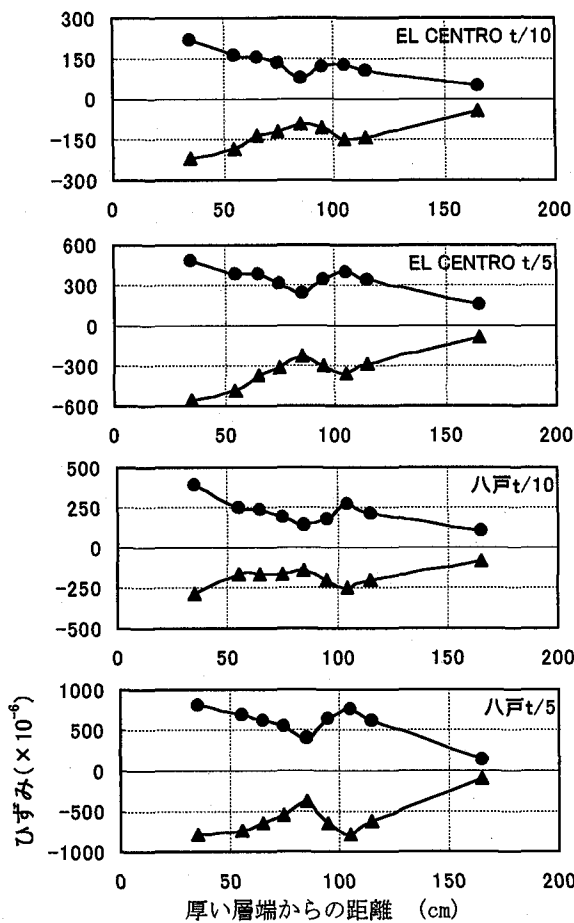


図-21 最大曲げひずみ分布 (実地震波入力, 実験 H1)

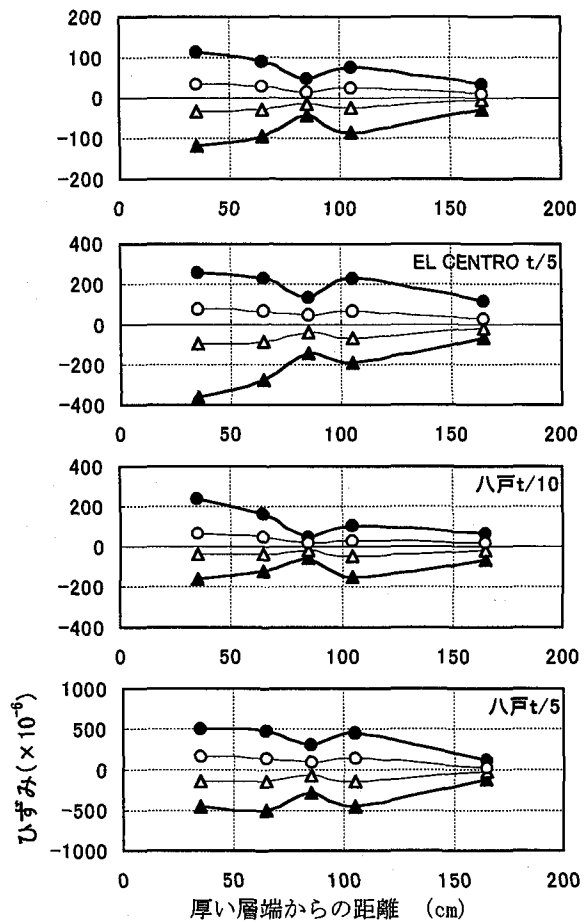


図-22 最大曲げひずみ分布 (実地震波入力, 実験 H2)

これらの図を見ると、厚い層、中間層と薄い層の加速度応答は、それぞれ地表面と地中とで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、地盤モデル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。

(2) 三次元 FEM による加速度時刻歴応答

図-20 は八戸 $t/5$ 波を入力した実験 H 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。

5.2 実験による曲げひずみの応答

図-21、図-22 は地震波を対象とした実験 H1 および

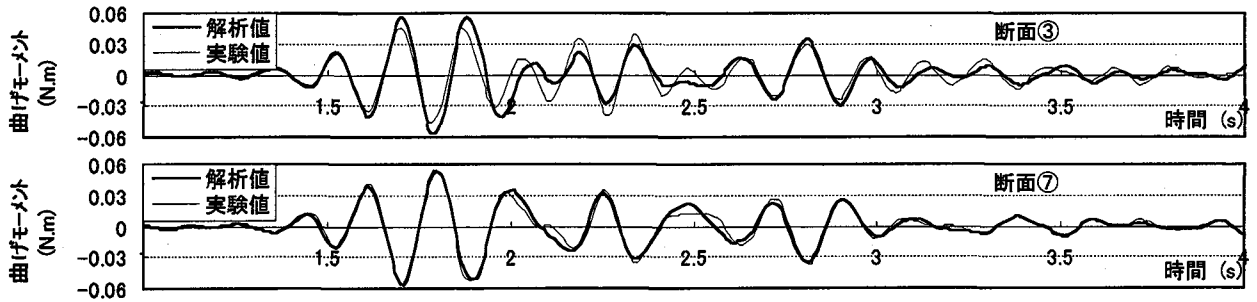


図-23 曲げモーメントの時刻歴解析結果と実験結果との比較(八戸 t/5波, 実験 H1)

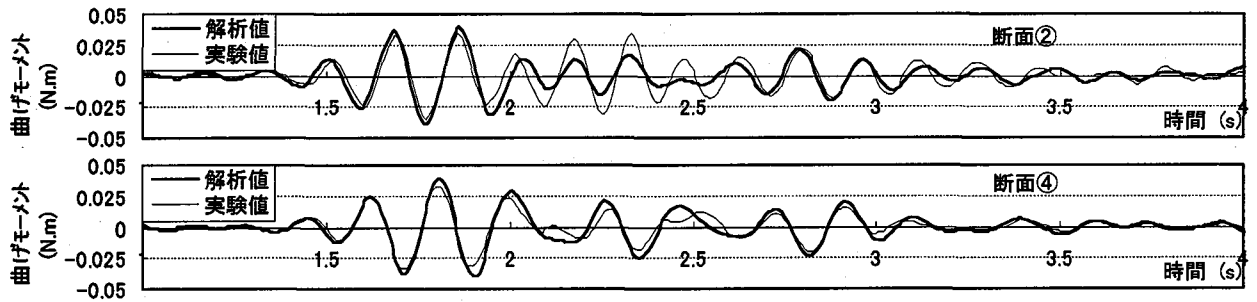


図-24 曲げモーメントの時刻歴解析結果と実験結果との比較 (八戸 t/5波, 実験 H2, 一次覆工)

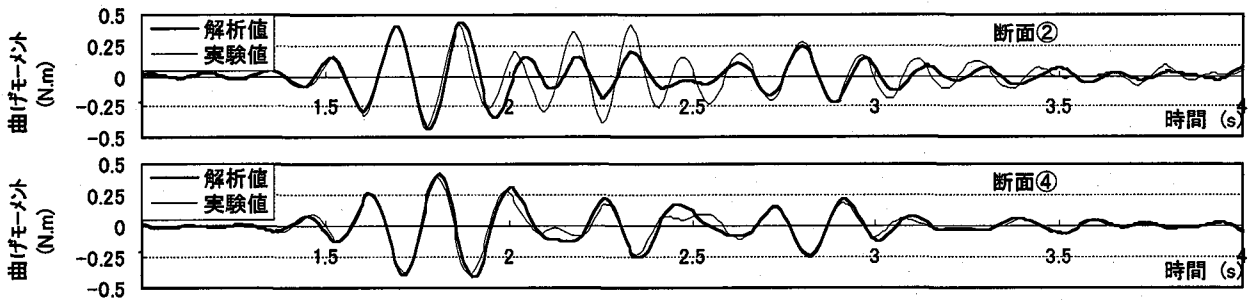


図-25 曲げモーメントの時刻歴解析結果と実験結果との比較(八戸 t/5波, 実験 H2, 二次覆工)

実験 H2 において各計測断面に発生する最大曲げひずみ分布(同時刻における分布ではない)を示したものである。図中、黒印は一次覆工の曲げひずみを、また白印は二次覆工の曲げひずみを表している。これらの図より、次のことがわかる。

- ① トンネルの曲げひずみは二次覆工の有無にかかわらずほぼ同じ分布形状になっている。
- ② 二次覆工されたトンネルの一次覆工に発生する曲げひずみは、一次覆工のみのトンネルより若干小さくなっているが、顕著な差が見られない。
- ③ 入力加速度の最大値(100gal)に対する1galあたりの曲げひずみの応答は、正弦波を対象とした実験の場合の1/2程度である。
- ④ 4種類の入力地震波のうち八戸 t/5波は、トンネルに発生する曲げひずみが最大となり、そのうち、厚い層に位置する断面①で最大曲げひずみが発生している。曲げひずみの分布形状は、正弦波を対象とした実験の厚い層の一次共振時におけるひずみ分布形状と異なっている。

5.3 断面力

図-23、図-24、図-25は八戸 t/5波を入力した場合の実験 H1 の一次覆工(断面③と断面⑦)および実験 H2(断面②と断面④)の一次覆工と二次覆工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比較したものである。時刻歴解析には図-7に示したシールドトンネルの解析モデルを用い、入力変位として三次元 FEM による地盤の時刻歴応答変位を用いた。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、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最大値、位相がよく一致している。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よく説明できることがわかる。

5.4 地盤とトンネルの変位

この模型振動実験では、その構成上の理由から、正弦波を対象とした場合には地盤の変位の最大値が計測でき

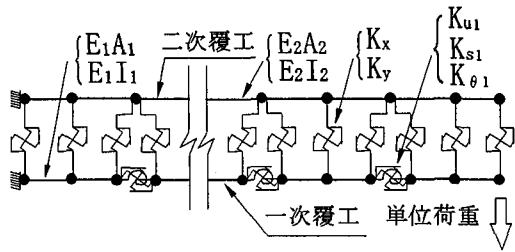


図-26 トンネルの等価曲げ剛性の算出モデル

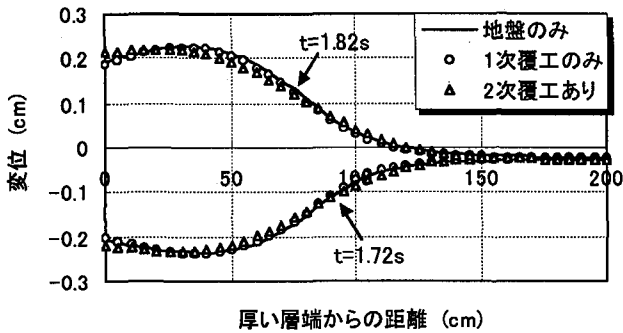


図-27 地盤とトンネルの変位分布モード

るが、実地震波を対象とした場合には変位の最大値も時刻歴も計測できない。そこで、図-9 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ほりにした¹⁰⁾。また二次覆工を有するトンネルの場合には、これを一樣な曲げ剛性を持つほりに置換する目的で、図-26 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-27 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、実験 H のトンネル埋設中心位置におけるの正負の変位の最大値が発生した 1.72 秒と 1.82 秒時の地盤の軸直角方向変位および実験 H1 と実験 H2 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、トンネルの変位はトンネルの剛性の大小にあまり関係なく、地盤だけの変位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。

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層厚が変化する地盤中の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。各層中のトンネル模型は地盤とともに振動した。
- ② 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剛性の大小によらず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、本実験に用いた厚い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 1gal あたり）は、正弦波による実験（厚い層の一次共振時）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も二次覆工されたトンネルの場合も顕著な差が見られなかった。
- ⑤ トンネルの軸線に沿った変位分布を的確に算定すれば、本研究に用いたモデルによる解析結果と実験結果とはよく一致しており、本研究に用いたシールドトンネルの縦断方向の解析モデルは、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、シールドトンネルに発生する曲げモーメントを正確に算定するためには、トンネルの軸線に沿った地盤の変位を適切に算定することが解析上最も重要であり、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。

7. おわりに

本論文は、層厚が変化する地盤中の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、当研究室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))、大井純氏(現大成建設(株))、高橋裕輔氏(現建設省)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) 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。
- 3) 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。
- 4) 村上博智，小泉淳：シールド工事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。
- 5) 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。
- 6) 江守一郎：模型実験の理論と応用，技報堂出版，1985年。
- 7) 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。
- 8) 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ーンゴムの動特性，第23回土質工学研究発表会講演集，No.380，pp.1001～1002，1988年6月。
- 9) 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。
- 10) N.Takamatsu, H.Murakami, A.Koizumi: 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, Acapulco, 1992.
- 11) 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。

(1998年9月18日受付)