

立坑を含むシールドトンネルの縦断方向の 地震時挙動に関する研究

A Study on Seismic Behavior of Shield Tunnel Including Shaft in Longitudinal Direction

齋藤啓文¹・山根謙二²・小泉淳³

Keibun Saito, Kenji Yamane, Atsushi Koizumi

¹学生会員 早稲田大学大学院 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 工修 東京電力株式会社 (〒108-0023 東京都港区芝浦4-19-1)

³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)

This analytical proposal was investigated by a series of model tests on the behavior of shield tunnel including shaft in the longitudinal direction. In the experimental study, firstly, seismic motion was applied to the test models to confirm the effectiveness of analytical model. Secondly, the interaction between tunnel including shaft and the ground was investigated by the test in the model ground.

Key Words: shield tunnel, shaft, seismic design, model vibration experiment, earthquake-resistant reinforcement

1. はじめに

一般に、地中構造物は大地震の際、地上の構造物に比べて被害を受けにくいとされている。しかし、1995年1月に発生した兵庫県南部地震や1985年9月にメキシコで発生したミチョアカン地震では、立坑とシールドトンネルとの接合部付近での被害が報告されている。¹⁾²⁾

シールドトンネルは、ライフライン施設として利用されていることが多く、高い公共性を有するので、耐震設計は避けて通れない状況にある。

シールドトンネルのような線状の地中構造物では、トンネル横断方向よりもその縦断方向のほうが地震の影響を受けやすいことが知られている。³⁾⁴⁾とくに、地形・地盤条件の変化部や構造条件の変化部においては、地中構造物に大きな変形や断面力が生じることが過去の地震被害からも示されている¹⁾²⁾。

このような情勢の中、シールドトンネルに関する標準示方書³⁾、設計標準⁵⁾、設計指針⁶⁾などはシールドトンネル、立坑の耐震設計法として応答変位法を採用しているが、シールドトンネルと立坑の接合部およびその周辺部については、地震に対してセグメントを可とう構造にするなどの対処法にとどまっている。これらの部分での地震時挙動を把握し、合

理的な設計を行うための適切な構造解析モデルを考えることは、大地震時における安全性を確保する上でも重要である。

本論文は、模型振動実験および応答変位法による解析より得られた、立坑付近におけるシールドトンネルの地震時の挙動に関する知見を述べたものである。

2. 模型振動実験

(1) 対象とした地盤とシールドトンネル

対象とした地盤は、N値が50を超えるような硬い基盤上に堆積した硬質な砂質土層(N値=30)、さらにその上に軟弱な粘性土層(N値=3)が堆積していると想定した。単位体積重量およびポアソン比は鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル⁵⁾および道路橋示方書・同解説 耐震設計編⁷⁾を参考に決定した。地盤の弾性係数は、N値からせん断弾性波速度を推定し、そのせん断弾性波速度から算出する方法を用いた⁸⁾。

対象として想定したシールドトンネルは、平板形コンクリートセグメントを用い、矩形の立坑に接続しているトンネルである。シールドトンネルおよび立坑の単位体積重量、弾性係数はトンネル標準示方

表-1 地盤、トンネルおよび立坑の諸元

		実物	実験模型		解析に用いた値	
			相似則による値	用いた材料の値	地盤のみ	トンネル埋設
粘性土層	縦幅(m)	105	1.05	1.05	1.05	1.05
	横幅(m)	90	0.9	0.9	0.9	0.9
	層厚(m)	20	0.2	0.2	0.2	0.2
	単位体積重量(kN/m ³)	18	10	9.93	9.93	9.93
	変形係数(kN/m ²)	7.09×10^4	3.94×10^2	2.81×10^2	2.81×10^2	2.81×10^2
	ポアソン比	0.45	—	0.45	0.45	0.45
	減衰定数	—	—	—	0.08	0.08
砂質土層	縦幅(m)	105	1.05	1.05	1.05	1.05
	横幅(m)	90	0.9	0.9	0.9	0.9
	層厚(m)	10	0.1	0.1	0.1	0.1
	単位体積重量(kN/m ³)	20	11.11	13.76	13.76	13.76
	変形係数(kN/m ²)	2.10×10^5	1.17×10^3	1.17×10^3	1.17×10^3	1.17×10^3
	ポアソン比	0.45	0.45	—	0.45	0.45
	減衰定数	—	—	—	0.065	0.065
トンネル	長さ(m)	45	0.45	0.45	—	0.45
	外径(m)	5	0.05	0.05	—	0.05
	覆工厚(m)	0.3	0.003	0.003	—	0.003
	セグメント幅(m)	1	0.01	0.01	—	0.01
	単位体積重量(kN/m ³)	26	14.44	11.14	—	11.14
	弾性係数(kN/m ²)	4.0×10^7	2.22×10^5	4.27×10^3	—	4.27×10^3
	ポアソン比	—	—	—	—	0.45
立坑	減衰定数	—	—	—	—	0.06
	縦幅(m)	15	0.15	0.15	—	0.15
	横幅(m)	15	0.15	0.15	—	0.15
	高さ(m)	25	0.25	0.25	—	0.25
	壁厚(m)	1	0.01	0.01	—	0.01
	単位体積重量(kN/m ³)	25	13.9	9.57	—	9.57
	弾性係数(kN/m ²)	2.5×10^7	2.5×10^5	8.66×10^5	—	8.66×10^5
	ポアソン比	—	—	—	—	0.39
	減衰定数	—	—	—	—	0.05

書³⁾を参考に決定した。各々の値を表-1に示す。

(2) 相似則⁹⁾

模型振動実験を行う場合、相似則を用いて実物を模型化する。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を定める必要がある。本研究では地盤に生じる慣性力と弾性力とが支配的な物理量であると考え、「長さ」、「時間」、「密度」を基礎相似比とし、「ひずみ」、「弾性係数」、「加速度」の相似比を求めた。表-2に各相似比を示す。

(3) 実験模型

実験模型は相似則に基づき忠実に再現した。地盤の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、地盤の側方境界面は自由面とした。地盤模型の大きさは、半無限地盤を表現するために有限要素法(以下、FEMとする)による予備解析を行い、トンネルおよび立坑を埋設する部分に両側面の自由端の影響が出ないように定め

表-2 相似比

物理量	基礎相似比			誘導相似比		
	長さ	時間	密度	ひずみ	弾性係数	加速度
相似比	1/100	1/10	1/1.8	1/1	1/180	1/1

た。トンネルおよび立坑の材料には低密度ポリエチレンを用いた。

セグメント幅にも相似則を適用すると、リング継手が非常に密に配置されることになるため、本研究では模型製作上の精度などを考慮し、10リング分の長さ(10cm)のシリコンゴム管を剛性が一様に低下したリングと考えてモデル化した。また、トンネル長手方向の地盤自由端が模型の中心付近にあるトンネルに影響を与えないよう、トンネル長手方向にトンネル模型を5リングに分割し、各リングの間には隣接するリングの影響が伝わらないよう、シリコンゴムでできた剛性の低い薄いリング状のゴム(幅 3mm, 弾性係数 133kN/m²)を挟んだ。

表-1に実験模型の各諸元を、図-1に実験模型の概略図を示す。模型に使用した材料の諸元は力学的特

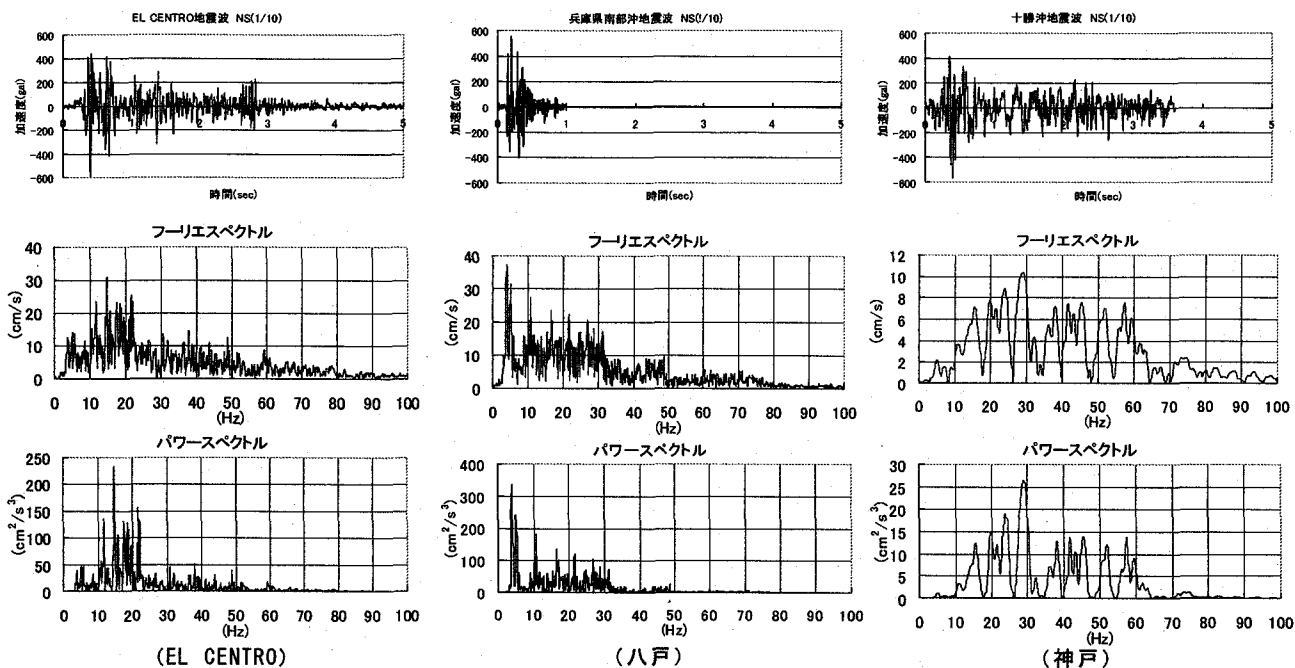


図-4 振動台への入力地震波

$$E_1 \cdot \varepsilon_1 = E_2 \cdot \varepsilon_2$$

- (1) ては、実験結果と比較することでこの動的解析の有用性を確認しながら適宜実験結果を補うものとして利用することとした。

となる。よって、式(1)より、

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \frac{E_2}{E_1} \cdot \varepsilon_2 \\ &= \alpha \cdot \varepsilon_2 \end{aligned}$$

- (2)

以上の計算より、校正係数 α を $\alpha=24.4$ と算出した。掲載してあるひずみの値、またこれから算出した断面力はすべてこの校正係数を乗じて算出したものである。

3. 解析方法

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と考えられる。したがって、解析には応答変位法を用いた。

入力地盤変位は、トンネルの挙動が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、動的FEMにより得られたトンネル図心位置の最大地盤変位を用いた。地盤の時刻歴応答解析には、二次元および三次元動的FEMを用い、地盤の減衰定数などは地盤のみの振動実験からまとめたものを用いた。

(1) 二次元および三次元FEMによる動的な解析

実験模型を対象として複素応答解析法に基づく有限要素法による動的解析を行う。本研究におい

a) 解析プログラムの概要

本研究では「三次元地盤・構造物連成地震応答解析システム・DINAS」により三次元有限要素法、複素応答解析法に基づいたプログラムを用いることとした。

b) 解析モデルと材料の緒元

解析に用いる諸元は材料の力学的特性試験から得られたものをもとにしているが、地盤模型の水平加振時における1次共振時の挙動をより忠実に再現するように、地盤材料であるシリコンゴムのせん断弾性係数と減衰定数を調整した。これは、弾性係数に関しては力学的特性試験が静的実験であり、必ずしも動的なそれとは一致しないこと、供試体の形状によっても値が変わることが挙げられる。減衰定数に関しては、実験から得られる値が実験模型全体のものであり、材料のそれではないこと、材料自体の減衰特性がよく分かっていないこと、また材料のみならず部材接合部の摩擦や地盤、空気など他の要因にも影響を受けることなどが挙げられる。表1に解析に用いた諸元を示す。

解析モデルは実験模型を対象にモデル化を行った。二次元動的解析は、地盤を平面ひずみ要素でモデル化し、立坑をはり要素でモデル化したものと平板でモデル化したものを用いた。三次元動的解析は、地盤をソリッド要素、立坑はシェル要素でモデル化したものを用いた。また、側方境界は自由境界、底面境界は完全結合であり、材料はすべて線形弾性体とした。地盤と構造物の間は連結モデルとし全体解析法を用いて解析

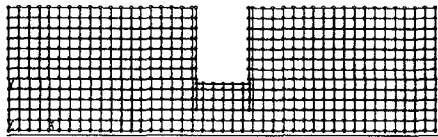


図5 二次元解析モデルの一例

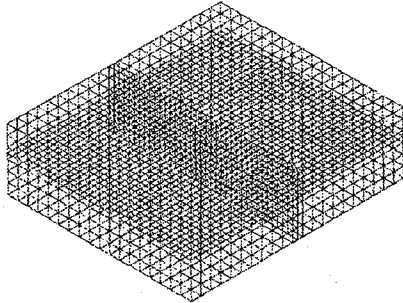


図6 三次元解析モデルの一例

表3 解析条件

	入力波動			解析振動数間隔 Hz	解析する 振動数の上限
	時間間隔 sec	データ数	継続時間 sec		
正弦波	0.0009766	2048	2.000	0.2499	50
地震波	0.002	2048	4.096		

を行った。図5に二次元解析モデルの、図6に三次元解析モデルの一例を示す。

c) 解析条件

正弦波による実験では、振動数を共振曲線を考慮し、0.1Hz, 1Hz, 5Hz 間隔で変化させて固有振動数と応答倍率を求めたので、解析においては解析時間を考慮に入れ、振動数間隔が0.25Hz程度になるように決定した。実地震波による解析には、実験で測定した振動台の加速度を使用する。表3に解析条件を示す。

(2) はりばねモデルを用いた応答変位法による解析

a) 静力学構造モデルの概要

はりばねモデルは立体構造モデルほどシールドトンネルを詳細にモデル化したものではないものの、実用的には十分にその役割を果たせるものと考えられる。そこで、本研究では広義の応答変位法³⁾の静力学解析モデルとして、はりばねモデルを用いることにする。解析にはシールドトンネル構造解析プログラム「MOLEMAN-i」を用いた。

図7は、応答変位法に用いたトンネル縦断方向の静力学解析モデルである。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はり部材（軸剛性 $E A_r$ 、曲げ剛性 $E I_r$ ）で、リング継手をばね部材（軸ばね K_{ul} 、せん断ばね K_s 、および回転ばね K_{θ} ）で、立坑との接合部をばね部材（軸ばね $K_{u'}$ 、せん断ばね $K_{s'}$ 、および回転ばね $K_{\theta'}$ ）で評価した。また、地盤との相互作用は、はり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。

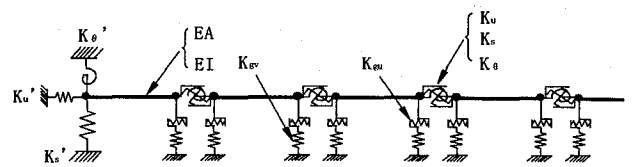


図7 静力学解析モデル

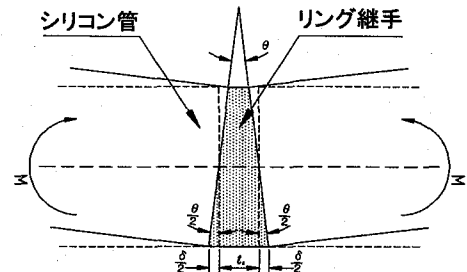


図8 リング継手の曲げ変形

b) 各種ばねのばね定数

リング継手を評価する軸ばねのばね定数 K_{ul} は、リング継手を評価した合成ゴムリングに軸力が作用した場合の荷重と変形との関係から下式により求めることとした。

$$K_{ul} = \frac{E_R A_R}{l_R} \quad (3)$$

ここに、 E_R は継手ゴムの弾性係数を、 A_R は継手ゴムの断面積を、また l_R は継手ゴムの幅を表す。

リング継手を評価するせん断ばねのばね定数 K_s は、リング継手の弾性係数を用いて下式により求めることとした。

$$K_s = \frac{E_R A_R}{2(1+\nu_R) \cdot l_R} \quad (4)$$

ここに、 ν_R は継手ゴムのポアソン比を表す。

リング継手を評価する回転ばねのばね定数 K_{θ} は、以下のように定めた。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。図8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_{θ} を下式により求めることとした。

$$K_{\theta} = \frac{E_R I_R}{l_R} \quad (5)$$

ここに、 I_R は継手ゴムの断面二次モーメントを表す。

表4に相似則を用いて実物大に換算したリング継手の諸元とリング継手を評価するばねのばね定数を示す。立坑とトンネルとの接合部は完全に剛結にしていることから、接合部のばねのばね定数は無限大とした。

(3) セグメントリングnリング分の等価剛性¹⁰⁾

シールドトンネルの縦断方向の地震時の検討が特

表4 リング継手の諸元とばね定数

断面積 A_g (m^2)	4.499
断面二次モーメント I_g (m^4)	12.448
継手ゴムの幅 l_g (m)	3.05×10^{-1}
弾性係数 E_g (kN/m^2)	2.394×10^4
ポアソン比 ν_g	0.45
軸ばねのばね定数 K_{ul} (kN/m)	3.531×10^5
せん断ばねのばね定数 K_{sl} (kN/m)	1.218×10^5
回転ばねのばね定数 $K_{\theta 1}$ ($\text{kN} \cdot \text{m/rad}$)	9.771×10^5

表5 地盤反力係数 (kN/m^3)

	地盤反力係数
軸方向 k_{gu}	1.874×10^3
軸直角方向 k_g	5.436×10^3

に要求されるのは、トンネルの構造が急変する位置、地盤が急変する位置および立坑との接合部付近などである。両立坑間で地盤条件も変化せず、トンネルの構造も同一のままである大部分の区間については、セグメント1リングずつを個々にモデル化するよりも、その区間を一様に剛性を低下させた等価剛性を有する棒部材に置換することが、計算容量や計算時間が低減できるため合理的かつ実用的である。そこで、ここではセグメント n リング分の等価剛性を算定する方法を用いた。この方法は、相似則を用いてトンネルをモデル化する場合などに用いている。詳細については、参考文献10)を参照されたい。

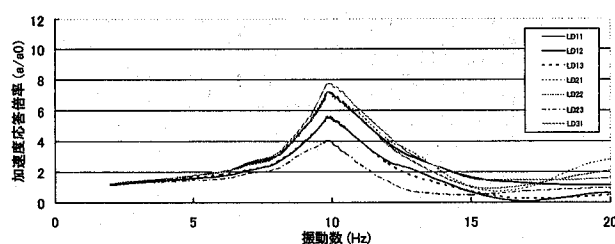
(4) 地盤反力係数

本研究が対象とする周波数領域は小さく、大きく見積もっても数Hz程度である。また、解析の目的は、筆者らの提案する構造モデルが応答変位法を用いて実務的に適用できるか否かを検証することにある。よって、地盤ばねの評価の実情^{11)~15)}を考慮のうえ、周波数依存性を考慮せず定めることとした。

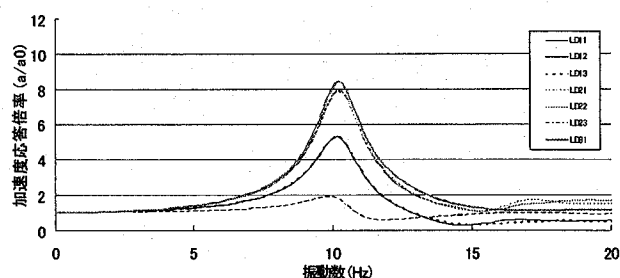
目視の結果、振動を与えても地盤とトンネル模型との接触面でのすべりは生じていなかった。このことから、地盤とトンネルとの接触面に滑りが生じるまでは、この地盤反力係数は線形と見なしてよいものと判断した。地盤反力係数は一軸圧縮試験(JIS K 7181)により求めた地盤反力係数 k_{gu} および k_g を相似則にて実物大に換算した値を表5に示す。

(5) 地震力の検討

地中線状構造物の縦断方向の応答変位法において、考慮すべき地震力は主に、①地盤変位、②慣性力の2つがある¹⁶⁾。本研究では、立坑とトンネルが地震時



(a) 実験結果



(b) 解析結果

図9 地盤の加速度共振曲線(軸方向加振時)

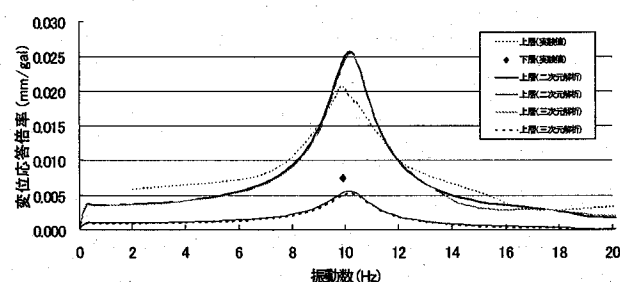


図10 地盤の変位共振曲線

挙動に与える影響を詳細に調べる必要があることから、FEMモデルを用いて求めた地盤変位を用いた。慣性力については地中構造物において卓越することが考えにくいため、ここでは考慮しなかった。

4. 正弦波を対象とした場合の実験結果と解析結果との比較およびその考察

(1) 軸方向加振時

a) 共振曲線

図9は地盤模型の加速度共振曲線の実験結果および三次元解析の結果を示したものである。図10に地盤模型の変位共振曲線の実験結果および解析の結果を示す。二次元の解析においては、加速度が実験で計測した位置と同位置での比較ができないため変位共振曲線のみ示すものとした。凡例の計測位置については、図2を参照されたい。なお、上層は粘性土層、下層は砂質土層である。

図9から、地盤模型の加速度応答倍率は実験結果、解析結果ともに地表面に近いほど大きくなっている。応答倍率の大きさに多少の差はあるものの、応答倍率が卓越した共振振動数付近では、解析結果

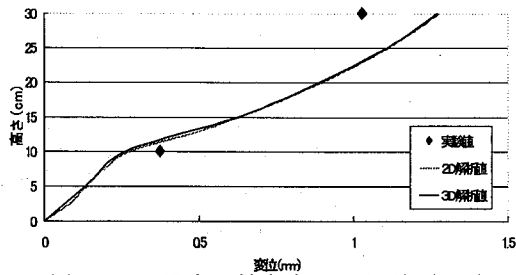


図 1.1 地盤のみの場合の最大変位分布 (軸方向加振時)

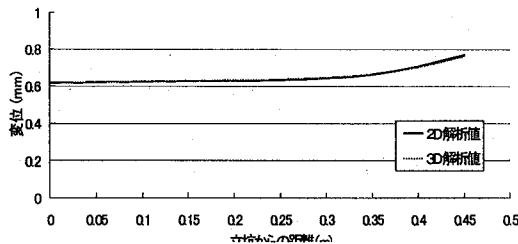


図 1.2 地盤の最大変位分布 (軸方向加振時)

と実験結果はほぼ一致していると思われる。

図 1.0 から、地盤のみの変位共振曲線の場合、二次元解析と三次元解析に差は生じないものと考えられる。実験結果および解析結果のすべてで下層より上層で変位応答倍率が大きくなっている。応答倍率が卓越した共振振動数付近では、解析結果と実験結果はほぼ一致していると思われる。

したがって、解析結果は実験結果を説明できるため、これら地盤モデルの諸元を使用した解析モデルを用いて比較検討することは可能であると判断した。

b) 二次元および三次元 FEM による動的な解析

① 地盤模型を対象とした場合の地盤応答変位

図 1.1 に地盤模型を対象とした解析モデルの側方境界における最大変位分布の解析結果と実験結果を示す。実験結果は図 2 の LDd1 および LDd2 における値である。図 1.2 は地盤模型のトンネル図心位置における軸方向の最大変位分布の解析値を示したものである。

図 1.1 から、二次元解析結果と三次元解析結果の側方の最大変位分布を比較した場合、地盤のみのモデルにおいて差は生じないものと考えられる。両解析モデルともに実験結果と多少の差は見られるが、実験結果とほぼ一致していると思われる。したがって、地盤のみの解析モデルによって地盤模型の地盤変位を表現できると考えられる。

図 1.2 から、二次元解析モデル、三次元解析モデルともに自由端の影響が出ていることがわかる。しかし、立坑から 0.25m までは変位が一定であることから、自由端の影響は計測点まで及んでおらず、自由端の影響は計測点で考えなくてよいと判断できる。

② 立坑埋設模型を対象とした場合の地盤応答変位

図 1.3 は各解析モデルのトンネル図心位置における軸方向の最大変位分布を示したものである。

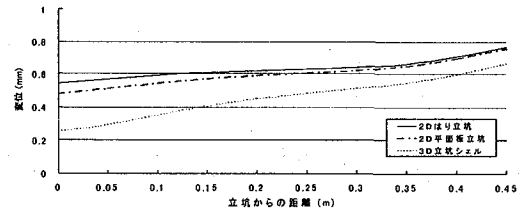


図 1.3 立坑がある場合の最大変位分布の解析結果 (軸方向加振時)

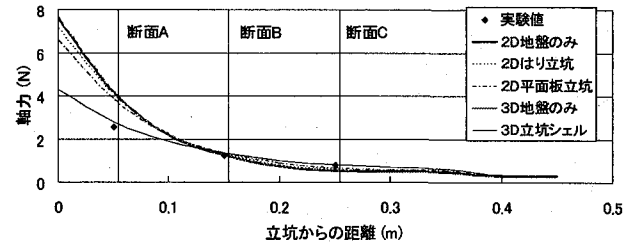


図 1.4 応答変位法による解析結果 (軸方向加振時)

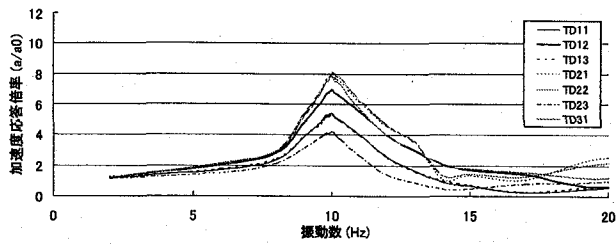
すべての解析モデルにおいて、立坑との接合部での変位が最も小さく、立坑から離れるにつれて変位は徐々に大きくなっている。これは、立坑の周辺地盤が立坑に拘束されるためと考えられる。2次元解析モデルにおいて、立坑を平板要素でモデル化した解析結果とはり要素でモデル化した解析結果を比較すると、平板要素の場合の方が地盤変位に立坑の影響が現れている。立坑をシェル要素でモデル化した三次元解析モデルは、それらの二次元解析モデルより、立坑との接合部の影響を顕著に表している。

したがって、立坑の存在はトンネル軸線に沿って地盤変位に影響を与えていると判断できる。

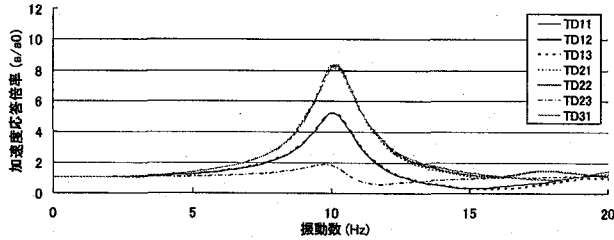
c) はりばねモデルを用いた応答変位法による解析

図 1.4 は各解析モデルの解析結果および実験結果の軸力を示したものである。

図 1.4 から、二次元解析モデルにおいて地盤のみのモデルと立坑を埋設したモデルの解析結果に大きな違いは見られず、立坑の影響を十分に表現しきれていないものと考えられる。断面 B、断面 C において、実験結果と解析結果はほぼ一致しており、高い精度を示しているものの、断面 A においては差がみられる。このことから、立坑からの距離が 0.15m 以降では、立坑の影響が及ばないため、実験結果と解析結果はほぼ一致していると考えられる。また、立坑からの距離が 0.15m 以内では、立坑の影響があり、実験結果と解析結果とに差が生じるものと考えられる。三次元解析モデルの解析結果においても、地盤のみの場合は断面 B、断面 C ではほぼ一致しているが、断面 A では差がみられる。これは二次元解析の場合でも述べたように、立坑の影響が表現されていないためであると考えられる。立坑をシェル要素でモデル化した解析モデルは、地盤のみの解析結果と比較して、すべての断面で実験結果とほぼ一致している。これは、立坑の影響が十分に表現されているためと考えられる。



(a) 実験結果



(b) 解析結果

図 15 地盤の加速度共振曲線(軸直角方向加振時)

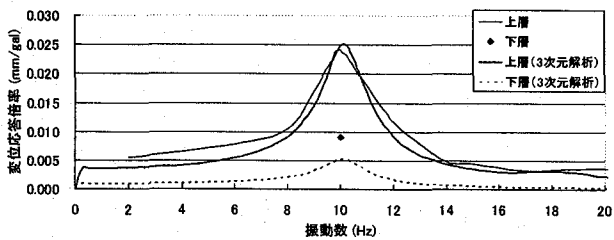


図 16 地盤の変位共振曲線(軸直角方向加振時)

したがって、立坑をシェル要素でモデル化した三次元解析モデルは、ロッキングなどの立坑の影響を十分に表現できていると考えられる。このことから、立坑をシェル要素でモデル化した三次元解析モデルを用いるのが適切であると判断される。

(2) 軸直角方向加振時

a) 共振曲線

図 15 は地盤モデルの加速度共振曲線の実験結果および解析結果を示したものである。図 16 は地盤モデルの変位共振曲線の実験結果および解析結果を示したものである。なお、二次元解析モデルは軸直角方向加振で解析できないため、解析結果は三次元解析の場合のみ示すものとする。

図 15 から、地盤モデルの加速度応答倍率は、軸方向加振時と同様、解析結果と実験結果とは、ほぼ一致していることがわかる。

図 16 から、変位共振曲線については、軸方向加振時と同様なことがいえる。

したがって、解析結果は実験結果を説明できるため、これら地盤モデルの諸元を使用した解析モデルを用いて比較検討することは可能であると判断した。

b) 三次元 FEM による動的な解析

① 地盤模型を対象とした場合の地盤応答変位

図 17 に地盤モデルの側方境界における最大変位の

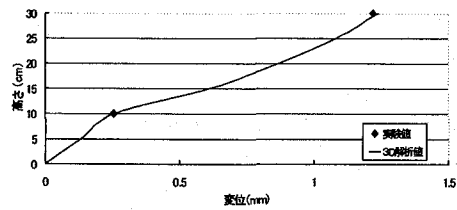


図 17 地盤のみの場合の最大変位分布(軸直角方向加振時)

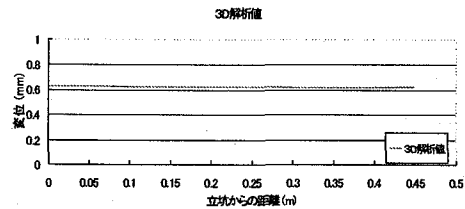


図 18 地盤の最大変位分布(軸直角方向加振時)

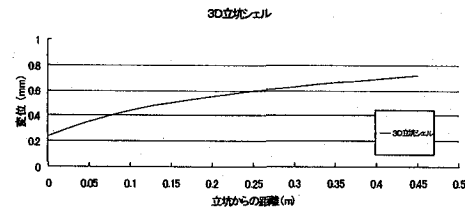


図 19 立坑埋設がある場合の最大変位分布(軸直角方向加振時)

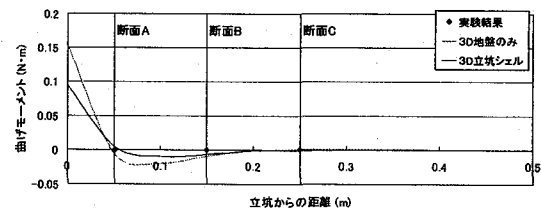


図 20 応答変位法による解析結果(軸直角方向加振時)

解析結果および実験結果を示す。実験結果は図 2 の TDd1 および TDd2 における値である。図 18 は地盤模型を対象とした解析モデルのトンネル図心位置における軸直角方向の最大変位分布を示したものである。

図 17 から、解析結果と実験結果はほぼ一致していることがわかる。したがって、解析モデルによって、地盤モデルの地盤変位を表現できると考えられる。図 18 から、三次元解析モデルで自由端の影響はほとんど見られないので、計測点で自由端の影響は考えなくてよいものと判断できる。

② 立坑埋設模型を対象とした場合の地盤応答変位

図 19 は、立坑をシェル要素でモデル化した三次元解析モデルのトンネル図心位置における軸直角方向の最大変位分布を示したものである。

図 19 から、立坑との接合部での変位が最も小さく、立坑から離れるにつれて変位は徐々に大きくなっていることがわかる。これは、立坑に拘束されるためであると考えられる。

したがって、立坑の存在はトンネル軸線に沿って地盤変位に影響を与えていると判断できる。

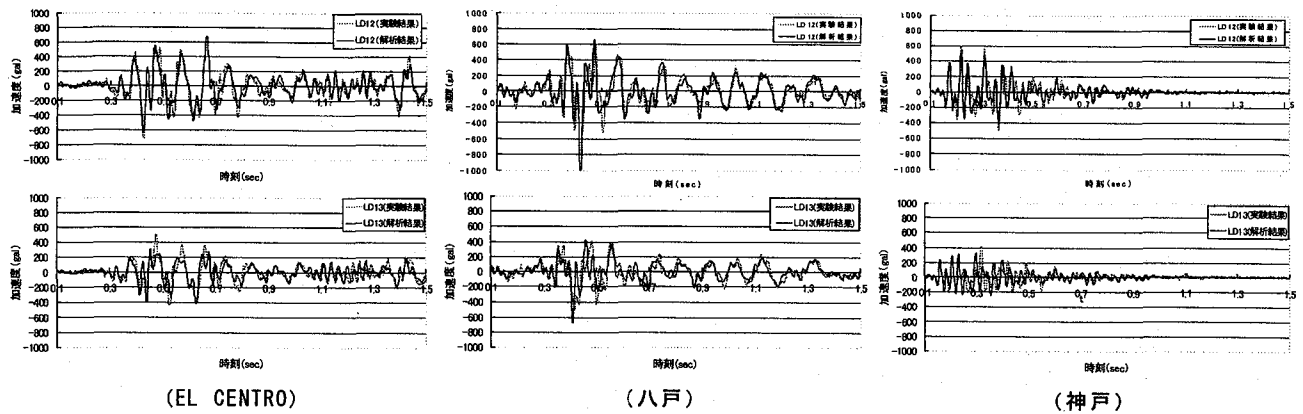


図 2 1 各計測点における加速度応答(軸方向加振時)

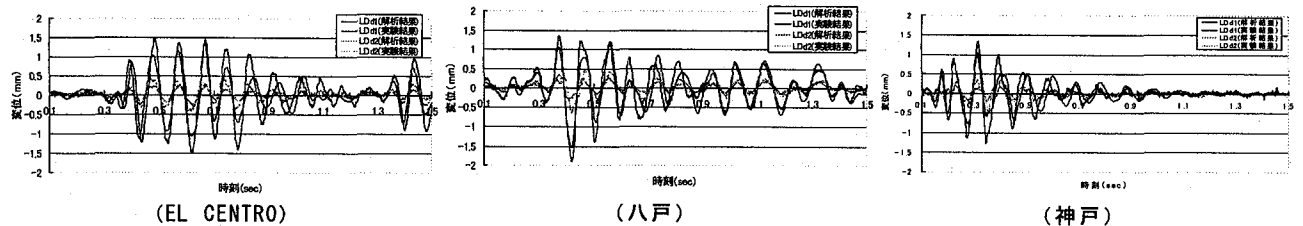


図 2 2 各計測点における変位応答(軸方向加振時)

c) はリーバースモデルを用いた応答変位法による解析

図 2 0 に、各解析モデルの最大地盤変位をはりーばねモデルに作用させた時の解析結果および実験結果の曲げモーメントを示す。

図 2 0 から、実験結果と解析結果において、地盤のみ、立坑埋設モデルともに、断面 A および断面 C においてはほぼ一致しているが、断面 B において差がみられる。これは、トンネルのリング継手部の回転ばねが影響していると考えられる。しかし、本研究において、曲げモーメントの値は小さく、また実験結果においては 3 断面の値しか計測しておらず、曲げモーメントの実験結果の分布形状は分からないので、必ずしも解析結果の精度がよくないともいえない。

しかし、4. (2), b) において、立坑の存在が与える影響が確認されているため、立坑をシェル要素でモデル化した解析モデルを用いるのが合理的であると考えることができる。

5. 実地震波を対象とした場合の実験結果と解析結果との比較およびその考察

(1) 軸方向加振時

a) 三次元 FEM による動的な解析

①地盤模型を対象とした場合の地盤応答変位

二次元の解析では、加速度が実験で計測した位置と同位置での比較ができない。正弦波を対象とした実験から、地盤のみの場合、二次元解析と三次元解析とで差は生じないという知見を得ている。このこ

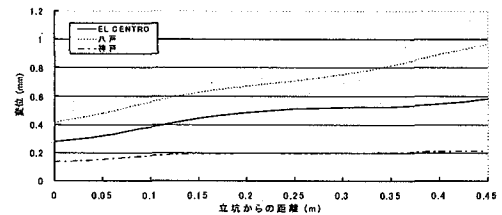


図 2 3 立坑がある場合の最大変位分布(軸方向加振時)

とから、三次元解析結果のみを示すものとする。図 2 1 に各地震波による各計測点の加速度応答を、図 2 2 に変位応答を示す。凡例の計測位置については、図 2 を参照にされたい。

すべての地震波の場合において、加速度は計測点が地表に近くなるほど大きくなっている。地表面の加速度は入力地震波の加速度に比べ、約 2 倍程度になっている。変位についても同様のことがいえる、その値は 3 倍ほどになっている。それぞれの計測点の実験値と解析値の加速度応答と変位応答を比べた場合、加速度および変位の大きさに多少の差はあるものの、位相はほぼ一致している。

したがって、これら地盤モデルの諸元を使用した解析モデルを用いて比較検討することは可能であると判断した。

②立坑埋設模型を対象とした場合の地盤応答変位

図 2 3 はトンネル図心位置における軸方向の最大変位分布の解析結果を示したものである。立坑をシェル要素でモデル化した三次元解析モデルの解析結果のみを示すものとする。

すべての地震波において、立坑との接合部の変位が最も小さい。これは立坑に拘束されるためであると判断できる。また、変位の大きさは八戸が最も

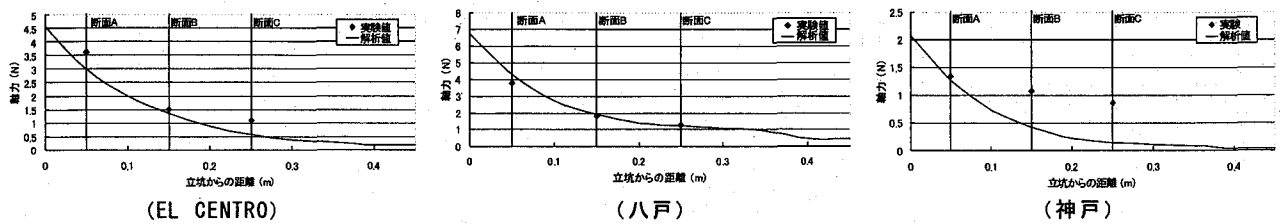


図 2.4 応答変位法による解析結果(軸方向加振時)

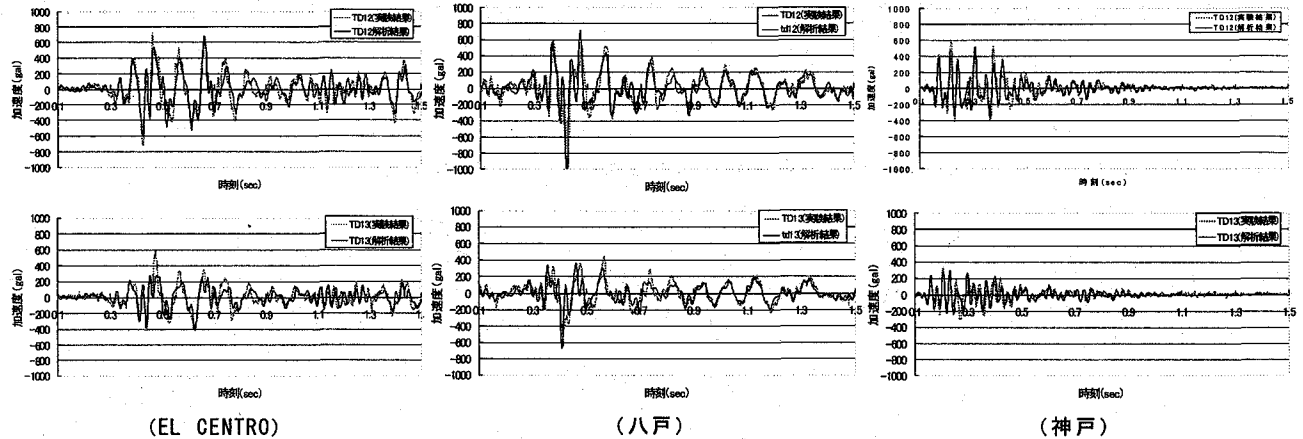


図 2.5 各計測点における加速度応答(軸直角方向加振時)

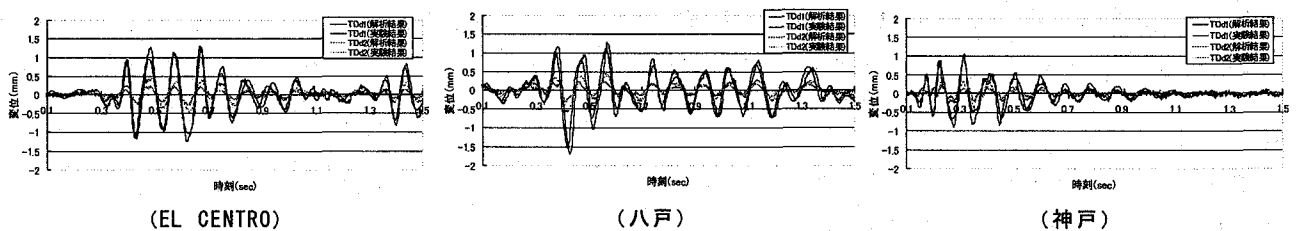


図 2.6 各計測点における変位応答(軸直角方向加振時)

大きく、続いて EL CENTRO, 神戸の順となっている。これは、本実験で使用した実験模型の共振振動数付近における、各地震波のパワースペクトルの大きさが影響しているものと思われる。

b) はりばねモデルを用いた応答変位法による解析

図 2.4 に各地震波における解析結果と実験結果の軸力を示す。変位は、トンネル図心位置における地盤変位が最大となる時刻の地盤変位を用いた。

すべての地震波の場合において、解析結果、実験結果ともに立坑付近の軸力が大きく、立坑から離れるにしたがって徐々に小さくなっている。これは立坑による影響が表れた結果だと考えられる。EL CENTRO, 八戸の解析結果は実験結果と近い値を示しているものの、神戸に関しては、解析結果は実験結果よりも小さい値を示しており、解析結果と実験結果にも差が見られる。

したがって、すべての地震波においてロッキングなどの立坑の影響を表現できているといえるが、解析結果においては、神戸に関してはそれほど高い精度が得られないことがわかる。これは、本研究のモデルでは、神戸地震波のような高周波領域における地盤の応力状態を十分に表現できないことが考えられる。

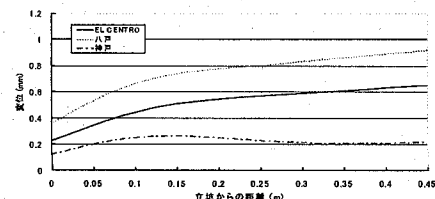


図 2.7 立坑がある場合の最大変位分布の解析結果(軸直角方向加振時)

(2) 軸直角方向加振時

a) 三次元 FEM による動的な解析

① 地盤模型を対象とした場合の地盤応答変位

図 2.5 に各地震波による加速度応答を、図 2.6 に変位応答を示す。凡例の計測位置については、図 2 を参照にされたい。

すべての地震波において、軸方向加振時と同様のことがいえる。

したがって、軸方向加振時と同様、これら地盤モデルの諸元を使用した解析モデルを用いて比較検討することは可能であると判断した。

② 立坑埋設模型を対象とした場合の地盤応答変位

図 2.7 は各地震波におけるトンネル図心位置の軸直角方向の最大変位分布の解析結果を示したものである。

すべての地震波において軸方向加振時と同様の

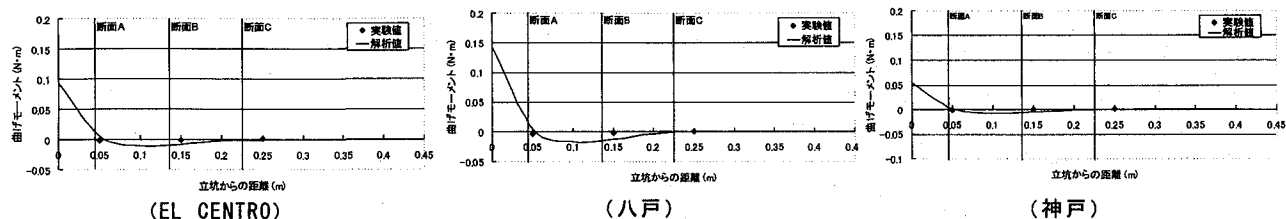


図28 立坑がある場合の解析結果(軸直角方向加振時)

ことがいえる。

b) はりーばねモデルを用いた応答変位法による解析

図28は各地震波の場合の、解析結果と実験結果の曲げモーメントを示したものである。

実験結果と解析結果を比較すると、すべての解析モデルで、断面Aおよび断面Cにおいてはほぼ一致しているが、断面Bにおいて差がみられる。これは、トンネルのリング継手部の回転ばねの影響であると考えられる。しかし、本研究において、曲げモーメントの値は小さく、また実験においては3断面の値しか計測しておらず、曲げモーメントの実験結果の分布形状は分からないので、必ずしも解析結果が良くないともいえない。

6. 結論

立坑を含むシールドトンネル縦断方向の地震時挙動に関する模型振動実験とその応答解析の結果から、以下の知見が得られた。

(1) 正弦波を対象とした場合

- ①二次元および三次元動的FEM解析によれば、実験模型の加速度共振曲線および変位共振曲線の実験結果を説明できる。
- ②動的FEM解析を行う際、立坑をシェル要素でモデル化したものが適切である。
- ③はりーばねモデルを用いた応答変位法による解析では、立坑から一定距離はなれると立坑の影響は及ばなくなる。
- ④はりーばねモデルを用いた応答変位法による解析では、二次元解析モデルおよび地盤のみの三次元解析モデルの動的FEM解析から得られる地盤変位を用いた場合、立坑の影響を表現できない。
- ⑤はりーばねモデルを用いた応答変位法による解析では、立坑をシェル要素でモデル化した三次元解析モデルの動的FEM解析から得られる地盤変位を用いた解析結果は、実験結果を十分に説明できる。

(2) 実地震波を対象とした場合

- ①三次元動的FEM解析によれば、実験模型の加速度応答曲線および変位応答曲線の実験結果を説明できる。
- ②立坑をシェル要素でモデル化した解析モデルを用いて動的FEM解析を行うことで、立坑の影響を説明できる。
- ③はりーばねモデルを用いた応答変位法による解析によれば、軸方向加振の実験においては神戸の実験結果を精度よく表現することは困難である。しかし、軸直角方向加振の実験においては結果を精度よく表現できる。

(3) 有用性をもつ解析方法

本研究で対象とした震動実験に用いた模型は、実際の立坑付近のシールドトンネルを表現できていると考えらる。このため、得られた実験結果は、実際の立坑付近のシールドトンネルが、地震を受けたときの挙動を表現していると思われる。また、解析に用いた各種の定数は、実物においてもその構造諸元や地盤の条件から求めることができる。このことから、三次元動的FEMによる解析、はりーばねモデルを用いた応答変位法による解析ともに、実際の立坑付近のシールドトンネルの挙動を説明でき、トンネルと立坑の接合部の耐震設計に際して、有用性があるものと考えられる。

謝辞：本論文をまとめるにあたって、当時修士課程に在学した瀧豪祐氏（現竹中工務店）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環境建設学科の多目的大型振動装置（DLS-3000-15）を用いたが、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。記して、深く感謝する次第である。

参考文献

- 1) 地盤工学会・阪神大震災調査委員会：阪神・淡路大震災調査報告書（解説編），1996年3月
- 2) 田村重四郎，伯野元彦，家村浩和，竹内幹雄：1985年メキシコ地震の震害，土木学会誌，Vol. 71, No. 5, pp. 79～85，1986年5月
- 3) 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
- 4) 川島一彦：地下構造物の耐震設計，鹿島出版会，1996年
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル，1997年7月
- 6) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，1997年
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編，1996年12月
- 8) 日本道路協会：駐車場設計・施工指針 同解説，1992年
- 9) 江守一郎：模型実験の理論と応用，技報堂出版，1985年
- 10) Takamatsu, N., Murakami, H., 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 Tunneling, pp. 277～285, Acapulco, 1992
- 11) 鵜飼恵三，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
- 12) 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
- 13) 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
- 14) 日本建築学会：入門・建物と地盤の動的相互作用，丸善，1996年
- 15) 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
- 16) 土木学会，地震工学委員会，耐震基準小委員会：土木構造物の耐震設計ガイドライン（案），2001年9月